Tampereen yliopisto

Anna Grönroos

RADAN RAKENNEKERROSTEN OMINAISUUKSIEN VAIKUTUS GEOMETRIAVIRHEEN SYNTYYN

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
TkT Heikki Luomala
DI Marko Peltomäki
Kesäkuu 2024

TIIVISTELMÄ

Anna Grönroos: Radan rakennekerrosten ominaisuuksien vaikutus geometriavirheen syntyyn
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikka
Kesäkuu 2024

Radan kuormituskestävyydellä kuvataan ratarakenteen kykyä vastustaa toistuvasta kuormituksesta syntyviä plastisia muodonmuutoksia. Ratarakenne on kuormituskäyttäytymisen näkökulmasta monimutkainen kokonaisuus ja sen mallintaminen on haastavaa. Tämä diplomityö lähestyy ratarakenteen kuormituskäyttäytymistä laskennallisesta näkökulmasta. Työssä hyödynnetään uutta Peltomäen kehittämää Ballasted Track Simulator -laskentaohjelmaa, joka on ensisijaisesti kehitetty radan kuormituskäyttäytymisen mallintamiseen. Työ on sekä kirjallisuusselvitys että laskennallinen tutkimus. Kirjallisuusselvityksessä on perehdytty karkearakeisten maamateriaalien kuormituskäyttäytymiseen ja sen kuvaamiseen sekä muiden tutkijoiden toimesta aiemmin tehtyihin tutkimuksiin radan kuormituskestävyydestä.

Tämän diplomityön laskentaosuuden tärkeimpänä tavoitteena on ollut selvittää radan rakennekerrosten ominaisuuksien vaikutusta geometriavirheen syntyyn muun muassa pehmeillä pohjamailla ja kantavilla pohjamailla. Näiden lisäksi tarkoituksena on ollut selvittää kaluston akselipainon ja käytetyn ajonopeuden vaikutusta geometriavirheen syntyyn. Mallinnettuja geometriavirheitä tutkittiin henkilöliikenteen matkustusmukavuuden näkökulmasta, jota varten laskettiin vaunun korin massakeskipisteen pystykiihtyvyydet. Lisäksi työssä on tutkittu siirtymäkiiloissa käytettävän materiaalin ominaisuuksien sekä siirtymäkiilan pituuden vaikutusta geometriavirheen syntyyn rumpujen aiheuttamissa epäjatkuvuuskohdissa. Toisaalta laskentaosuudessa on ollut tarkoituksena systemaattisesti testata uuden laskentaohjelman toimivuutta ja sen käytettävyyttä, ja verifioida uutta Peltomäen kehittämää materiaalimallia, jonka malliparmetri on syklinen rajajännitys.

Tehdyissä laskelmissa havaittiin, että pohjamaaolosuhteiden parametrisointi vaikuttaa huomattavasti saatuihin laskentatuloksiin erityisesti pehmeillä pohjamailla. Laskentatuloksista havaittiin, että pehmeillä pohjamailla syntyy deformaatioeroja radan pituussuunnassa sekä ohuilla että paksuilla rakenteilla. Tuloksista havaittiin, ettei alusrakenteen paksuudella ole yhtä merkittävää vaikutusta geometriavirheen syntyyn kuin aiemman käsityksen mukaan oletettiin. Kuitenkin havaittiin, että tukikerroksen tuennalla saadaan merkittävästi pienennettyä deformaatioeroja pehmeillä pohjamailla ohuillakin alusrakenteilla. Laskelmissa havaittiin, että kaluston akselipaino vaikuttaa huomattavasti rakenteen absoluuttiseen deformaatiotasoon ja kaluston ajonopeus vaikuttaa erityisesti korkeuspoikkeaman muotoon.

Avainsanat: tukikerros, alusrakenne, kuormituskäyttäytyminen, deformaatio, syklinen rajajännitys

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin Originality Check -ohjelmalla.

ABSTRACT

Anna Grönroos: The effect of railway structural layer properties on track irregularity development
Master's Thesis
Tampere University
Civil Engineering
June 2024

Track load resistance describes the track structure's ability to resist plastic deformation caused by repeated loading. The track structure is a complex entity from the point of view of load behavior and its modeling is challenging. This master's thesis approaches the load behavior of the track structure from computational point of view. The work utilizes the new Ballasted Track Simulator calculation program developed by Peltomäki, which is primarily developed for modeling the load behavior of the track. The work is both literature review and a computational study. In the literature review, the load behavior of coarse-grained materials and its description have been studied, as well as studies previously carried out by other researchers of the load resistance of the track.

The most important goal of the calculation part of this master's thesis has been to find out the effect of the structural layers of the track on the generation of track irregularity in, for example, on soft subsoils and coarse-grained subsoils. In addition to these, the purpose has been to find the influence of the axel weight and the used driving speed on the generation of geometry error. The obtained geometry errors were studied form the point of view of passenger transport, where the vertical accelerations of the center of mass of the of the car were calculated. In addition, the work has investigated the effect of the material used in the transition wedges and the length of the transition wedge on the generation of geometry error at discontinuity points caused by culverts. On the other hand, the purpose of the calculation part has been to systematically test the functionality of the new calculation program and its usability, and to verify the new material model developed by Peltomäki, which model parameter is the cyclic threshold stress.

In the performed calculations, it was found that the modeling of subsoil conditions significantly affects the obtained calculation results, especially on soft subsoils. From the calculation results, it was found that on soft subsoils, deformations differences occur in the longitudinal direction of the track with both thin and thick structures. It was found that the thickness of the substructure does not have as significant an effect on the generation of geometry error as according to the previous understanding. However, it was found that with the tamping of the ballast layer, deformation differences can be significantly reduced on soft subsoils, even with thin structure. In the calculations, it was found that the axle weight of the vehicle significantly affects the amount of absolute deformations, and the driving speed of the vehicle especially affects the shape of the vertical irregularity.

Keywords: ballast, sub-ballast, load resistance, deformation, cyclic threshold limit

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin Originality Check service.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Tampereen yliopistolla tutkimuskeskus Terrassa osana Väyläviraston rahoittamaa NOSERA-tutkimusohjelmaa. Haluaisin erityisesti kiittää Panu Tollaa Väylävirastosta työn kommentoinnista ja aktiivisesta osallistumisesta työn ohjaukseen.

Haluaisin erityisesti kiittää työni erinomaisia ohjaajia Heikki Luomalaa ja Marko Peltomäkeä. Ilman heitä tämä diplomityö ei olisi onnistunut. Kiitos kaikista kommenteista ja neuvoista sekä erittäin aktiivisesta työn ohjaamisesta.

Tampereella, 25.6.2024

Anna Grönroos

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO 1
2. KARKEARAKEISEN MATERIAALIN KUORMITUSKÄYTTÄYTYMINEN 3
2.1 Jännitystila 3
2.2 Huokoisuus ja huokosvedenpaine 4
2.3 Muodonmuutokset 5
2.4 Imupaineominaisuudet 7
2.5 Materiaalimallit 9
2.5.1 Palautuvien muodonmuutosten mallintaminen 9
2.5.2 Palautumattomien muodonmuutosten mallintaminen 12
2.6 Pääjännityskiertymä 15
2.7 Karkearakeisen materiaalin lujuus 16
2.7.1 Koheesio 17
2.7.2 Kitkakulma 18
2.8 Maan myötöehto 19
3. RATARAKENNE JA RADAN KUORMITUKSET 22
3.1 Radan rakenneosat 22
3.1.1 Kiskot 22
3.1.2 Välilevyt 23
3.1.3 Ratapölkyt 23
3.1.4 Tukikerros 24
3.1.5 Alusrakenne 26
3.2 Ratarakenteeseen kohdistuvat kuormitukset 27
3.3 Kuorman välittyminen ja jakautuminen ratarakenteessa 29
4. BALLASTED TRACK SIMULATOR -LASKENTAOHJELMA 32
4.1 Lyhyen- ja pitkän ajan laskenta 32
4.2 Jännityslaskenta 33
4.3 Kaluston mallintaminen 40
4.4 Alusrakenteen ja pohjamaan mallintaminen 43
4.5 Tukikerroksen mallintaminen 45
4.6 Laskentaohjelman käyttöliittymä 49
5. SYSTEMAATTINEN LASKENTAOHJELMAN TOIMIVUUDEN ARVIOINTI 55
5.1 Pohjamaan E-moduuli 55
5.1.1 Pohjamaajouston suuruus 55
5.1.2 Pohjamaan pintaan kohdistuva pystyjännityslisäys 57
5.2 Ratarakenteen jäykkyys 59
5.2.1 Alusrakenteen vaikutus rakennejoustoon 59
5.2.2 Alusrakenteen vaikutus pystyjännitykseen 60
5.2.3 Tukikerroksen jäykkyyden vaikutus 64
5.3 Akselipaino 65

6. SYKLISEN RAJAJÄNNITYKSEN VERIFIOINTI 67
6.1 Tornio km909 69
6.2 Ylitornio km945 70
7. LASKENTATAPUKSET 72
7.1 Pehmeä pohjamaa 72
7.2 Tuennan merkitys geometriavirheen syntyyn pehmeillä pohjamailla 83
7.3 Kantava pohjamaa 85
7.4 Ajonopeuden ja akselipainon vaikutus deformaatioon 86
7.5 Alusrakenteen laadun vaihtelun merkitys 89
7.6 Ratapölkkyjen ja kiskon alkugeometriavirheet 91
7.7 Tukikerroksen merkitys geometriavirheen syntyyn 95
7.8 Siirtymäkiilat 97
8. JOHTOPÄÄTÖKSET 111
LÄHTEET 113

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Lyhenteet:

EVA	etyyli-vinyyliasetaatti

Pienet kreikkalaiset kirjaimet:

α	pääjännityskiertymävakio
γ	leikkausmuodonmuutos
ε	muodonmuutoskomponentti
$\varepsilon_{a,p}$	pysyvä aksiaalinen muodonmuutos
ε_s	leikkausmuodonmuutos
ε_v	tilavuudenmuutos
θ	pääjännitysten summa, suuntavektorin suuntakulma
θ_0	referenssijännitys
π	osmoottinen imupaine
σ	normaalivoima
σ_{cyc}	syklinen rajajännitys
σ_{max}	maksimi pystyjännitys
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	pääjännitykset
τ	leikkausvoima
τ_f	leikkauslujuus
τ_{max}	maksimileikkausvoima
φ	kitkakulma
ψ	kokonaisimupaine

Isot kreikkalaiset kirjaimet:

Δ	muutosta ilmaiseva etumerkki

Pienet latinalaiset kirjaimet:

c	koheesio
c_{rp}	rinnakkaisen kiskokiinnitysten ja välilevyn vertikaalivaimennus
c_{sg}	pohjamaan vaimennusvakio
d_b	primäärijousituksen vaimennus
d_c	sekundäärijousituksen vaimennus
m_b	telin massa
m_{ba}	tukikerroselementin massa
m_c	vaunun massa
m_s	ratapölkyn massa
m_w	pyöräparin massa
k_b	primäärijousituksen jäykkyys
k_{ba}	tukikerroksen jäykkyysvaste
k_c	sekundäärijousituksen jäykkyys
k_{rp}	kahden rinnakkaisen välilevyn verikaalinen jäykkyysvaste
p	hydrostaattinen jännitys, keskimääräinen pääjännitys
p_a	normaali ilmanpaine
q	deviatorinen jännitys
r	radiaalinen etäisyys, pyörän säde
s	keskihajonta
s_1	materiaalivakio

u	huokosvedenpaine
$u_a - u_w$	matriisi-imupaine
v	Poissonin luku
x	x-koordinaatti
y	y-koordinaatti
z	z-koordinaatti, syvyys

Isot latinalaiset kirjaimet:

D	elastisen kerroksen paksuus
E	kimmomoduuli, kimmokerroin
F	pölkkyvoima
F_{ref}	referenssi pölkkyvoima
G	leikkausmuodonmuutosmoduuli
I	neliömomentti
I_r	jännityspolun pituus
J_b	telin hitausmomentti
J_c	vaunun hitausmomentti
K	materiaalivakio
K'	materiaalivakio
K_1	moduuliluku
K_2	moduulieksponentti
K_0	maanpainekerroin
L_b	puolikkaan telin pituus
L_c	puolikkaan vaunun pituus
$L_{tow,b}$	kahden peräkkäisen telin etäisyys
M_r	resilient-moduuli
N	kuormituksen toistokertojen lukumäärä
P	pistekuorma
R	suuntavektori, säde

1. JOHDANTO

Suomen rautatieverkosto on pääosin rakennettu 1850- ja 1900-luvun alun välissä, jolloin junien ajonopeudet ja akselipainot ovat olleet nykyistä alhaisempia. Tämä on johtanut siihen, että alkuperäiset rakenteet ovat olleet hyvin ohuita verrattuna nykyisiin rakenteisiin. Liikenteellisten tarpeiden kasvaessa radan rakennekerroksia on aloitettu mitoittamaan. Suomessa radan rakennekerrosten mitoitus perustuu ensisijaisesti kausittaisen roudan haitallisten vaikutusten minimointiin, joka on johtanut siihen, että radan rakennekerrospaksuudet ovat suuria. Tämän takia rakennekerrosten paksuuden tarkastelua kuormituskestävyyden kannalta ei olla nähty aiemmin tarpeellisena. Osittain tämän takia radan kuormituskestävyydestä ei ole ollut hyvää käsitystä, mutta myös puutteelliset tutkimusmenetelmät ovat vaikuttaneet siihen, miksi kuormituskestävyyttä ei ole tutkittu.

Radan kuormituskestävyyteen vaikuttavia tekijöitä on alettu tutkimaan laajalti viime vuosikymmenten aikana Suomessa. Tutkimukset ovat painottuneet kokeellisiin tutkimusmenetelmiin. Kokeellisten tutkimusmenetelmien lisäksi on tehty myös laskennallisia, teoreettisia menetelmiä hyödyntäviä kuormituskestävyyden tarkasteluja. Teoreettisissa tutkimusmenetelmissä on hyödynnetty 3D-elementtimalleja.

Tässä työssä kuormituskestävyyden tarkasteluun käytetään Ballasted Track Simulator -laskentaohjelmaa, jonka on kehittänyt Peltomäki (2024) Tampereen yliopistolla. Työn laskentaosuudessa tarkastellaan radan alusrakenteen ja tukikerroksen paksuuden ja ominaisuuksien vaikutuksia korkeuspoikkeamaan syntyyn. Lisäksi työssä tarkastellaan akselipainon, kuormituskertamäärän ja ajonopeuden vaikutusta korkeuspoikkeaman syntyyn. Työssä tarkastellaan myös siirtymärakenteiden kohdalla tapahtuvia pysyvien muodonmuutosten kertymää. Laskentaohjelmalla selvitetään, miten radan eri rakennekerrosten osat vaikuttavat radan kuormituskestävyyteen.

Yleisesti ei ole tiedossa, syntyykö pohjamaahan Suomen olosuhteissa lainkaan pysyviä muodonmuutoksia junakuorman vaikutuksesta vai pelkästään ratapenkereen painon aiheuttamasta pohjamaan konsolidoitumisesta. Työssä kuitenkin rajataan tarkasteluista pois pohjamaan konsolidoituminen.

Työn tavoitteena on tutkia, millaisia parannuksia vanhojen ratojen kuormituskestävyyteen saadaan erilaisten korjaustoimenpiteiden avulla, ja miten näitä

toimenpiteitä voidaan optimoida ja kohdentaa nykyistä paremmin. Työn lopputuloksena pyritään samaan selville radan rakennekerrosten laadun ja epätasaisuuden merkitys kuormituskestävyyteen, ja millainen vaikutus muuttuneella geometrialla on henkilöliikenteen matkustusmukavuuteen. Tähän tarkasteluun käytetään edellä esiteltyä laskentaohjelmaa.

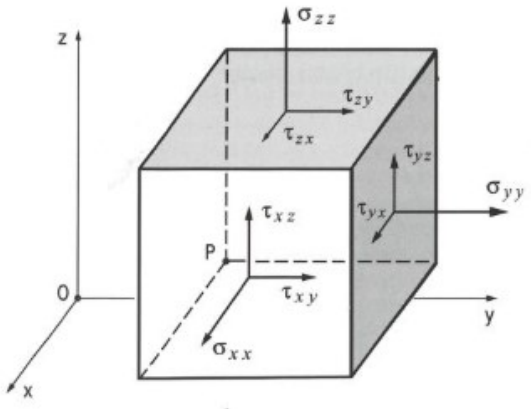
Työssä esitellään laskentaohjelman käyttöä ja sillä saadut laskentatulokset, joita vertaillaan kirjallisuudessa oleviin tuloksiin. Työn tavoitteena on tarkastella mahdollisimman monia eri tilanteita, ja vertailla saatuja tuloksia kirjallisuudessa löytyviin tuloksiin ja verifioida tuloksia saatavilla olevaan mittausaineistoon.

2. KARKEARAKEISEN MATERIAALIN KUORMITUSKÄYTTÄYTYMINEN

2.1 Jännitystila

Ratapenkereet koostuvat karkearakeisista sitomattomista maamateriaaleista. Nämä materiaalit vastaavat käyttäytymiseltään yleensä epähomogeenista, epäjatkuvaa ja anisotrooppista materiaalia, jossa yksiaksiaaliset jännitystilat ovat käytännössä mahdottomia maan partikkelimaisuuden takia. Maa kuitenkin yleensä mallinnetaan homogeenisena, jatkuvana ja isotrooppisena materiaalina.

Yleisesti jännitystilan käsitteellä tarkoitetaan kaikkien kappaleen tietyn pisteen kautta asetettujen pinta-alkioiden jännitysvektorien joukkoa (Salmi & Pajunen 2018, s. 79). Karkearakeisen maamateriaalin jännitystilan kuvaaminen on haastavaa sen partikkelimaisen luonteen johdosta. Maahan kohdistuvan jännitystilan kuvaaminen voidaan kuitenkin johtaa differentiaalisen jännityselementin jännitystilan avulla. Jännityselementin oletetaan vastaavan kuution mallista kappaletta. Jännityselementin jännitystila voidaan määritellä karteesisessa koordinaatistossa sen normaali- ja leikkausvoimien avulla kuvan 1 mukaisesti.



Kuva 1. Differentiaalinen jännityselementti ja jännityskomponentti (Salmi & Virtanen 2008, Peltomäki 2020 mukaan)

Jännityskomponentti usein ilmaistaan matriisimuodossa seuraavasti:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}, \tag{2.1}$$

jossa σ_{xx}, σ_{yy} ja σ_{zz} ovat jännityselementin pintaan kohtisuorasti kohdistuvat normaalivoimat ja τ_{xy}, τ_{xz}, τ_{yx}, τ_{yz}, τ_{yz}, τ_{zx} ja τ_{zy} leikkausvoimat. Alaindeksit x, y ja z

kuvaavat suuntia kolmiaksiaalisessa koordinaatistossa. (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 17)

Usein on mielekkäämpää kuitenkin käyttää pääjännityksiä kuvaamaan materiaalissa vallitsevaa jännitystilaa kuin karteesisessa koordinaatistossa olevia jännityksiä, koska se yksinkertaistaa tarkastelua. Pääjännityksiä on kolme kappaletta σ_1, σ_2 ja σ_3, joista σ_1 on suurin pääjännitys ja σ_3 pienin.

Pääjännitys kuvaa sellaista jännityselementin kiertymää karteesisessa koordinaatistossa, jossa elementin tahoihin ei kohdistu leikkausvoimia. Pääjännityssuunta on elementin tahojen normaalivoimavektoreiden suunnan mukainen. (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 18–19) On pystytty todistamaan, että millä tahansa jännitystasolla missä tahansa kohtaa materiaalia on olemassa kolme toisiaan kohtisuorassa olevaa tasoa, joissa ei esiinny lainkaan leikkausvoimia (Salmi & Pajunen 2018, s. 86).

Jännitystila voidaan jakaa edelleen deviatoriseen ja hydrostaattiseen osaan. Deviatorinen jännitys pääjännitysten avulla ilmaistuna on:

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}. \quad (2.2)$$

Vastaavasti hydrostaattista jännitystä kuvaava jännitys saadaan seuraavalla kaavalla:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3). \quad (2.3)$$

Hydrostaattisen jännityksen kaavasta huomataan, että se vastaa keskimääräistä pääjännitystä. (Peltomäki 2021, s. 13)

Jännitystilan kaksi erikoistapausta ovat pallomainen- ja sylinterimäinen jännitystila. Pallomaisessa jännitystilassa kaikki pääjännitykset ovat yhtä suuria, jolloin deviatorinen jännitys on nolla ja hydrostaattinen jännitys pääjännityksen suuruinen. Sylinterimäisessä jännitystilassa kaksi pääjännitystä ovat yhtä suuria, jolloin deviatorinen ja keskimääräinen jännitys yksinkertaistuvat seuraaviin muotoihin (Peltomäki 2021, s. 14):

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.4)$$

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (2.5)$$

2.2 Huokoisuus ja huokosvedenpaine

Maamateriaalin partikkelien välistä tyhjätilaa kutsutaan huokostilaksi, joka voi olla täyttynyt vedellä, ilmalla tai näiden seoksella. Kuormituksen alaisena maamateriaalin tilavuus voi muuttua, kun partikkelien välinen huokostila pienenee ja partikkelit asettuvat

uudelleen. Jos maa on kokonaan tai osittain vedellä kyllästynyttä, kuormittaessa maata syntyy huokosvedenpainetta pienenevän tyhjätilan takia. Tällöin vesi ei pääse poistumaan huokosista riittävän nopeasti. Maan huokosvedenpaineen syntyyn vaikuttaa erityisesti maan vedenläpäisevyys.

Jos maa on veden kyllästämä ja vesi ei pääse poistumaan rakeiden välistä, maarakeiden huokosissa olevaan veteen syntyy kuormituksen johdosta hydrostaattinen jännitystila. Huokosvedenpaine otetaan huomioon jakamalla kokonaisjännitys kahteen osatekijään: tehokkaisiin jännityksiin σ' ja huokosvedenpaineeseen u. (Rantamäki et al. 1979, s. 106–107) Tehokkaita jännityksiä käyttämällä jännityskomponentin matriisimuotoinen esitys saa seuraavan muodon:

$$\sigma' = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} - u & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} - u \end{bmatrix} = \sigma - u, \tag{2.6}$$

jossa u on huokosvedenpaine. Kokonaisjännitysten jakaminen kahteen osatekijään on oleellista huomioida, koska ainoastaan tehokkaat jännitykset vaikuttavat maan lujuuteen.

2.3 Muodonmuutokset

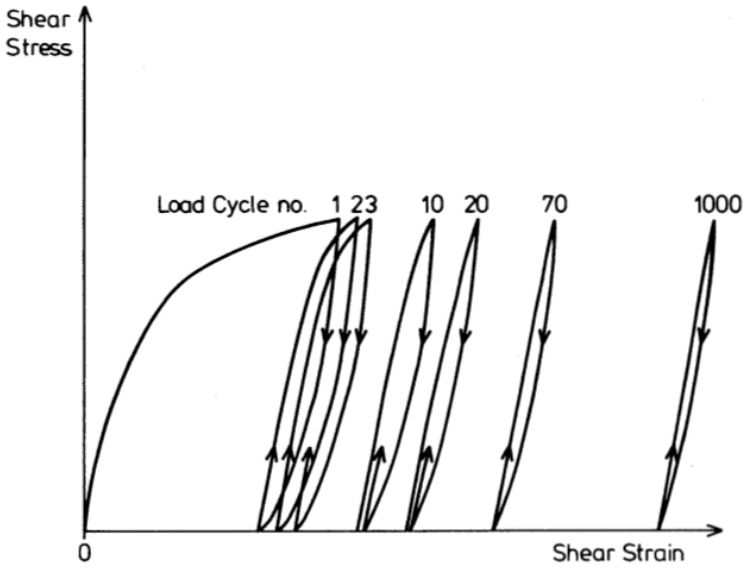
Maahan kohdistuva jännitystila aiheuttaa muodonmuutoksia maassa. Maahan kohdistuvien muodonmuutosten yhteisvaikutusta kutsutaan muodonmuutostilaksi. Yleisesti muodonmuutostilalla tarkoitetaan tietyn kappaleen pisteen venymien ja liukumien joukon muodostamaa muodonmuutostilaa (Pajunen & Salmi 2018, s. 103). Muodonmuutostila xyz-koordinaatistossa voidaan ilmaista matriisimuodossa seuraavasti:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_y & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_z \end{bmatrix}, \tag{2.7}$$

jossa muodonmuutoskomponentit ε_x, ε_y ja ε_z ovat venymiä ja muodonmuutoskomponentit ε_{xy}, ε_{xz}, ε_{yx}, ε_{yz}, ε_{zx} ja ε_{zy} liukumia.

Maan muodonmuutoskäyttäytymisen tiedetään olevan todellisuudessa epälineaarista. Maahan syntyy sekä elastisia että plastisia muodonmuutoksia. Elastisilla muodonmuutoksilla tarkoitetaan muodonmuutosten palautuvaa osaa. Plastisilla muodonmuutoksilla tarkoitetaan palautumattomia eli pysyviä muodonmuutoksia. Suurin osa maan muodonmuutoksista ovat elastisia eli materiaali palautuu alkuperäiseen tilaan kuormituksen poistuessa. Yleensä osa syntyvistä muodonmuutoksista on kuitenkin plastista eli ne eivät palaudu.

Materiaali pyrkii uudelleen asettumaan kuormituksen alaisena niin, että se pystyy kestämään siihen kohdistuvat kuormitukset. On havaittu, että toistuvan kuormitussyklin alaisena maamateriaalin plastisten muodonmuutosten osuus alkaa pienentymään, ja tietyn kuormituskerran jälkeen maa käyttäytyy lähes täysin elastisen materiaalin tavoin. Plastisten muodonmuutosten syntymiseen sitomattomissa kiviainesmateriaaleissa vaikuttaa materiaalin tiiviystila, kosteustila, pääjännitysten kiertyminen sekä leikkausjännitystentaso (Kolisoja 1993, s. 9–10). Kuvassa 2 on esitettynä tyypillisen karkearakeisen materiaalin käyttäytyminen toistokuormituksen alaisena.



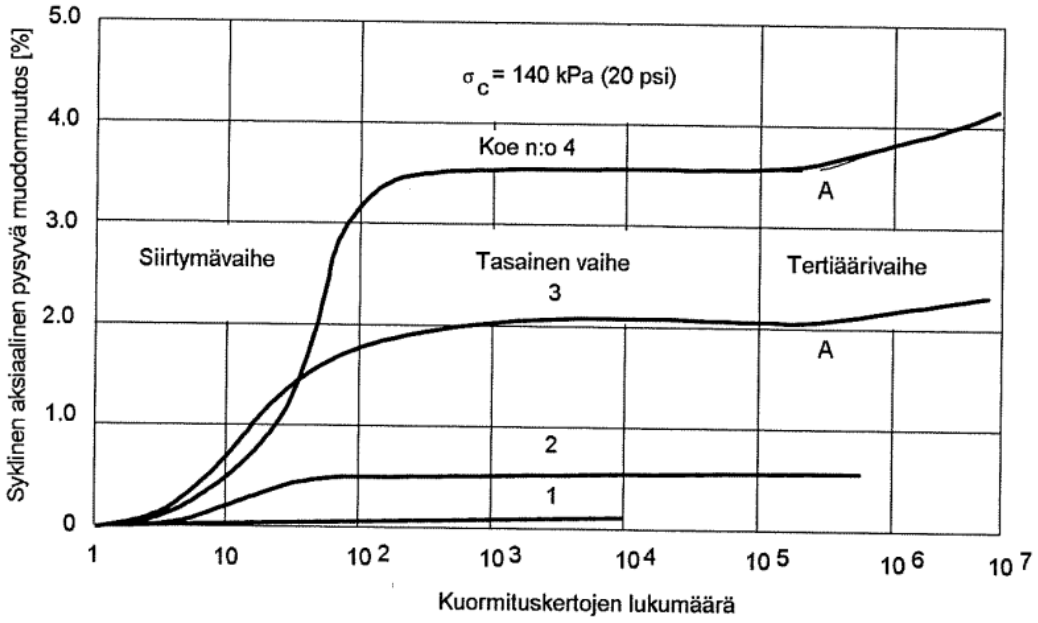
Kuva 2. Tyypillisen karkearakeisen materiaalin käyttäytyminen toistokuormituksen alaisen (Thom 1988)

Kuvassa 2 pystyakselilla on leikkausjännitys ja vaaka-akselilla on pysyvä leikkausmuodonmuutos. Kuvasta on havaittavissa edellä kuvattu maan adaptoituminen kuormitussyklien lisääntyessä, jolloin pysyvien muodonmuutosten osuus pienenee.

Plastisia muodonmuutoksia ja niihin vaikuttavia tekijöitä on tutkittu varsin laajasti. Dawson ja Kolisoja (2005) tutkivat osana ROADEX II -tutkimushanketta urautumisongelmia vähäliikenteisillä teillä. Tutkimustulokset osoittavat, että plastisten muodonmuutosten syntymiseen määrään vaikuttaa kiviaineksen kosteuspitoisuuden kasvu. Lisäksi havaittiin, että plastisia muodonmuutoksia syntyy enemmän silloin, kun kiviaines routii ensin ja sen jälkeen sulaa. Lisäksi tutkimustulokset osoittivat selkeästi, että kun kiviainekseen kohdistettu rasitus lähestyy staattisen murtotilanteen aiheuttavaa kuormitustilaa, plastisten muodonmuutosten määrä kiviaineksessa kasvaa.

Plastisten muodonmuutosten kuvaaminen maassa on haastavampaa kuin elastisten muodonmuutosten. Plastisten muodonmuutosten syntyminen on havaittu tapahtuvan

kolmessa eri vaiheessa, jotka voidaan jaotella siirtymävaiheeseen, tasaiseen vaiheeseen ja tertiäärivaiheeseen (Ehrola 1996, s. 183). Kuvassa 3 on esitettynä nämä pysyvien muodonmuutosten syntymisen vaiheet toistokuormituksen alaisena maa-aineksessa neljällä eri kokeella.



Kuva 3. Toistuvan kuormituksen alaisen maa-aineksen pysyvien muodonmuutosten syntymisen vaiheet (Khosla & Singh 1978, Ehrola 1996 mukaan)

Siirtymävaihe on kuormituksen alussa tapahtuva vaihe, jolloin plastisten muodonmuutosten kertyminen on suurta. Tasaisessa vaiheessa plastisten muodonmuutosten kertyminen on jokseenkin vakioitunut. Jos materiaaliin kohdistuva deviatorinen jännitys on alhainen, pysyvien muodonmuutosten syntyminen jää siirtymävaiheeseen ja tasaiseen vaiheeseen (kokeet 1 ja 2). Kokeiden perusteella on havaittu, että tertiäärinen vaihe plastisten muodonmuutosten kehittymisessä tapahtuu suurella deviatorisen jännityksen tasolla karkearakeisissa maalajeissa (kokeet 3 ja 4). Tertiäärivaiheessa pysyvien muodonmuutosten kertyminen alkaa jälleen kasvamaan. (Ehrola 1996, s. 183) Sitomattomien karkearakeisten materiaalien pysyvien muodonmuutosten mallinnuksessa tulisi huomioida muodonmuutoskertymän riippuvuus kuormituskertamäärästä ja jännitystilasta.

2.4 Imupaineominaisuudet

Sitomattomilla kiviaineksilla, joiden kosteuspitoisuus on alhainen, imupaineominaisuudet muodostavat partikkelien välille voimia. Tämä ilmiö lisää materiaalin jäykkyyttä, joka kasvattaa moduuliarvoja. Vesipitoisuuden kasvaessa imupaineominaisuudet

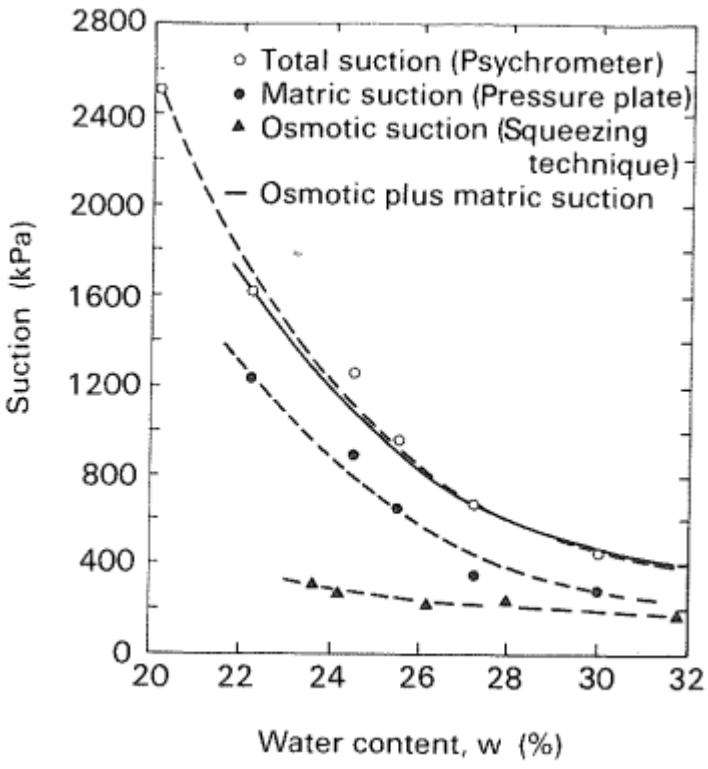
pienenevät. Suurilla kyllästysasteilla materiaaliin voi muodostua positiivista huokosvedenpainetta, joka altistaa materiaalin pysyville muodonmuutoksille. (ROADEX 2024b)

Maan imupaineominaisuudet voidaan jakaa kahteen eri osakomponenttiin: matriisi-imupaineeseen (*matric suction*) ja osmoottiseen imupaineeseen (*osmotic suction).* Matriisi-imupaineen tiedetään olevan riippuvainen ajasta ja ympäristötekijöistä. Fredlund & Rahardjon (1993) mukaan osmoottisen imupaineen on aiemmin ajateltu olevan enemmän kyllästymättömien maalajien imupaineominaisuus kuin kyllästyneiden maalajien. Osmoottinen imupaine on kuitenkin riippuvaista maan huokosissa olevan veden kemiallisista ominaisuuksista eli huokosveden suolapitoisuudesta, joten osmoottista imupainetta on havaittavissa kyllästyneillä ja kyllästymättömillä maalajeilla. Yhtälönä maan kokonaisimupaine ψ voidaan ilmaista seuraavasti:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi, \tag{2.8}$$

jossa $u_a - u_w$ on matriisi-imupaine ja π osmoottinen imupaine (Fredlund & Rahardjo 1993, s. 63)

Kuvassa 4 on esitettynä erään savinäytteen imupaineominaisuudet vesipitoisuuden funktiona.



Kuva 4. Imupaineominaisuudet vesipitoisuuden funktiona (Krahn & Fredlund 1972, Fredlund & Rahardjo 1993 mukaan)

Kuva 4 osoittaa hyvin sen, miten imupaineominaisuudet ovat riippuvaisia materiaalin vesipitoisuudesta. Erityisesti kuvan 4 mukaan matriisi-imupaineella on suurempi vaikutus kokonaisimupaineeseen kuin osmoottisella imupaineella. Fredlund & Rahardjon (1993) mukaan kokonaisimupaineen muutos voidaan yksinkertaistaa vastaamaan matriisi-imupaineen muutosta tietyissä tapauksissa, jolloin yhtälö 2.8 saa seuraavan muodon: $\Delta\psi \approx \Delta(u_a - u_w)$. Tämä yksinkertaistus on mahdollista tehdä erityisesti suuremmilla vesipitoisuuksilla.

Saarenketo et al. (2001) ovat tutkineet sitomattomien kantavan kerroksen murskeen imupaine- ja muodonmuutosominaisuuksia Tielaitoksen toimeksiannosta. On yleisesti tiedossa, että Suomessa murskeista valmistettujen kantavien kerrosten pysyvien muodonmuutosten on havaittu lisääntyvän lyhyessäkin ajassa erityisesti keväisin roudan sulamisvaiheessa niiden materiaalien kohdalla, jotka ovat osittain tai kokonaan vedellä kyllästyneitä. Tutkimuksissa havaittiin myös palautumattomien muodonmuutosten suuruuteen vaikuttavan ratkaisevasti materiaalissa vallitseva jännitystila sen imupaineominaisuuksien lisäksi.

2.5 Materiaalimallit

2.5.1 Palautuvien muodonmuutosten mallintaminen

Maan partikkelimaisuus aiheuttaa haasteita sen muodonmuutoskäyttäytymisen mallintamiseen. Maa voidaan otaksua kontinuumiksi eli jatkuvaksi aineeksi, ja silloin käyttäytymisen kuvaaminen perustuu jatkuvan aineen mekaniikkaan. Lineaarisesti isotrooppinen kimmoisuus on yleisin ja yksinkertaisin kimmoteorian sovellutus, jossa parametrit ovat jännitys- ja muodonmuutostasosta riippumattomia vakioita (Länsivaara 1996, s. 3). Jotta tällaista lineaarielastista teoriaa voidaan käyttää ja soveltaa kolmiulotteisen jännitys-venymäkäyttäytymisen kuvaamiseen, tarvitaan kaksi toisistaan riippumatonta kimmoparametria. Lisäksi materiaalin oletetaan olevan homogeeninen ja isotrooppinen. Materiaali on lineaarisesti kimmoisa, kun sen jännitysten ja muodonmuutosten suhde on vakio ja tällaisella aineella kimmomoduuli E pysyy vakiona. Kimmomoduuli määritellään seuraavalla kaavalla:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}, \tag{2.9}$$

jossa σ on jännitys ja ε suhteellinen muodonmuutos (Ehrola 1996, s. 168).

Kimmomoduulin ohella toinen yleisesti käytetty kimmoparametri on Poissonin luku v, joka määritellään seuraavalla kaavalla:

$$v = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} = -\frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_x}, \quad (2.10)$$

jossa ε_x on pitkittäissuuntainen venymä ja ε_y ja ε_z poikittaissuuntaiset venymät (Pajunen & Salmi 2018, s. 29). Kaavalla saadaan laskettua kuormitusta kohtisuorassa olevan muodonmuutoksen ja kuormituksen suuntaisen muodonmuutoksen suhde. Poissonin luku vaihtelee 0…0,5 välillä. Arvolla 0,5 materiaalin tilavuus ei muutu puristettaessa, koska sen sivusuuntainen muodonmuutos on yhtä suurta kuin pystysuuntainen kokoonpuristuminen. Arvolla 0 materiaali painuu kasaan ilman, että siihen syntyy vaakasuuntaisia muodonmuutoksia.

Lineaarisesti kimmoisa materiaali on kuitenkin pelkistys radan rakennusmateriaalien todellisesta käyttäytymisestä. Maa on harvoin isotrooppinen tai homogeeninen aine. Usein maamateriaaleilla jännitysten ja muodonmuutosten välinen käyttäytyminen on epälineaarista. Epälineaarisesti kimmoisalla materiaalilla kimmomoduuli ei ole vakio, vaan se muuttuu vallitsevan jännityksen mukaan. Siitä syystä lineaarisesti kimmoinen materiaalimalli on puutteellinen kuvamaan karkearakeisten kiviainesten muodonmuutoksia, vaikka kuormitustilanne olisikin murtotilannetta huomattavasti alhaisempi.

Materiaalin palautuvia muodonmuutoksia voidaan mallintaa edellä kuvatulla lineaarisella materiaalimallilla, jossa maan muodonmuutoksia arvioidaan Poissonin luvun ja kimmomoduulin avulla. Kuitenkin karkearakeisten sitomattomien materiaalien kohdalla niin kutsuttu resilient-moduuli on tätä käyttäytymisen kuvaamista yleisemmin käytetty suure. Resilient-moduuli termin otti käyttöön Hveem ensimmäisen kerran jo vuonna 1955 (Kolisoja 1993 mukaan). Resilient-moduuli M_r ottaa huomioon materiaalin jännitystilariippuvuuden ja se määritellään seuraavalla kaavalla:

$$M_r = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon^{\theta}}, \quad (2.11)$$

jossa Δq on deviatorisen jännityksen vaihteluväli ja $\Delta \varepsilon^{\theta}$ palautuva suhteellinen muodonmuutos (Kolisoja 1993, s. 28).

Brown & Pell vuonna 1967 (Kolisoja 1993 mukaan) esittämän $k\theta$-mallin mukaisesti resilient-moduulin jännitystilariippuvuus voidaan huomioida pääjännitysten summan θ avulla seuraavalla kaavalla:

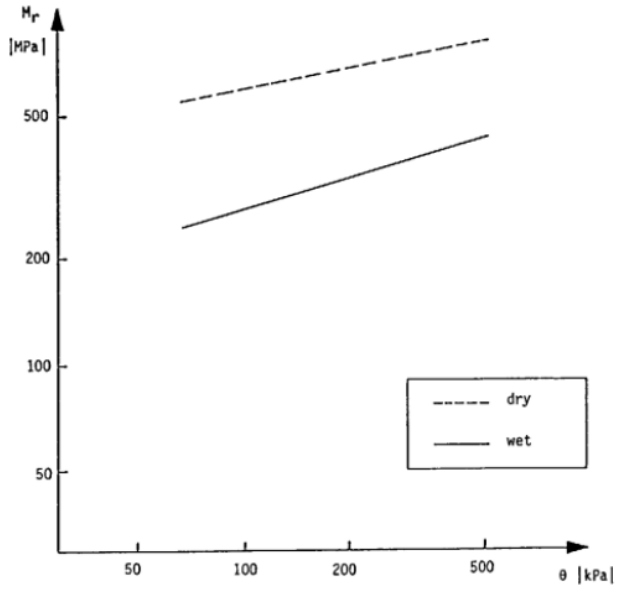
$$M_r = K_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{K_2}, \quad (2.12)$$

jossa K_1 on moduuliluku, K_2 moduulieksponentti, θ pääjännitysten summa ja θ_0 vertailujännitys (Kolisoja 1993, s. 29).

Kolisojan (1993) mukaan $k\theta$-mallin on todettu soveltuvan hyvin resilient-moduulin määritelmän mukaisen kuormituksen suuntaisen palautuvan muodonmuutoksen mallinnukseen. Kuormitussuuntaan nähden kohtisuoria palautuvia muodonmuutoksia kyseinen malli ei huomioi riittävällä tarkkuudella. Kohtisuoria muodonmuutoksia mallintaessa Poissonin luku oletetaan olevan vakio. Kuitenkin on pystytty osoittamaan, että Poissonin luku on riippuvainen deviatorisen jännityksen muutoksesta ja hydrostaattisen jännityksen suhteesta.

Saarenketo et al. (2001) tutkivat murskeiden resilient-moduuleja eri vuodenaikoina. Näiden tutkimusten pohjalta havaittiin, että kesäkaudella mitatut resilient-moduulit olivat huonolaatuisillakin, suhteessa enemmän hienoainesta sisältävillä murskeilla hyvät. Syksyn olosuhteita simuloivat kosteat näytteet ja kevään roudan sulamisvaihetta simuloivat, jäädytys-sulamissyklin läpikäyneillä näytteillä resilient-moduuliarvot alenivat hienoaineksen määrän lisääntyessä. Näiden tutkimusten perusteella vahvistettiin olettamusta siitä, että maamateriaalin resilient-moduuliin vaikuttaa materiaalin vesi- ja kosteuspitoisuus.

Sweere (1990) tutki erilaisilla testinäytteillä vesipitoisuuden vaikutusta materiaalin resilient-moduuliin. Kuvassa 5 on esitettynä erään kalliomurskeesta tehdyn testinäytteen vesipitoisuuden ja resilient-moduulin riippuvuutta kahdella eri vesipitoisuudella.



Kuva 5. Vesipitoisuuden vaikutus resilient-moduuliin (Sweere 1990, Ruhanen 2021 mukaan)

Sweeren (1990) sekä Saarenketo et al. (2001) tekemät tutkimukset osoittavat sen, kuinka paljon materiaalin vesipitoisuus vaikuttaa sen resilient-moduulin arvoon.

Palautuvia muodonmuutoksia voidaan kuvata myös erottamalla toisistaan tilavuus- ja leikkausmuodonmuutokset. Brown & Hyde (1975) (Kolisoja 1993 mukaan) osoittivat, että karkearakeisen materiaalin käyttäytymisen kuvaamiseen soveltuu paremmin se, kun erottaa leikkausmuodonmuutokset ja tilavuudenmuutokset toisistaan.

Tilavuudenmuutoskomponentti ε_v johdettuna hydrostaattisen jännityksen kaavasta (kaava 2.3) saa seuraavan muodon yleisessä kolmiulotteisessa tapauksessa:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3, \tag{2.13}$$

jossa ε_1, ε_2 ja ε_3 ovat pääjännityssuuntien suhteelliset muodonmuutokset. Vastaavasti deviatorisen jännityksen kaavasta (kaava 2.2) saadaan johdettua leikkausmuodonmuutoskomponentti ε_s, joka saa seuraavan muodon:

$$\varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{3}[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]^{0,5}, \tag{2.14}$$

jossa ε_1, ε_2 ja ε_3 ovat pääjännityssuuntien suhteelliset muodonmuutokset. Kolmiaksiaalikokeen tapauksessa keskimmäinen ja suurin pääjännitys ovat yhtä suuret, jolloin jännitystila vastaa sylinterimäistä jännitystilaa. Tällöin deviatorinen jännitys saa kaavan 2.4 muodon ja hydrostaattinen jännitys kaavan 2.5 muodon. Näiden pääjännitysten suuntaiset suhteelliset muodonmuutoksetkin ovat tällöin yhtä suuret, joten edellä esitetyt kaavat saavat seuraavat yksinkertaistetut muodot:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \tag{2.15}$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \tag{2.16}$$

Tällöin materiaalien tilavuudenmuutos ε_v ja leikkausmuodonmuutos ε_s voidaan esittää seuraavilla yhtälöillä jännityssuureiden p ja q avulla:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K}p, \tag{2.17}$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3G}q, \tag{2.18}$$

jossa K on tilauudenmuutosmoduuli ja G leikkausmuodonmuutosmoduuli (Kolisoja 1993, s. 32).

2.5.2 Palautumattomien muodonmuutosten mallintaminen

Radan materiaalit eivät käyttäydy täysin elastisesti. Elastisessa käyttäytymisessä materiaaliin syntyneet muodonmuutokset palautuvat kuormituksen poistuessa, mutta tiedetään, että toistuvan junakuorman alaisena syntyvistä muodonmuutoksista osa on palautuvaa ja osa palautumatonta.

Plastisten muodonmuutosten kuvaaminen on haastavaa, koska niiden tutkiminen on melko työlästä. Plastisten muodonmuutosten kuvaamiseen käytettävät deformaatiomallit ovat usein kokemusperäisiä malleja (Ehrola 1996, s. 183). Plastisten muodonmuutosten kuvaamiseen on kehitetty useiden tutkijoiden toimesta erilaisia malleja. Osa aiemmista malleista ei huomioi esimerkiksi jännityspolkuriippuvuutta. Jotkut mallit puolestaan vaativat useita parametrejä, jotta laskenta on mahdollista tehdä. Suuri parametrien määrä lisää virheen mahdollisuutta laskennassa ja tarvittavien parametrien määrittäminen on usein työlästä.

Yksi lähestymistapa palautumattomien muodonmuutosten mallintamiseen on mallintaa muodonmuutokset suoraan kuormituksen toistokertojen funktiona. Tämä lähestymistapa on yksi varhaisimmista malleista, joka perustuu Barksdalen vuonna 1972 tekemiin koesarjoihin. Pysyvä aksiaalinen muodonmuutos kuormituskertojen lukumäärän funktiona voidaan esittää yhtälöllä seuraavassa muodossa:

$$\varepsilon_{a,p} = K \ln(N) + K', \tag{2.19}$$

jossa $\varepsilon_{a,p}$ on aksiaalinen pysyvä muodonmuutos, N kuormituksen toistokertojen lukumäärä ja K sekä K' jännitystasosta ja kuormituspulssin koosta riippuvia vakioita. (Barksdale 1972, Kolisoja 1993, s. 40 mukaan)

Toinen lähestymistapa on mallintaa pysyviä muodonmuutoksia staattiseen kuormituskokeeseen perustuvien mallien avulla. Lentz ja Baladi ovat esittäneet mallin plastisten muodonmuutosten arvioimiseen. He normalisoivat hiekalle tehtyjä dynaamisia kolmiaksiaalikokeen tuloksia staattisesta kolmiaksiaalikokeesta määritettyjen parametrien avulla. (Lentz & Baladi 1980, Lentz & Baladi 1981, Kolisoja 1993, s. 42 mukaan) Sweere (1990) tutki väitöstyössään Lentzin ja Baladin esittämää korrelaatiota, mutta ei löytänyt vastaavanlaista korrelaatiota tutkimuksissaan.

Nottinghamin yliopistossa on kehitetty malleja pysyvien muodonmuutosten arvioimiseen. Pappin esitti väitöskirjassaan vuonna 1979 yhtälön pysyvien leikkausmuodonmuutosten mallintamiseen, joka voidaan esittää seuraavasti:

$$\varepsilon_{s,p} = f_n(N) I_r \left(\frac{q}{p}\right)^{2,8}_{max}, \tag{2.20}$$

jossa I_r on kuormitussykliä vastaavan jännityspolun pituus pq-tasossa ja N kuormituskertojen määrä.

Kolisojan (1993) mukaan Pappinin kehittämässä mallissa deviatorisen jännityksen ja hydrostaattisen jännityksen suhteen maksimiarvon sisällyttäminen korostaa ajatusta siitä, että plastisten muodonmuutosten syntymiseen vaikuttaa huomattavan paljon se,

kuinka lähelle murtotilannetta materiaalin kohdistetut jännitykset johtavat. Plastisten muodonmuutosten kertymiseen vaikuttaa se, kuinka lähellä toistokuormitus on maan murtumiseen tarvittavaa jännitystasoa. Pappinin malli ottaa huomioon myös jännityspolkuriippuvuuden, jonka on todettu vaikuttavan plastisten muodonmuutosten syntymiseen.

Thom (1988) osoitti väitöstyössään, että Pappinin mallin eräs heikkous on se, että deviatorisen ja hydrostaattisen jännityksen suhteen lähestyessä murtotilannetta vastaavaa arvoa malli ennustaakin näytteelle äärellistä muodonmuutosta. Kuitenkin kokeiden perusteella on pystytty todistamaan, että lähellä murtotilannetta näytteen pysyvien muodonmuutosten kertyminen alkaa kiihtymään eikä lähestymään äärellistä arvoa. Thom (1988) mukaan eräs toinen heikkous Pappinin mallissa on se, että malli ei pysty kuvaamaan käyttäytymistä, jos näytteen muodonmuutos alkaakin kasvamaan huomattavan kuormitussyklimäärän jälkeen.

Peltomäki (2024b) on kehittänyt rakeisen materiaalin deformaatiokäyttäytymistä kuvaavan materiaalimallin. Malli käytännössä pelkistyy yksiparametriseksi malliksi, jonka materiaaliparametri on syklinen rajajännitys σ_{cyc}. Peltomäen (2024b) esittämän mallin lähtökohtana on muodostaa yhteys laboratorionäytteen ja rakenteen sisäisen materiaalialkion käyttäytymisen välille, ja mallin parametroinnissa voidaan hyödyntää staattisesta kolmiaksiaalikokeesta määritettäviä lujuusparametreja. Peltomäen (2024b) malli ottaa huomioon maa-aineksen todellisen käyttäytymisen rakenteessa. Todellisessa rakenteessa partikkelit tukeutuvat niitä ympäröiviin toisiin partikkeleihin, kun taas laboratoriokokeissa osan lujuudesta muodostaa kokeessa tuotettu keinotekoinen tukipaine.

Työssä on aiemmin todettu, että maamateriaalissa plastisten muodonmuutosten osuus pienentyy syklisen kuormituskertamäärän kasvaessa. Peltomäen (2024b) esittämä malli perustuu materiaalin kuormituskertamäärästä riippuvaan deformaatiopotentiaalin käsitteeseen. Deformaatiopotentiaalin muutosnopeus määritellään kuormituskertamäärästä N riippuvaiseksi eksponentiaalisella yhteydellä. Deformaatiopotentiaali pienenee kuormituskertamäärien lisääntyessä, kun maa adaptoituu vallitsevaan kuormitustilanteeseen. Syklisen rajajännityksen suuruusluokka voidaan määritellä syklisestä kolmiaksiaalikokeesta tai sen suuruusluokkaa voidaan arvioida staattisen kolmiaksiaalikokeen avulla.

Staattisesta kolmiaksiaalikokeesta määritetty syklinen rajajännitys σ_{cyc} voidaan arvioida seuraavalla kaavalla:

$$\sigma_{cyc} = \tau_{max}\sqrt{\frac{\theta_0}{\sigma_3}}, \quad (2.21)$$

jossa τ_{max} on staattisesta kolmiaksiaalikokeessa määritetty murtotilaa vastaava maksimileikkausjännitys, θ_0 referenssijännitys (100 kPa) ja σ_3 kokeessa määritetty tukipaine. Kaavan 2.21 yhteys ei ole täysin ehdoton. Deformaatiokestävyyden ja staattisen lujuuden välinen yhteys on riippuvainen muun muassa materiaalista, testauslaitteistosta ja koekäytännöstä, jotka vaikuttavat staattisen kolmiaksiaalikokeen tuloksiin.

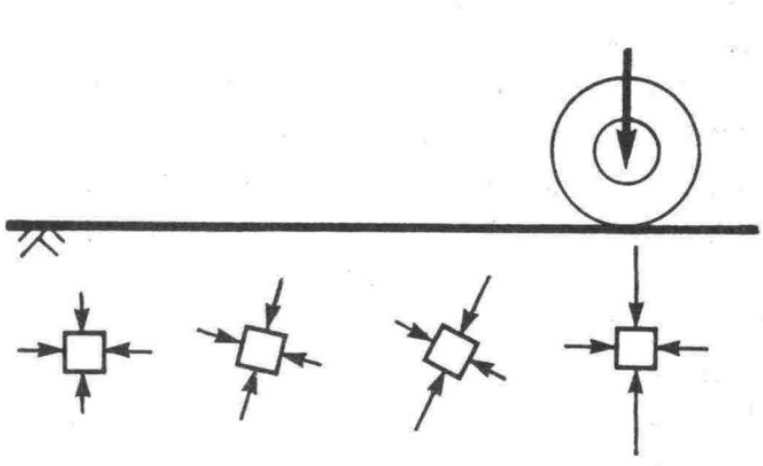
Syklisen rajajännityksen suuruusluokkaa voidaan arvioida myös koheesion c ja kitkakulman φ avulla seuraavalla kaavalla:

$$\sigma_{cyc} = \frac{\theta_0 \cdot sin\varphi + c \cdot cos\varphi}{1 - sin\varphi}, \quad (2.22)$$

jossa θ_0 referenssijännitys, c materiaalin koheesio ja φ materiaalin kitkakulma.

2.6 Pääjännityskiertymä

On havaittu, että sitomattomissa tierakenteen kerroksissa pääjännityskiertymä on yksi keskeinen selittävä tekijä plastisten muodonmuutosten syntymiselle (Kolisoja 1993, s. 9–10). Pääjännityskiertymällä tarkoitetaan jännityselementtiin kohdistuvien pääjännitysten σ_1, σ_2 ja σ_3 kiertymää kuormituksen aikana. Kuvassa 6 on esitettynä periaatteellisesti, miten pääjännitysten kiertyminen tapahtuu tierakenteessa liikenteen aiheuttaman kuormituksen johdosta.



Kuva 6. Pääjännitysten kiertyminen liikenteen kuormittamassa tierakenteessa (Kolisoja 1993, s. 7)

Pääjännitysten kiertymän aikana kuormituksen suunta muuttuu. Pääjännityskiertymää on havaittu erityisesti tapahtuvan tierakenteen yläosan sitomattomissa rakennekerroksissa pyöräkuorman takia.

Chan (1990) tutki Nottinghamin yliopistossa rakennetta samaan kohtaan syklisesti kuormittavan ja liikkuvan pyöräkuorman välisiä eroja rakenteen plastisten muodonmuutosten kannalta. Tehtyjen tutkimusten perusteella havaittiin, että rakenteen pinnalta mitattuna liikkuvan kuormituksen aiheuttama aksiaalinen plastinen muodonmuutos on ollut noin kolminkertaista verrattuna vakiosuuntaisen syklisen kuormituksen aiheuttamaan plastiseen muodonmuutoksen. Ero näiden kahden tuloksen välillä selittynee pääjännityskiertymän aiheuttamasta deformaatiomekanismin erosta. Kuten aiemmin on todettu, maamateriaali pyrkii adaptoitumaan vallitsevaan kuormitustilanteeseen. Pääjännityskiertymän aikana materiaalin raerungon kyky adaptoitua vallistevaan kuormitustilanteeseen heikkenee verrattuna vakiosuuntaiseen sykliseen kuormitustilanteeseen. Syklisen kuormituksen alaisena on havaittu, että plastisten muodonmuutosten kehittyminen hidastuu ja vakioituu tietyn kuormituskerran jälkeen. Liikkuvan pyöräkuorman alaisena materiaali ei kuitenkaan pysty samalla tavalla adaptoitumaan kuormitustilanteeseen, jolloin plastisten muodonmuutosten määrä kasvaa verrattuna tilanteeseen, jossa kuormitussuunta pysyy vakiona.

Tukikerroksessa olevaan raidesepeliin kohdistuu kuormat paikallaan pysyvien ratapölkkyjen kautta. Kuormitus on hyvin kohdistettua tukikerroksessa verrattuna syvemmällä rakenteessa oleviin rakennekerroksiin. Siitä johtuen pääjännitystenkiertyminen ei ole samaa luokkaa kuin esimerkiksi alusrakenteeseen kohdistuva pääjännitysten kiertymä. Tukikerroksen yläosiin kohdistuu kuormitus pistemäisesti yhden ratapölkyn kautta, mutta alusrakenteessa yhteen pisteeseen kohdistuva rasitus välittyy useammalta ratapölkyltä, jolloin luonnollisesti kuormitussuunta vaihtelee runsaammin.

2.7 Karkearakeisen materiaalin lujuus

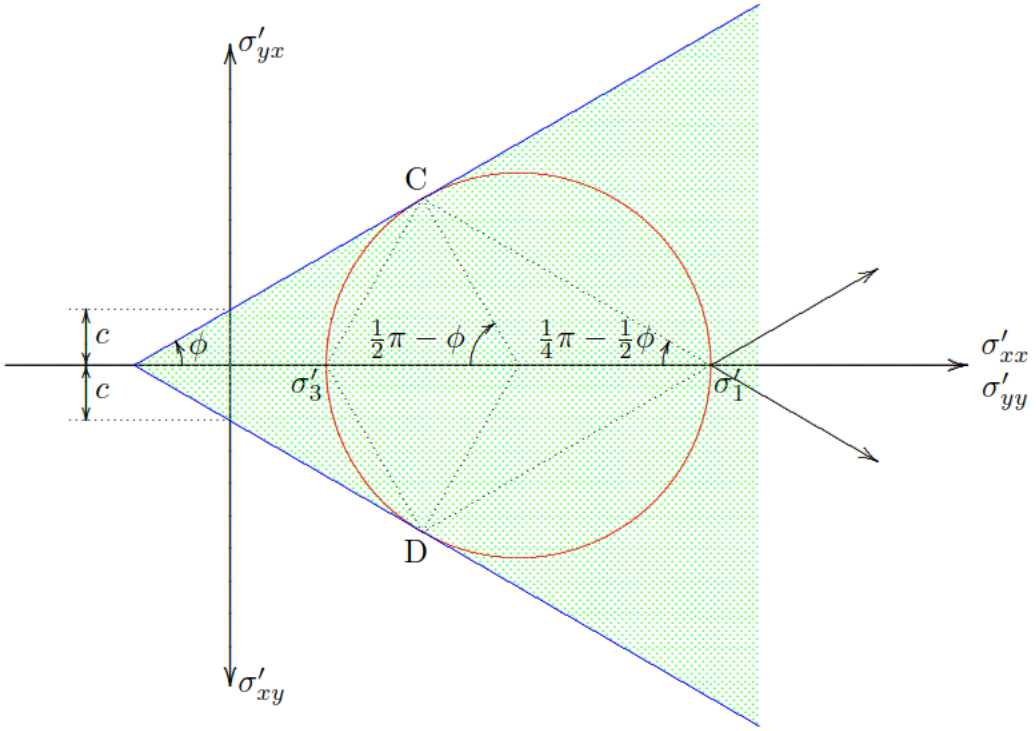
Pysyvä muodonmuutoskäyttäytyminen on riippuvaista materiaalin kuormituskestävyydestä. Kuormituskestävyys on taas riippuvaista sekä maan jäykkyysominaisuuksista että sen lujuusominaisuuksista. Maan puristuslujuuden määrittäminen on hankalaa sen rakeisen luonteen takia ja maalla ei ole merkittävää vetolujuutta. Siitä syystä maan lujuuden kuvaamiseen käytetty suure on tyypillisesti leikkauslujuus.

Radan rakenneosissa käytettävät materiaalit ovat karkearakeisia materiaaleja, jolloin lujuusparametreina käytetään avoimen tilan tarkasteluun soveltuvia parametreja, joita ovat koheesio c ja kitkakulma φ. Maan leikkauslujuus voidaan määritellä Mohr-Coulomb murtoehdon mukaan seuraavalla kaavalla:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\varphi', \tag{2.23}$$

jossa c' on maan tehokas koheesio, σ' tehokas normaalijännitys ja φ' tehokas kitkakulma.

Mohr-Coulomb murtoehto ja murtosuora on esitetty kuvassa 7.



Kuva 7. Mohr-Coulomb murtoehto (Verruijt 2012)

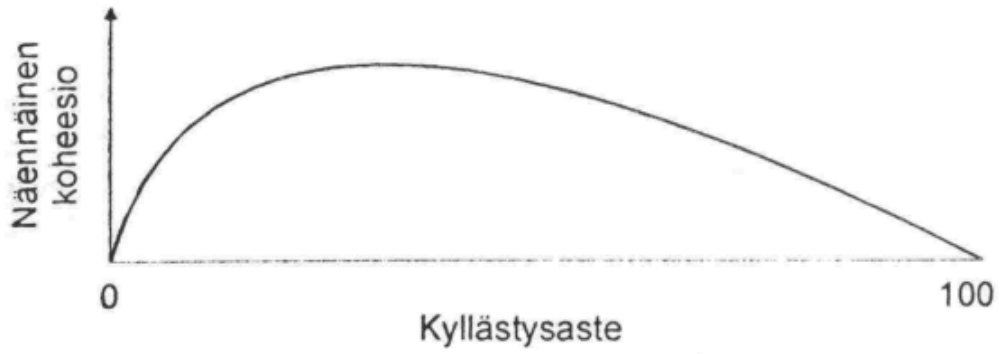
Kuvan 7 mukaan koheesion c suuruus määräytyy sen mukaan, missä kohtaa murtosuora leikkaa pystyakselin. Kitkakulma φ puolestaan on murtosuoran kulmakerroin. Kuten aiemmin on todettu, maamateriaalien käyttäytyminen avoimessa tilassa on riippuvaista tehokkaista jännityksistä, joten lujuusparametrit ovat myös tehokkaita lujuusparametreja.

2.7.1 Koheesio

Koheesio aiheutuu partikkelien välisistä voimista sekä hiukkasia ympäröivien vesivaippojen ja itse hiukkasten välisistä sähköstaattisista voimista (Rantamäki et al. 1979, s. 123). Maan koheesion suuruuteen vaikuttaa maan rakeisuus sekä vesipitoisuus.

Jos maan partikkelien huokostilassa oleva vesi on suhteessa vähäistä verrattuna huokostilan kokonaistilavuuteen, vesi keskittyy pääasiassa rakeiden välisiin

kontaktikohtiin. Tätä kontaktikohtien välistä huokosvettä kutsutaan termillä huokoskulmavesi. Veden pintajännitys vaikuttaa aina vesipinnan suuntaisesti. Kahden partikkelin kontaktikohtaan keskittynyt huokoskulmavesi aiheuttaa pintajännityksestä johtuvan partikkeleita toisiaan vasten puristavan voiman. Koko partikkelisysteemin tasolla tämä huokoskulmaveden pintajännitys aiheuttaa lujitusvaikutuksen ja sitä kutsutaan termillä näennäinen koheesio. (Kolisoja 1996, s. 27) Kuvassa 8 on esitettynä näennäisen koheesion periaatteellinen riippuvuus kyllästysasteesta.



Kuva 8. Näennäisen koheesion riippuvuus kyllästysasteesta (Kolisoja 1999, s. 28)

Koska näennäisen koheesion suuruus riippuu huokostilassa olevasta vedestä, kyllästysaste on kätevä suure kuvaamaan näennäisen koheesion suuruutta. Näennäisen koheesion ja kyllästysasteen riippuvuus ei kuitenkaan ole lineaarisesti kasvava. Materiaalin kyllästysasteen kasvu merkitsee sitä, että materiaalin huokostilassa olevan veden määrä kasvaa. Veden määrän lisääntyessä huokoskulmavedet yhtyvät ja huokosissa oleva ilma jää erillisiksi ilmakupliksi huokosten keskelle. Kuitenkin veden ja ilman väliseen rajapintaan kohdistuu pintajännitys, joka edelleen aiheuttaa näennäisen koheesion materiaalin, mutta sen suuruus alkaa pienentymään. Jos materiaalin kyllästysaste kasvaa tästä edelleen ja huokosissa olevat ilmakuplatkin katoavat, näennäisen koheesion vaikutus lakkaa. (Kolisoja 1999, s. 28)

2.7.2 Kitkakulma

Karkearakeisten materiaalien leikkauslujuus muodostuu pääsoin rakeiden välisestä kitkasta, koska näiden materiaalien hienoainespitoisuus on pieni, jolloin niissä ei ole koheesiota. Maan kitkakulma aiheutuu partikkelien välisestä hankauksesta ja sen suuruuteen vaikuttaa raekokojakauma, rakeiden muoto ja maan tiiviysaste. Duncan et al. (2014) mukaan erityisesti maan raekokojakautumalla ja maan tiiviysasteella on merkitystä kitkakulman suuruuteen. Sekarakeisimmilla materiaaleilla pienemmät rakeet

pakkautuvat suurempien rakeiden väliin, jolloin partikkelit pakkautuvat tiiviimmin ja muodostavat näin suuremman vastuksen maan leikkaantumista vastaan. Maan tiivistymisellä on havaittu olevan vaikutus kitkakulman suuruuteen. Löyhemmässä tilassa maan kitkakulma on pienempi verrattuna tiivistetyn maan kitkakulmaan. Tiiviimmässä tilassa yksittäiset rakeet ovat paremmin tuettuina, jolloin kitkakulma on suurempi.

Kitkakulman suuruus on riippuvainen jännitystilasta. Indraratnan et al. (2011) mukaan kitkakulman arvo pienenee jännitystilan kasvun seurauksena. Matalammilla jännitystasoilla primäärinen syy tähän ilmiöön on pääosin raerungon leikkauslaajenemiskäyttäytyminen. Hyvin suurilla jännitystasoilla partikkelien rikkoutuminen on myös toinen selittävä tekijä tälle ilmiölle. Duncan et al. (2014) esittävät seuraavan kaavan kitkakulman riippuvuudelle jännitystilan suuruudesta:

$$\varphi' = \varphi_0 - \Delta\varphi \log_{10}\left(\frac{\sigma'_3}{p_a}\right), \tag{2.24}$$

jossa φ' on maan sisäinen tehokas kitkakulma, σ'_3 pienin tehokas pääjännitys, p_a normaali ilmapaine, $\Delta\varphi$ materiaalikohtainen kitkakulman jännitystilariippuvuutta kuvaava arvo ja φ_0 kitkakulman arvo, kun $\sigma'_3 = p_a$ (Duncan et al. 2014 s. 38, Peltomäki 2020). Edellä esitetty kitkakulman pieneneminen jännitysten kasvun seurauksena on usein karkearakeisilla maa-aineksilla tapahtuva ilmiö. Hienorakeisilla maa-aineksilla vastaavaa ilmiötä ei ole yhtä selkeästi havaittavissa. Hienorakeisilla maa-aineksilla usein suljettu leikkauslujuus s_u onkin kätevämpi suure kuvaamaan maan lujuutta kuin avoimen tilan tarkastelussa käytettävät koheesio ja kitkakulma, jolloin ei tarvitse huomioida huokosvedenpainetta kuvaavia kertoimia.

2.8 Maan myötöehto

Kuten työssä on aiemmin todettu, maa pyrkii adaptoitumaan kuormituksen alla niin, että se kestää siihen kohdistuvat kuormitukset. Maan myötöehto määrää jännitysrajatilan kimmoisan ja kimmo-plastisen käyttäytymisen välillä (Länsivaara 1996, s. 13). Ideaaliplastisilla materiaaleilla myötöpinta on kiinteä eikä se muutu jännitystilan mukaan. Myötöpinnan sisäpuolella materiaali käyttäytyy elastisesti eli muodonmuutokset palautuvat. Kun jännitykset ylittävät myötöpinnan rajaaman alueen, muodonmuutokset ovat plastisia ja maa murtuu.

Myötölujittuvilla materiaaleilla myötöpinta ei ole kiinteä. Tällaisilla materiaaleilla syntyy elastoplastisia muodonmuutoksia, kun jännitystila ylittää alkuperäisen myötöpinnan ja myötöpinta muuttuu vastaamaan uutta jännitystilaa (Länsivaara 1996, s. 13).

On olemassa useita erilaisia klassisia myötöehtoja. Trescan myötöehto on yksi tunnettu klassinen myötöehto, joka perustuu ainoastaan deviatoriseen jännitysvarianttiin. Toinen klassinen myötöehto on Von Misesin myötöehto, joka ei ota huomioon hydrostaattisten jännitysten vaikutusta. Siitä syystä nämä myötöehdot eivät sovellu maan mallintamiseen muuta kuin jossain tapauksissa, kuten vedellä kyllästyneen saven suljetun tilan analyysiin. (Länsivaara 1996, s. 14–16)

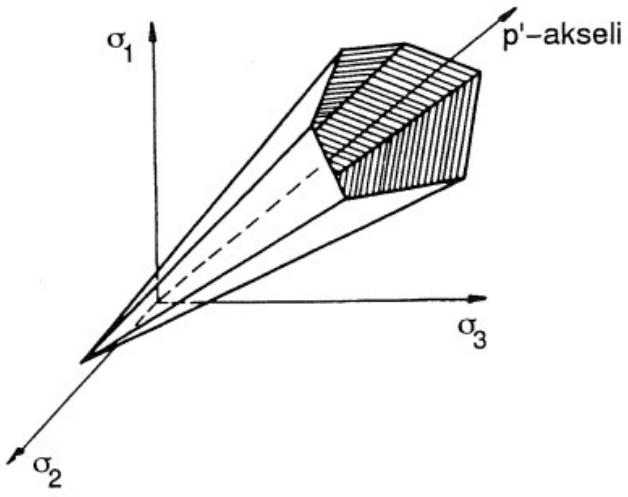
Mohr-Coulomb myötöehto soveltuu edellä esitettyjä myötöehtoja paremmin kuvaamaan maata, koska maan lujuus riippuu usein hydrostaattisista jännityksistä ja Mohr-Coulomb myötöehto huomioi hydrostaattiset jännitykset. (Länsivaara 1996, s. 16)

Coulombin kriteerin mukaan maa murtuu, kun leikkausjännitys τ ja normaalijänitys σ toteuttavat seuraavan ehdon:

$$\tau - \sigma \cdot \tan\varphi - c = 0, \tag{2.25}$$

jossa φ on materiaalin kitkakulma ja c materiaalin koheesio.

Tästä ehdosta saadaan Mohr-Coulomb myötöehto pääjännitysavaruudessa. Muodoltaan Mohr-Coulomb myötöehto on epäsäännöllinen kuusikulmio. Kuvassa 9 on esitettynä Mohr-Coulomb myötöehto pääjännitysavaruudessa.



Kuva 9. Mohr-Coulomb myötöehto pääjännitysavaruudessa (Länsivaara 1996)

Mohr-Coulomb myötöehto ei kuitenkaan ota huomioon materiaalin mahdollista myötölujittumista. Myötöpinnan sisäpuolella tapahtuu elastisia muodonmuutoksia ja myötöpinnan ulkopuolella maa murtuu eli tapahtuu plastisia muodonmuutoksia. Todellisuudessa maahan syntyy kuitenkin elastisia ja plastisia muodonmuutoksia kaikilla

jännitystasoilla, jolloin tämän kaltainen myötöpinta ei kuvaa realistisesti maan käyttäytymistä. Lisäksi Mohr-Coulomb mallissa murtosuoran oletetaan olevan lineaarinen, vaikka todellisuudessa erityisesti karkearakeisten materiaalien kohdalla kitkakulman suuruus muuttuu jännitystilan muuttuessa. Suuremmilla jännitystasoilla maan kitkakulman suuruus pienenee, jolloin malli yliarvio varmuutta.

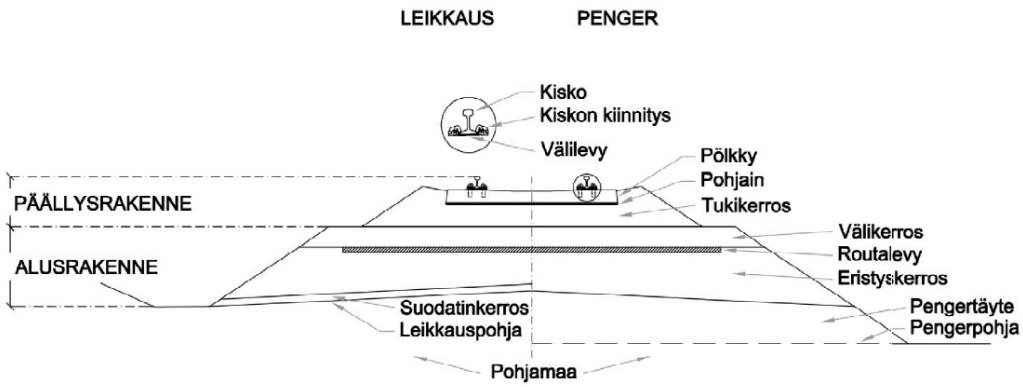
Edellä esitettyjen myötöehtojen lisäksi on olemassa materiaalimalleja, joissa otetaan huomioon myötöpinnan laajeneminen vallitsevan jännitystilan suhteen. Yksi tällainen tunnettu materiaalimalli on Hardening Soil -materiaalimalli, joka huomio myötöpinnan laajenemisen. Hardening Soil -materiaalimalli on elasto-plastinen, isotrooppisesti myötölujittuva materiaalimalli, jossa materiaalin myötäminen on kuvattu hyberbolista jännitys-muodonmuutosyhteyttä käyttäen. Hardening Soil -materiaalimalli huomioi materiaalin lujittumisen myötöpinnan laajenemisen kautta sekä maan jäykkyyden epälineaarisen riippuvuuden vallitsevasta jännitystasosta. (Wu & Tung 2019)

Peltomäen (2024b) kehittämässä materiaalimallissa ei ole jännitystila riippuvaista myötöpintaa. Elastisia ja plastisia muodonmuutoksia voi syntyä käytännössä kaikilla jännityksillä. Materiaalin myötäminen otetaan huomioon deformaatiopotentiaalilla.

3. RATARAKENNE JA RADAN KUORMITUKSET

3.1 Radan rakenneosat

Rata koostuu useasta eri komponentista, jotka vuorovaikuttavat keskenään. Radan geometrialla tarkoitetaan radan sijaintia ja asentoa. Kuvassa 10 on esitettynä radan rakenneosat.



Kuva 10. Radan rakenneosien nimityksiä (Peltokangas 2012)

Radan rakenneosat voidaan jakaa päällys- ja alusrakenteeseen. Radan päällysrakenteeseen kuuluvat kiskot, ratapölkyt ja tukikerros sekä pohjain ja välilevyt. Radan alusrakenteeseen kuuluu välikerros, mahdolliset routalevyt ja eristyskerros. Tässä työssä rajaudutaan tutkimaan tukikerroksellisia ratarakenteita. Tyypillisessä tukikerroksellisessa ratarakenteessa on kiskot, välilevy, ratapölkyt, tukikerros ja alusrakenne sekä pohjamaa. Joissakin tapaukissa voidaan käyttää myös routalevyjä ratarakenteen routasuojauksessa.

Tässä osiossa esitellään kiskojen, välilevyjen ja ratapölkkyjen oleellisimmat ominaisuudet tämän diplomityön kannalta. Edellä mainittujen osien tarkemmat ominaisuudet ovat kuvattuna muun muassa lähteessä Esveld (2001).

3.1.1 Kiskot

Kiskot ovat ratarakenteen komponentti, jonka tehtävänä on ohjata ja tukea liikkuvaa kalustoa sekä välittää liikkuvan kaluston aiheuttamat kuormat alemmille rakenneosille. Kiskojen ensisijainen tehtävä on mahdollistaa kaluston tasainen kulku. (Indraratna 2011, s. 17–18). Kiskojen tulee myös olla hyvin sähköä johtavia. Sähköistetyillä rataosilla kiskot

toimivat paluuvirtatienä ja monissa turvalaitejärjestelmissä ne ovat osana raidevirtapiiriä (Väylävirasto 2023, s. 26).

Kiskon kiinnitys ratapölkkyihin riippuu siitä, käytetäänkö puisia vai betonisia ratapölkkyjä. Kiinnityksen tehtävänä on estää kiskon liikkeet liikkuvan kaluston aiheuttamien voimien johdosta. Puisten ratapölkkyjen ja kiskojen väliin on asennettava teräksinen aluslevy, jotta kuormat jakautuisivat laajemmalle pölkyssä ja jännitykset pysyisivät kohtuullisina. Betonisella pölkyllä kiskon kiinnitys on usein joustava jousikiinnitys, joka mahdollistaa pystysuuntaisen ja vaakasuuntaisten voimien vastustamisen. (Selig & Waters 1994)

3.1.2 Välilevyt

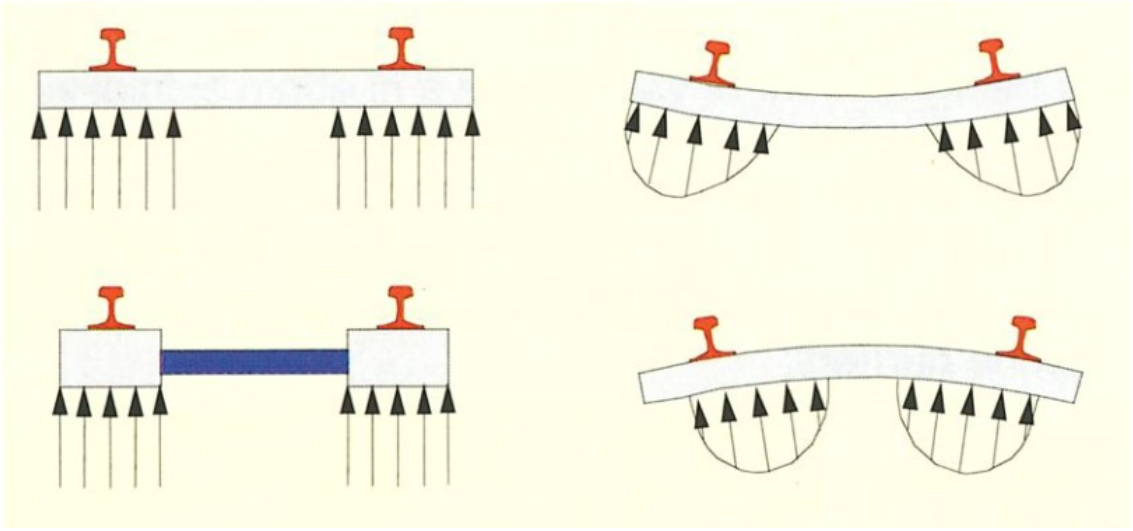
Esveldin (2001) mukaan välilevyjen tehtävänä on jakaa kiskon kautta tulevat voimat ratapölkyille sekä vaimentaa ja suodattaa korkeataajuisia dynaamisia voimia. Välilevyjä voidaan valmistaa useista eri materiaaleista kuten luonnonkumista ja etyyli-vinyyliasetaatista (EVA).

Välilevyn ominaisuudet riippuvat siitä, mitä materiaalia käytetään. Välilevyjen tärkein ominaisuus on niiden jäykkyys, joka vaihtelee välillä 100…3000 kN/mm riippuen käytetystä materiaalista ja kuormitustilanteesta (Esveld 2001, s. 222–223). Etyyli-vinyyliasetaatista valmistetut välilevyt ovat jäykimpiä välilevyjä. Välilevyt radan kuormituskestävyyden kannalta on oleellisessa osassa, sillä ne jakavat kuormia laajemmalle alueelle. Välilevyjen vaikutus kuormituskestävyyden ja muodonmuutosten osalta on varsin monimutkainen, koska niiden jäykkyys riippuu sekä lämpötilasta että kuormitustasosta, jolloin niiden huomioiminen esimerkiksi mallinnuksessa on varsin monimutkaista.

3.1.3 Ratapölkyt

Kuten aiemmassa kappaleessa on todettuna, ratapölkyt ovat usein joko puusta tai betonista tehtyjä. Selig & Watersin (1994) mukaan ratapölkkyjen tehtävänä on muun muassa jakaa kuormat tukikerrokselle ja laajentaa kuormituspinta-alaa, säilyttää raideleveys ja estää kiskon liikkeet sekä yhdistää kisko-pölkky-rakenne tukikerrokseen.

Kuvassa 11 on esitettynä ratapölkkyjen tukeutumisen periaate raidesepeliin.



Kuva 11. Ratapölkkyjen tukeminen raidesepeliä vasten (Esveld 2001, s. 212)

Kuvassa 11 vasemmalla on esitettynä oikeaoppinen ratapölkyn tukeutuminen ja tiivistäminen raidesepeliä vasten. Oikealla on taas virheellisesti tuettu ratapölkky. Virheellisesti tuettu ratapölkky ei jaa kuormia halutulla tavalla tukikerrokseen. Virheellinen kuormien jakautuminen vaikuttaa tukikerroksen, ratapölkkyjen ja kiskojen elinkaareen ja toiminnallisuuteen heikentävästi.

Puisten ratapölkkyjen etuna verrattuna betonisiin ratapölkkyihin on niiden keveys. Puiset ratapölkyt ovat myös elastisempia kuin betoniset ratapölkyt. Esveldin (2001) mukaan betonisten ratapölkkyjen pienempi elastisuus voi johtaa puutteellisesti tukeutuneiden ratapölkkyjen kohdalla niin kutsuttuun pumppautumisilmiöön, jossa ratapölkyt eivät pysty jakamaan kuormitusta riittävän laajalle alueelle ja tämä nostaa tukikerrokseen kohdistuvia dynaamisia jännityksiä pölkyn lisääntyneen liikkeen seurauksesta. Esveldin (2001) mukaan betonisilta ratapölkyiltä välittyvät dynaamisen voimat voivat olla jopa 25 % suurempia kuin puisilta ratapölkyiltä välittyvät voimat. Toisaalta betoniset ratapölkyt ovat puisiin ratapölkkyihin verrattuna usein kestävämpiä ja niiden säilyvyys saattaa olla parempi, jolloin ne eivät vaadi yhtä paljon kunnossapitoa niiden elinkaaren aikana. Betonisten ratapölkkyjen etuna on myös tasalaatuisempi materiaali, sillä betoni materiaalina on usein tasaisempaa ominaisuuksilta kuin puu. Puisten ratapölkkyjen ominaisuudet vaihtelevat sen mukaan, mitä puulajia käytetään.

3.1.4 Tukikerros

Tukikerroksen ensisijaisena tehtävänä on pitää raide geometrisesti oikeassa asennossa tukemalla raidetta pysty- ja sivusuunnassa sekä jakaa ratapölkkyjen kautta välittyvät

kuormat alusrakenteelle. Tukikerroksen tehtävänä on muodostaa raiteelle tasaisen ja kantava alusta.

Tukikerroksen materiaali on raidesepeli tai raidesora. Suomessa tyypillisesti tukikerroksen materiaalina käytetään rakeisuudeltaan 31,5…63 mm raidesepeliä. Tukikerroksen paksuus vaihtelee eri kohdissa rataa 350…550 mm välillä riippuen raide- ja ratapölkkytyypistä. (Liikennevirasto 2018, s. 8, Kalliainen et al. 2014, s. 17) Betonisilla ratapölkyillä tyypillinen tukikerroksen paksuus on 550 mm. Tukikerroksessa käytettävien materiaalien tulee olla sellaisia, ettei tukikerros pidätä vettä radan päällysrakenteessa.

Kuormituskestävyyden kannalta tukikerros on haasteellinen komponentti, koska tukikerroksen ominaisuudet muuttuvat radan elinkaaren aikana ja ominaisuuksien muuttuminen vaikuttaa tukikerroksen toiminnallisuuteen. Tukikerroksessa käytettävä raidesepeli jauhautuu kuormituksen johdosta sen elinkaaren aikana eli raidesepelin rakeet särkyvät. Tukikerroksen materiaali joutuu sekä iskevän että hiovan kulutuksen kohteeksi, jolloin rakeet hankautuvat toisiaan vasten ja hienonevat. Toinen jauhautumista selittävä tekijä on betonipölkkyjen liike kuormituksen aikana, jolloin raidesepeliä hioutuu pölkyn ja raidesepelin rajapinnassa (Kolisoja et al. 1999, s. 17).

Kirjallisuudessa on esitetty erilaisia arvioita ja tutkimustuloksia tukikerroksessa käytettävien materiaalien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksista. Taulukossa 1 on esitettynä Li et al. (2016) mukaan tukikerroksen ominaisuuksia.

Taulukko 1. *Tukikerroksen ominaisuudet, mukaillen lähteestä Li et al. (2016), s. 89*

Ominaisuus	**Arvo**
Kitkakulma	40–55 °
$\boldsymbol{K_0}$	1–10
Resilient-moduuli	140–550 MPa
Poissonin luku	0,3

Taulukossa 1 esitetty vaihteluväli K_0 arvolle on vaakasuuntainen maanpainekerroin, joka on tukikerrokseen kohdistuva vaakajännitys suhteessa tukikerrokseen kohdistuvaan pystyjännitykseen. Toistokuormituksen alaisena tukikerrokseen voi kertyä vaakajännitys, joka joissakin tapauksissa jää tukikerrokseen, vaikka pystyjännitystä ei kohdistuisikaan enää. K_0 kerroin kuvaa tämän jäljelle jääneen vaakajännityksen suuruuttaa suhteessa tukikerrokseen kohdistuneeseen pystyjännitykseen. Kuitenkaan muu kirjallisuus ei täysin tue tätä otaksumaa ja muiden tutkijoiden toimesta tehdyissä

tukikerroksen parametrisoinnissa on käytetty huomattavasti pienempiä K_0 arvoja, jolloin tukikerrokseen jäävä vaakapaine onkin tukikerrokseen kohdistunutta pystyjännitystä pienempi. Ionescu (2004) mukaan karkearakeisen materiaalin K_0 arvot yksiaksiaalisessa puristuskokeessa vaihtelee välillä 0,2…1,3 riippuen näytteeseen kohdistuvasta aksiaalisesta jännityksestä ja materiaalin tiiviystilasta.

Sepelin sisäisellä kitkakulmalla on merkitys siihen, miten hyvin jännitykset jakautuvat sepelin läpi. Kolisoja et al. (1999) kirjallisuustutkimuksessa on esitetty hyvän raidesepelin sisäiseksi kitkakulmaksi 45 ° ja kuluneen raidesepelin kitkakulmaksi 33 °. Laadultaan keskimääräisen raidesepelin sisäinen kitkakulma on 40 °. Edellä esitetyt sepelin sisäiset kitkakulmat viittaavat kuormajakaumateoriaan, jossa jännitysten jakautuminen pölkyn alapinnasta sepelikerroksen läpi on riippuvaista materiaalin sisäisestä kitkakulmasta.

3.1.5 Alusrakenne

Tyypillinen alusrakenne muodostuu eristys- ja välikerroksesta. Välikerroksen tehtävänä on estää tukikerroksen ja alempien kerrosten sekoittuminen keskenään. Tyypillisesti välikerroksen paksuus on noin 300 mm. Eristyskerroksen alapuolella voi lisäksi olla erillinen suodatinkerros. Alusrakenteen paksuus vaihtelee kohteesta riippuen sadasta millimetristä aina jopa kahteen metriin asti riippuen roudan tunkeutumissyvyydestä. Ohuimpia alusrakennepaksuuksia käytetään muun muassa matalissa kallioleikkauksissa ja tunneleissa. (Kalliainen et al. 2014, s. 18–19)

Tukikerroksen ohella myös alusrakenteen tehtävänä on vähentää pohjamaahan kohdistuvia jännityksiä. Alusrakenteessa käytettävät materiaalit eivät kestä vetojännityksiä. Ratarakenteeseen kohdistuukin varsin suuria puristusjännityksiä. Ratarakenteen pengermäisyyden johdosta raiteen sivusuunnassa ei aina ole tarpeeksi tukea, jolloin materiaali pyrkii luiskan suuntaan pois kuorman alta.

Alusrakenteeseen ei saisi muodostua kuormituksen alaisena suuria plastisia muodonmuutoksia. Tätä vaatimusta varten alusrakenteen kuivatuksen tulee olla toimiva. Lisäksi alusrakenteen kunnon säilymisen kannalta tulee välttää positiivista huokosvedenpainetta toistuvan kuormituksen alaisena ja alusrakenteen materiaalin tulee olla kestävää ja rakeiden tulee lukittua toisiinsa ja kestää hankaamista. (Li et al. 2016)

Myös alusrakenteen lujuus- ja muodonmuutoksille on kirjallisuudessa esitettynä erilaisia arvioita ja tutkimustuloksiin pohjautuvia arvoja. Taulukossa 2 on esitettynä lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet alusrakenteelle Li et al. (2016) mukaan.

Taulukko 2. *Alusrakenteen ominaisuudet, mukaillen lähteestä Li et al. (2016), s. 105*

Ominaisuus	**Arvo**
Kitkakulma	25–50 °
K_0	0,4–1
Resilient-moduuli	55–105 MPa
Poissonin luku	0,3–0,4
Vedenläpäisevyys	100 m/d

Alusrakenteelle voidaan ilmaista vaatimus myös vedenläpäisevyydelle, koska alusrakenteella on merkittävä rooli radan kuivatuksessa. Kuten taulukosta 2 huomataan, alusrakenteen kitkakulman suuruus vaihtelee huomattavasti enemmän kuin tukikerroksen kitkakulma. Kuten aiemmin on todettu, materiaalin kitkakulman suuruuteen vaikuttaa rakeisuus. Alusrakenteessa käytettävien materiaalien rakeisuus vaihtelee enemmän kuin tukikerroksessa käytettävien materiaalien, joka osittain selittää suurempaa kitkakulman vaihtelua. Toisaalta alusrakenne saattaa hyvinkin sekoittua hienorakeisen pohjamaan kanssa, joka saattaa pienentää kitkakulmaa.

Ruhanen (2021) on diplomityössään tutkinut pudotuspainolaitteiston avulla eristys- ja välikerroksen kantavuutta. Tutkimuksissa eri koerakenteiden eristys- ja välikerrokset on tehty samasta materiaalista. Kuitenkin kantavuudessa havaittiin poikkeamia, vaikka koerakenteissa käytetty materiaali oli samaa. Näiden tutkimusten perusteella on tässä työssä päädytty käyttämään alusrakenteen kohdalla syklisen rajajännityksen vaihteluvälinä $\pm$ 15 %. Tällä vaihteluvälillä otetaan huomioon laskentaosiossa luonnollisen vaihtelun merkitys radan kuormituskestävyyteen ja geometriavirheen syntyyn.

3.2 Ratarakenteeseen kohdistuvat kuormitukset

Ratarakenteeseen kohdistuvien kuormien ymmärtäminen on tärkeää, jotta pystytään arvioimaan rakenneosiin syntyviä jännitysjakaumia ja ymmärtämään radan kuormituskestävyyteen vaikuttavia tekijöitä. Ratarakenteeseen kohdistuvat kuormat voidaan jakaa pystysuuntaisiin, poikittaissuuntaisiin ja radan pituussuuntaisiin kuormiin.

Lisäksi rataan kohdistuvat kuormat voivat olla ympäristön aiheuttamia rasituksia, joita ovat esimerkiksi routa ja roudan sulamisen aiheuttamat rasitukset.

Suurin osa pystysuuntaisista kuormista aiheutuu liikkuvasta kalustosta. Kaluston aiheuttama kuorma on tyypiltään staattista sekä dynaamista. Myös radan rakenneosat aiheuttavat staattisen kuormituksen alemmille rakenneosille.

Pystysuuntaiset kuormitukset muodostuvat sekä kvasistaattisista komponenteista että dynaamisesta kuormasta. Kvasistaattisia kuormia ovat akselipainon aiheuttama pystysuuntainen voima, keskihakuvoima kaarteessa ja tuulen aiheuttama kuorma. Näitä voiman suuruuksia on helpompi analysoida verrattuna dynaamisiin voimiin. (Indraratna 2011, s. 26)

Pystysuuntaisten kuormitusten dynaamisen osan määrittäminen on hankalaa. Kuormituksen dynaamisen osan suuruutta voidaan arvioida kertomalla staattisen kuormaosuuden suuruus kertoimella, joka huomioi dynaamisen kuorman suuruuteen vaikuttavia tekijöitä. Näitä dynaamisen kuormituslisän määritykseen kehitettyjä kertoimia on useita ja ne perustuvat empiirisiin kaavoihin. Dynaamiseen kuormituslisään vaikuttavia tekijöitä ovat junan nopeus, staattinen akselipaino ja pyörän halkaisija, kaluston jousittamaton massa sekä kaluston kunto, radan ja radan rakenneosien kunto ja rataluokka. (Indraratna 2011, s. 26–27)

Radan suuntaan nähden poikittaissuuntaisten kuormien arvioiminen on huomattavasti hankalampaa kuin pystysuuntaisten kuormien arvioiminen. Poikittaissuuntaisten voimien voidaan katsoa muodostuvan kalustosta rataan kohdistuvista kuormista ja kiskojen mahdollisesta voimakkaasta lämpölaajenemisesta. Lisäksi rataan kohdistuu radan suuntaan nähden pituussuuntaisia kuormia. Kiskojen pituus saattaa muuttua lämpölaajenemisen takia. Jos kiskon pituus pääsee muuttumaan, voimia ei synny lämpölaajenemisen takia. Jatkuvakiskoraiteilla kiskon pituuden muutos on kuitenkin estetty, joka aiheuttaa pituussuuntaisia jännityksiä. Lisäksi jarruttava liikkuva kalusto aiheuttaa pituussuuntaisia rasituksia. (Indraratna 2011, s. 31–32)

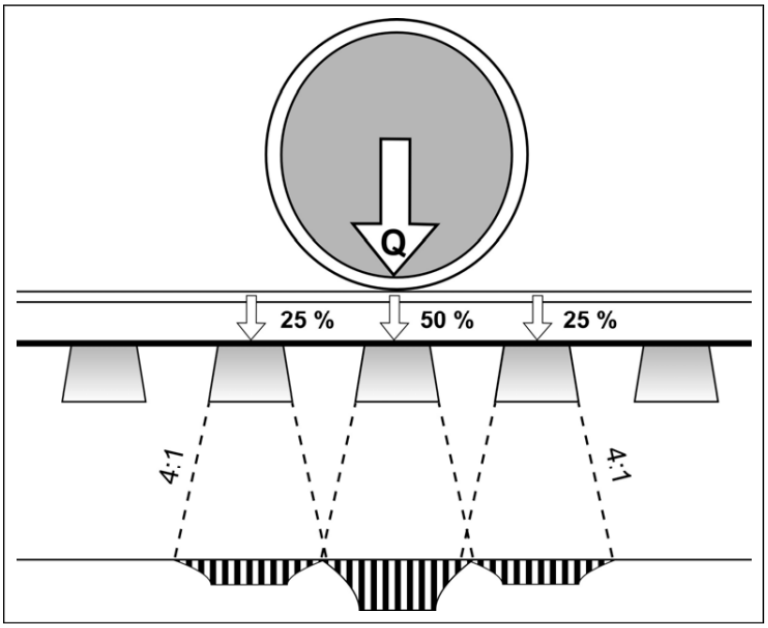
Lisäksi ratarakenteeseen voi kohdistua iskuvoimia, jotka johtuvat joko pyörän tai kiskon poikkeavuudesta. Iskukuorman suuruuteen vaikuttaa kiskojen ja pyörien epäjatkuvuudet. Iskuvoimat ovat riippuvaisia poikkeavien kohtien tyypistä sekä radan dynaamisesta vasteesta. Iskuvoimia voi aiheuttaa kuluneet pyörät, epätasainen kisko tai kiskon liitoskohtien epäjatkuvuus. (Indraratna 2011, s. 33)

3.3 Kuorman välittyminen ja jakautuminen ratarakenteessa

Kuorman välittyminen ratarakenteen alapuolisiin osiin riippuu radan rakenneosien jäykkyysominaisuuksista sekä radan rakennekerrosten paksuuksista. Kuormitukset aiheuttavat jännitystilan ratarakenteeseen ja jännitystila vaihtelee ratarakenteen eri osissa. Ratarakenteen kuormituskestävyyden ja sen mitoittamisen kannalta on oleellista ymmärtää, miten kuormitukset jakautuvat, ja millainen jännitystila kuormista syntyy. Jännitysten jakautuminen ratarakenteessa tulee ottaa huomioon sekä pituussuunnassa että poikittaissuunnassa, koska kuorman jakautuminen ei ole tasaisista kummassakaan suunnassa. Jännitysjakauman arvioiminen ja laskeminen on haastavaa maan partikkelimaisuuden takia ja junan aiheuttamien kuormien takia.

Junan kaluston liikkuessa kuormitus kohdistuu pyörän välityksellä hyvin pienelle alalle kiskossa. Kiskojen kautta kuormitus jakautuu edelleen aluslevyjen kautta ratapölkkyihin ja siitä edelleen tukikerroksen kautta alusrakenteeseen.

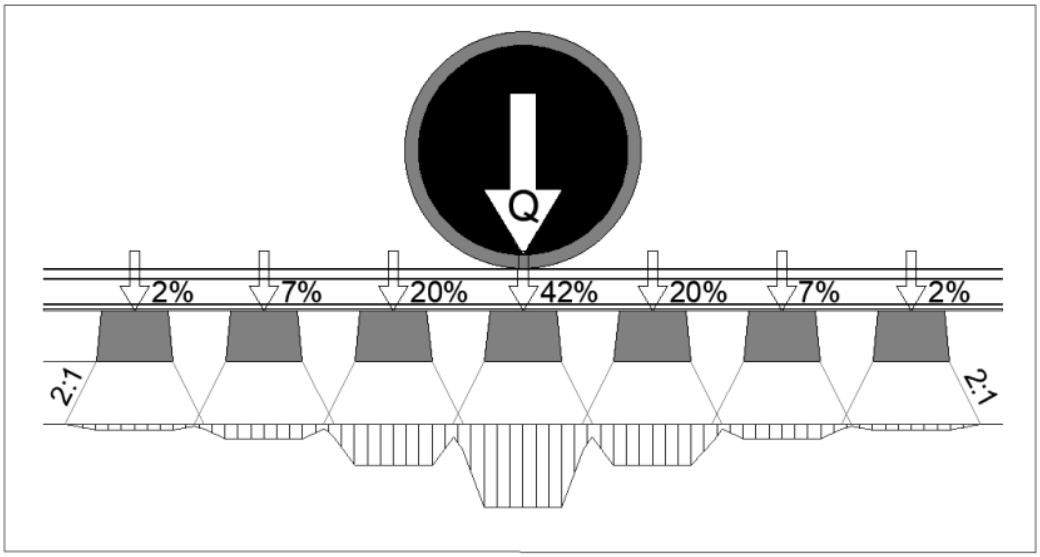
Pystysuuntaisen kuormituksen jakautuminen tapahtuu ratapölkkyjen kautta sepelitukikerrokselle. Radan rakennekerrosten ominaisuuksien vaihtelun takia, pystysuuntaisen kuorman jakautuminen ei ole täysin vakio syvyyden suhteen. Toisaalta kiskon jäykkyys myös vaikuttaa kuorman jakautumiseen radan pituussunnassa. Jäykempi rata jakaa kuormia laajemmalle alueelle, paitsi jos ollaan hyvin jäykällä alustalla tai matalassa kallioleikkauksessa. Kuvassa 12 on esitettynä pystysuoran junakuorman jakautuminen ratapölkkyjen kautta ratapenkereeseen.



Kuva 12. Pystysuoran junakuorman jakaantuminen ratapölkyistä ratapenkereeseen (Liikennevirasto 2018)

Kuormasta puolet oletetaan jakautuvan suoraan alapuolisen ratapölkyn kohdalle ja neljäsosa jakautuu tasan kahdelle viereiselle ratapölkylle. Rakennekerroksissa kuorman oletetaan jakautuvan 4:1 kaltevuudessa. Kiskon jäykkyys vaikuttaa oleellisesti kuorman jakautumiseen. Alemman taivutusjäykkyyden omaavilla kiskoilla kuorman jakautuma on lähempänä kuvan 12 tapausta eli kuorma jakautuu suppeammalle alueelle.

Kuvassa 13 on esitettynä 60E1 kiskoprofiilin välityksellä jakautuva kuorma. Kuorma jakautuu laajemmalle alueelle kuin alemman kiskopainon raiteilla. Kuormitusjakautumaan kiskojen lisäksi oleellisesti vaikuttavat myös tukikerroksen kunto ja tyyppi sekä koko ratarakenteen jäykkyys.



Kuva 13. Pystysuorien kuormien jakaantuminen 60E1 kiskoprofiilin välityksellä pölkkyihin sekä kuormituksen arvioitu jakautuminen tukikerroksen alapintaan (Väylävirasto 2023)

Radan elastisuus on keskeisin edellytys kuormitusten kantamiseen. Kuten kuvissa 12 ja 13 on esitettynä, elastisessa radassa kuormitus jakautuu useammalle tukipinnalle. Jos rata ei ole elastinen, kuormitus kohdistuu vain yhdelle tukipinnalle (Nurmikolu 2000, s. 21). Raidesepelin sisäisen kitkakulman suuruudella on merkitystä siihen, miten hyvin jännitykset välittyvät raidesepelin läpi alemmille rakennekerroksille. Suurempi sisäinen kitkakulma on edullinen, koska sisäinen kitkakulma vastaa kulmaa, jossa jännitys jakautuu pölkyn alapinnasta lähtien. Kitkakulman ohella myös raidesepelikerroksen paksuudella on merkitystä jännitysten jakautumiseen. Heikommilla kitkakulman omaavilla materiaaleilla tulisi käyttää paksumpia rakennekerroksia sekä kovilla pohjilla tulisi käyttää paksumpia sepelikerroksia (Kolisoja et al. 1999, s. 26)

Edellä esitetyt laskentamallit jännitysten jakautumiseen ovat laskentamalleja, joissa ei huomioida tukikerroksen raidesepelin tai alusrakenteessa käytettävän kiviaineksen

partikkelimaisuutta. Rakenteeseen kohdistuvan kuormituksen oletetaan olevan tasaisesti jakautunut ja materiaalin olevan jatkuvaa. Partikkelimekaniikkaan perustuvissa malleissa jännitykset rakeiden välillä ei jakaudu tasaisesti, vaan joidenkin rakeiden välillä saattaa olla huomattavasti suurempia jännityksiä ja osa rakeista voi olla lähes kuormituksesta vapaana, jolloin niihin ei kohdistu jännityksiä (Kolisoja 1997, s. 21).

Kolisojan et al. (1999) mukaan raidesepelissä tämä tarkoittaa sitä, että alempiin kerroksiin kohdistuva kuormitus saattaa olla oletettua epätasaisempaa ja voimakkaampaa kuin kontinuumimekaniikkaan perustuvilla laskentamalleilla saatavat tulokset osoittavat. Tukikerroksen alapuolisissa kerroksissa saattaa tapahtua siirtymiä, painumista ja jauhautumista, jos käytettyjen materiaalien lujuus on alhainen tai rakeisuusjakauma epäedullinen kuormitukseen nähden. Jos taas tukikerros on hyvin jäykän alusrakenteen päälle, raidesepeliin kohdistuvat kuormitukset saattavat olla arvioituja rasituksia suurempia.

4. BALLASTED TRACK SIMULATOR - LASKENTAOHJELMA

Tässä työssä käytettävä laskentaohjelma on Peltomäen (2024) kehittämä Ballasted Track Simulator -laskentaohjelma (myöhemmin työssä käytetään lyhennystä laskentaohjelma). Tässä osiossa esitellään sekä laskentaohjelman käyttöä lyhyesti että laskentaohjelman teoreettista toimintaa tämän diplomityön vaatimassa laajuudessa.

4.1 Lyhyen- ja pitkän ajan laskenta

Työssä käytettävä laskentaohjelma on dynaaminen laskentaohjelma, jolla voi laskea sekä lyhyen että pitkän ajan simulaatioita. Lyhyen ajan simulaatiossa laskentaan valittu kalusto ajaa määritellyn radan pituusleikkauksen kerran. Pitkän ajan simulaatiossa on mahdollista valita, kuinka monta akselin ylitystä valittu kalusto ajaa tarkasteltavaa rataosuutta pitkin. Pitkän ajan simulaatiossa on myös mahdollista käyttää kahta eri kalustoa, jos halutaan mallintaa sekaliikennettä.

Lyhyen ajan simulaatiossa voidaan laskea jouston suuruus eli palautuva painuma, jännitykset sekä kaluston kiihtyvyys. Lyhyen ajan simulaatiossa laskentaohjelma käyttää materiaalien parametreista E-moduulia. Pitkän ajan simulaatiossa voidaan laskea plastiset muodonmuutokset eli deformaatio, maksimi pölkkyvoimat, akselivoimat, kalustojen kiihtyvyydet ja maksimi pystyjännitykset sekä plastinen muodonmuutoskenttä. Pitkän ajan simulaatiossa laskentaohjelma käyttää rakeisen materiaalin deformaatiomallia, jonka malliparametri on syklinen rajajännitys.

Laskentaohjelmaan syötetään tiedot ratarakenteesta. Ohjelmaan on mahdollista syöttää alkugeometriavirhe ratapölkkyihin ja kiskoon, jolla saadaan mallinnettua roikkuvien ratapölkkyjen ja kiskovian aiheuttamaa dynaamista kuormituslisää ratarakenteeseen.

Ohjelmaan on mahdollista mallintaa tukikerroksen tuennan vaikutus radan kuormituskäyttäytymiseen. Laskentaan syötettään se akselimäärä, jonka jälkeen tukikerroksen tuenta tehdään. Ohjelmaan on mahdollista syöttää vanha projekti, joka huomioi rakenteen lujittumisen tai laskenta voidaan aloittaa täysin alusta, jolloin pohjamaa sekä alusrakenne ei ole lujittunutta. Lisäksi ohjelmalla on mahdollista mallintaa uuden ja vanhan rakenteen siirtymäkohtia antamalla lähtötiedoissa tiedon esimerkiksi siitä, missä kohtaa alusrakenne vaihtuu vanhasta rakenteesta uudeksi rakenteeksi. Edellä esitettyjä laskentatapauksia ja niiden merkitystä radan

geometriavirheen syntyyn tullaan esittelemään tarkemmin tämän diplomityön laskentaosiossa.

Laskentaohjelmaan on mahdollista syöttää painumanopeus eri kohdissa rataa, joka kuvaa 100 vuoden aikana tapahtuvaa konsolidoitumista millimetreinä. Yksinkertaistuksen ja tulosten tulkitsemisen kannalta tämän diplomityön puitteissa ei tulla huomioimaan rakennekerrosten ja pohjamaan konsolidoitumista, vaikka se onkin erityisesti pehmeillä pohjamailla yksi merkittävin painumista ja siten pysyviä muodonmuutoksia aiheuttava ilmiö. Laskentaohjelmassa on myös mahdollista mallintaa siltarakenne ja siirtymälaatta haluttuun kohtaan radan pituussuunnassa. Tätä laskentaohjelman ominaisuutta ei tulla tässä diplomityössä hyödyntämään.

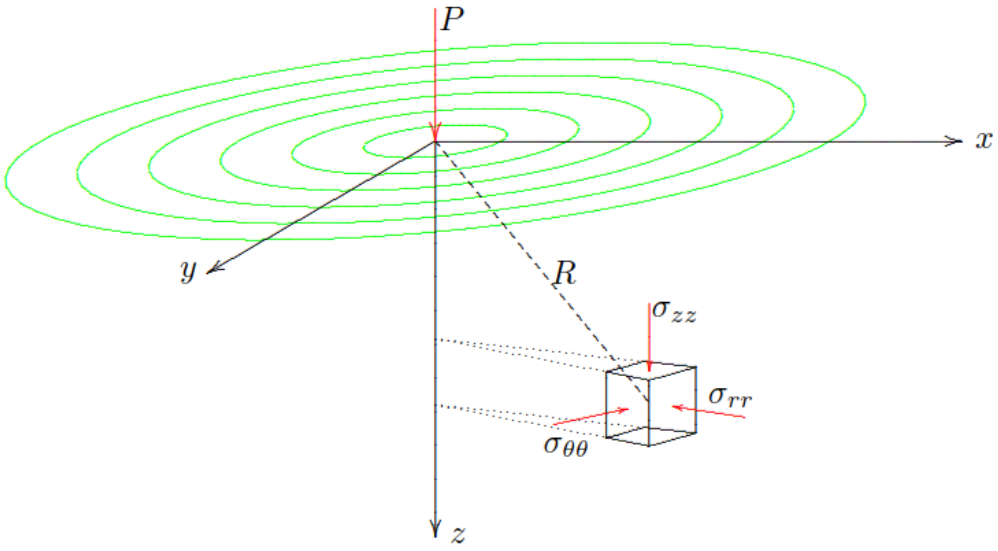
4.2 Jännityslaskenta

Ratarakennetta kuormittaa junan akselien ylitysten aiheuttama syklinen rasitus. Ratarakenteen yläosissa materiaaliin kohdistuu yksittäisten akselien ylitys ratapölkkyjen kautta, jolloin jännitys kohdistuu tietyn määriteltävissä olevan pinnan kautta materiaaliin. Kuitenkin syvemmällä rakenteessa yksittäisen akselin ylitys tietyn pinnan kautta ei ole enää yhtä selkeästi havaittavissa kuin rakenteen pinnalla, vaan kuormitus koostuu useiden ratapölkkyjen kautta summautuvan kuorman yhteisvaikutuksesta. Yksittäisten akselien aiheuttama kuormitusvaikutus vaimenee ja vierekkäisten akseleiden kuormitusvaikutus summautuu syvemmällä rakenteessa. Tämä vaikuttaa keskeisesti siihen, kuinka monta jännityssykliä kuhunkin kohtaan rakenteessa kohdistuu ja laskentaohjelma ottaa huomioon tämän ilmiön. Kuormituskäyttäytymisen mallintamisen kannalta on välttämätöntä pystyä määrittämään rakenteeseen kohdistuva jännitys.

Laskentaohjelmassa on mahdollista valita, halutaanko jännityskenttä laskea Boussinesqin teorialla vai Peltomäen kehittämällä likimääräismenetelmällä. Boussinesqin vuonna 1885 esittämä teoria pistemäisen kuorman tuottaman jännityskentän arviointiin lineaarielastisessa puoliavaruudessa on analyyttisien kuormajakaumateorioiden lähtökohta ja se on laajalti käytössä geoteknisessä suunnittelussa. Pistekuorman aiheuttama jännitys muodostaa polaarikoordinaatistossa suoran ympyräkartion mallisen kappaleen, jonka pohjan pinta-ala kasvaa syvyyden neliössä. Koska pistekuorma P on vakio, jännitysten suhde on kääntäen verrannollinen syvyyden neliöön.

Tässä yhteydessä ei käydä tarkemmin Boussinesqin teorian johtamista, mutta se on kokonaisuudessaan luettavissa muun muassa lähteestä Timoshenko & Goodier (1951).

Kuvassa 14 on esitettynä pistekuorman P jakautuminen homogeenisessa ja isotrooppisessa puoliavaruudessa.



Kuva 14. Pistekuorma puoliavaruudessa (Verruijt 2012)

Yksittäisen pistekuorman P aiheuttama pystysuora jännityslisäys polaarikoordinaatistossa voidaan laskea seuraavalla kaavalla:

$$\sigma_{zz} = \frac{3Pz^3}{2\pi(r^2+z^2)^{5/2}}, \tag{4.1}$$

jossa P on pistekuorma, z tarkastelusyvyys ja r radiaalinen etäisyys z-akselista.

Pystyjännityslisäys voidaan esittää myös seuraavalla kaavalla:

$$\sigma_{zz} = \frac{3P}{2\pi z^2}\cos^5\theta, \tag{4.2}$$

jossa θ on suuntavektorin R ja z-akselin välinen suuntakulma.

Leikkausjännitys voidaan ratkaista seuraavasta kaavasta:

$$\tau_{rz} = \frac{3Prz^2}{2\pi(r^2+z^2)^{5/2}} = \frac{r}{z}\sigma_{zz}, \tag{4.3}$$

jossa P on pistekuorma, z tarkastelusyvyys ja r radiaalinen etäisyys z-akselista.

Leikkausjännitys voidaan myös esittää suuntavektorin R ja z-akselin välisen kulman avulla seuraavasti:

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi z^2}\cos^4\theta\sin\theta, \tag{4.4}$$

jossa θ on suuntavektorin R ja z-akselin välinen suuntakulma.

Kuvassa 14 esiintyvät jännityksen vaakakomponentit saadaan laskettua seuraavilla kaavoilla:

$$\sigma_{rr} = \frac{P}{2\pi}\left[\frac{3r^2 z}{R^5} - (1-2v)\frac{1}{R(R+z)}\right], \quad (4.5)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{P}{2\pi}\frac{1-2v}{R^2}\left(\frac{R}{R+z} - \frac{z}{R}\right), \quad (4.6)$$

jossa P on pistekuorma, z tarkastelusyvyys, v Poissonin luku ja R kuormituksen ja tarkasteltavan pisteen välinen suuntavektori. Kuten kaavoista 4.5 ja 4.6 huomataan jännityksen vaakakomponentit ovat riippuvaisia Poissonin luvusta poikkeuksena kaavaan 4.1, joka kuvaa pystysuuntaista jännityskomponenttia. Tämä kertoo siitä, että vaakasuuntaiset jännitykset ovat riippuvaisia kappaleessa tapahtuvasta pitkittäis- ja poikittaissuuntaisen venymien suhteesta.

Pistekuorman aiheuttama jännityslisäys pienenee syvyyden suhteen ja syvemmällä rakennekerroksissa pystyjännityslisäys lähestyy nollaa. Boussinesqin teoria pohjautuu olettamukseen, että materiaali on isotrooppinen ja homogeeninen lineaarielastinen puoliavaruus, ja maa ei käytännössä koskaan vastaa täysin tämän teorian olettamusta materiaalista. Todellisuudessa kaikki maakerrokset ovat kuitenkin kerrostuneet suhteellisen jäykän pohjan päälle, jolloin edellä esitetty oletus ei pidä täysin paikkaansa. Teoria aiheuttaa siten ainakin jonkinlaisen virheellisen arvioin jännitysten jakautumisesta riippuen jäykän pohjan etäisyydestä.

Biot (1935) esitti seuraavan ratkaisun pistekuorman P aiheuttamasta pystysuorasta jännityksestä elastisen kerroksen ja jäykän pohjan välisessä rajapinnassa, kun näiden rajapinnassa ei vaikuta voimia:

$$p_r = \frac{P}{D^2}\frac{3}{2\pi}\left(\frac{2}{\left[1+\left(\frac{r}{D}\right)^2\right]^{5/2}} - \frac{0{,}25}{\left[1+\left(\frac{r}{2D}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} - 0{,}039\frac{1-3\left(\frac{r}{4D}\right)^2+\frac{3}{8}\left(\frac{r}{4D}\right)^4}{\left[1+\left(\frac{r}{4D}\right)^2\right]^{\frac{9}{2}}}\right), \quad (4.7)$$

jossa P on pistekuorma, D elastisen kerroksen paksuus ja r vaakasuora radiaalinen etäisyys pistekuormasta P mielivaltaisessa pisteessä elastisen kerroksen ja jäykän pohjan kontaktipisteestä.

Biot (1935) esitti seuraavan kaavan, jolla saadaan laskettua edellisen kaavan tapaus olettaen, että elastisen kerroksen ja jäykän pohjan välillä vallitseva voima onkin täydellinen:

$$p_r = \frac{P}{D^2}\frac{3}{2\pi}\left(\frac{2}{\left[1+\left(\frac{r}{D}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} - \frac{0{,}25}{\left[1+\left(\frac{r}{2D}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} - 0{,}039\frac{1-3\left(\frac{r}{4D}\right)^2+\frac{3}{8}\left(\frac{r}{4D}\right)^4}{\left[1+\left(\frac{r}{4D}\right)^2\right]^{\frac{9}{2}}} - 0{,}154\frac{1-5\left(\frac{r}{3D}\right)^2+\frac{15}{8}\left(\frac{r}{3D}\right)^4}{\left[1+\left(\frac{r}{3D}\right)^2\right]^{\frac{11}{2}}}\right), \quad (4.8)$$

jossa P on pistekuorma, D elastisen kerroksen paksuus ja r vaakasuora radiaalinen etäisyys pistekuormasta P mielivaltaisessa pisteessä elastisen kerroksen ja jäykän pohjan kontaktipisteestä.

Edellä esitetyt kaavat 4.7 ja 4.8 kuvaavat kolmiulotteista tapausta. Kaksiulotteisessa tapauksessa, jossa elastisen kerroksen ja jäykän pohjan välillä ei ole voimia, jännitys näiden rajapinnassa saadaan laskettua seuraavalla Biotin (1935) esittämällä kaavalla:

$$p_x = \frac{2P}{D\pi}\left(\frac{2}{\left[1+\frac{x^2}{D^2}\right]^2} - \frac{0{,}5}{\left[1+\left(\frac{x}{2D}\right)^2\right]^2} - 0{,}059\frac{1-6\left(\frac{x}{4D}\right)^2+\left(\frac{x}{4D}\right)^4}{\left[1+\left(\frac{x}{4D}\right)^2\right]^4}\right), \tag{4.9}$$

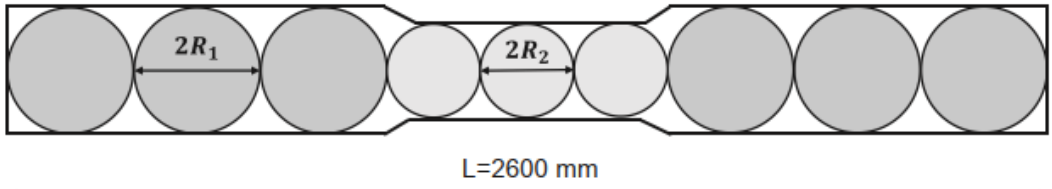
jossa P on pistekuorma, D elastisen kerroksen paksuus ja x vaakasuora etäisyys pistekuormasta P.

Kaksiulotteisessa tapauksessa, jossa elastisen kerroksen ja jäykän pohjan välillä olevat voimat ovat täydellisiä, jännitys näiden rajapinnassa saadaan laskettua seuraavalla Biotin (1935) esittämällä kaavalla:

$$p_x = \frac{2P}{D\pi}\left(\frac{2}{\left[1+\frac{x^2}{D^2}\right]^2} - \frac{0{,}5}{\left[1+\left(\frac{x}{2D}\right)^2\right]^2} - 0{,}059\frac{1-6\left(\frac{x}{4D}\right)^2+\left(\frac{x}{4D}\right)^4}{\left[1+\left(\frac{x}{4D}\right)^2\right]^4} - 0{,}138\frac{1-10\left(\frac{r}{3D}\right)^2+5\left(\frac{r}{3D}\right)^4}{\left[1+\left(\frac{r}{3D}\right)^2\right]^5} - 0{,}012\frac{1-10\left(\frac{r}{8{,}8D}\right)^2+5\left(\frac{r}{8{,}8D}\right)^4}{\left[1+\left(\frac{r}{8{,}8D}\right)^2\right]^5}\right), \tag{4.10}$$

jossa P on pistekuorma, D elastisen kerroksen paksuus ja x vaakasuora etäisyys pistekuormasta P.

Peltomäen kehittämä likimääräismenetelmä jännityskentän määrittämiseen perustuu jännityskentän määrittämiseen pyörähdyssymmetrisessä tapauksessa polaarikoordinaatistossa lineaarielastisessa puoliavaruudessa. Peltomäen esittämässä likimääräismenetelmässä kuormituksen ei oleteta olevan pistemäinen, vaan ympyrän muotoisesti tasajakautunut pintakuorma, jonka halkaisija on $2R$. Kuvassa 15 on esitettynä ratapölkyn pohjapaineen jakautuminen pölkyn alapinnassa ympyränmuotoisia pintakuormia käyttäen.



Kuva 15. Ratapölkyn pohjapaineen kuvaaminen ympyränmuotoisia pintakuormia käyttäen (Peltomäki 2024d)

Tässä yhteydessä ei esitetä tarkemmin menetelmän johtamista. Pystyjännityslisäys voidaan laskea Peltomäen menetelmällä seuraavalla kaavalla:

$$\sigma_{zz} = \sigma_{max} \cdot \sin^2\left(\frac{1}{2}\left(\tan^{-1}\left(\frac{4}{\pi}\cdot\frac{r+R}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{4}{\pi}\cdot\frac{r-R}{z}\right)\right)\right), \tag{4.11}$$

jossa R on ympyränmallisen kuormitusalueen säde, σ_{max} pintakuorman pintapaine ja r horisontaalinen etäisyys ympyrän muotoisen R-säteisen kuormitusalueen keskilinjasta ja z tarkastelupisteen syvyys.

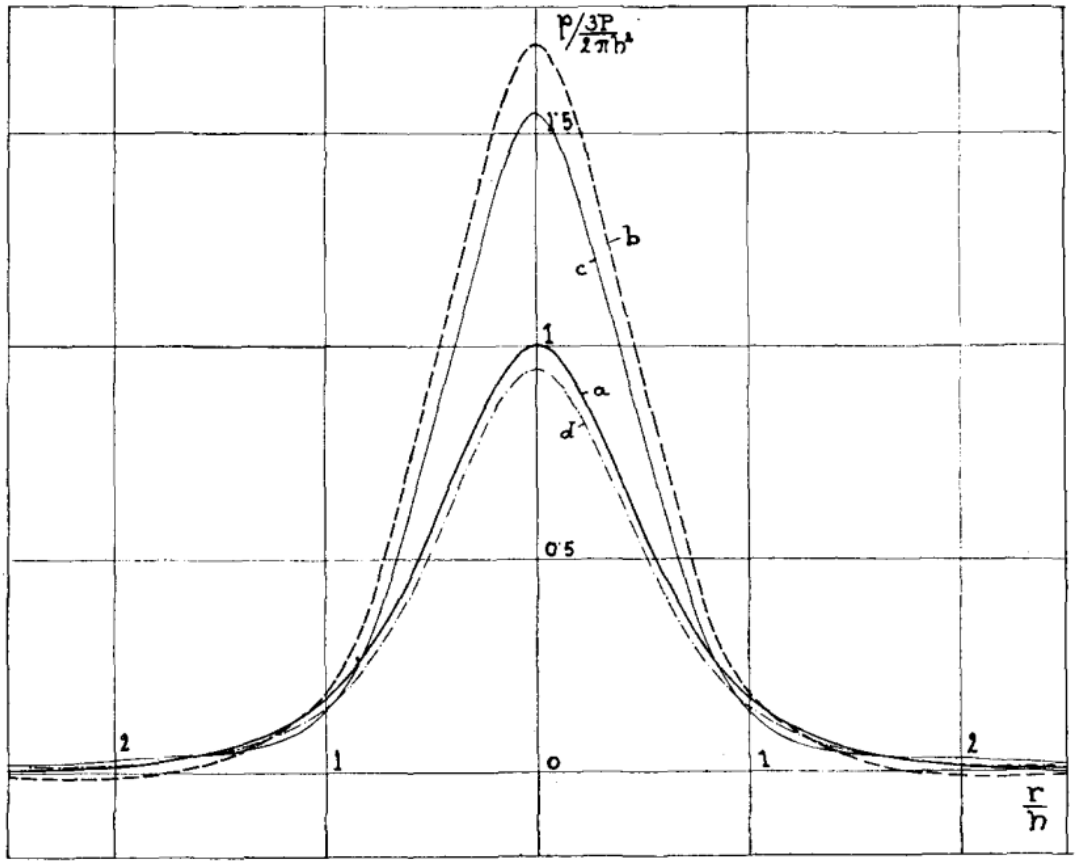
Leikkausjännityskenttä saadaan seuraavalla kaavalla:

$$\tau_{zr} = \sigma_{max} \cdot \left(\frac{\pi}{8r} \frac{\left(\frac{\pi z}{4}\right)^2 + r^2 + R^2}{\frac{\pi z}{4}\sqrt{\left(\left(\frac{4r+R^2}{\pi\ z}\right)^2 + 1\right)\left(\left(\frac{4r-R^2}{\pi\ z}\right) - 1\right)}} - \frac{\pi z}{4} \right), \tag{4.12}$$

jossa R on ympyränmallisen kuormitusalueen säde, σ_{max} pintakuorman pintapaine, r horisontaalinen etäisyys ympyrän muotoisen R-säteisen kuormitusalueen keskilinjasta ja z tarkastelupisteen syvyys. (Peltomäki 2024c)

Peltomäen kehittämän likimääräismenetelmän on todettu vastaavaan melko tarkasti Boussinesqin teorialla saatavia jännityksiä ympyränmuotoisen pintakuorman alla. Peltomäen kehittämässä likimääräismenetelmässä on sama rajoite kuin aiemmin esitetyssä Boussinesqin teoriassa. Peltomäen likimääräismenetelmällä ja Boussinesqin teorialla saatavat jännitykset lähellä jäykkää pohjaa, kuten matalassa kallioleikkauksessa tai paalulaatalla, ovat todellista pienempiä.

Kuvassa 16 on esitettynä pohjapaineen jakautuminen elastisessa kerroksessa jäykällä pohjalla kolmiulotteisessa tapauksessa pistekuormalla.



Kuva 16. Jännitysten jakautuminen kolmiulotteisessa tapauksessa (Biot 1935)

Kuvassa 16 vertaillaan Boussinesqin teorian ja edellä esitetyn Biotin teorialla saatavien jännitysten jakautumista r/D funktiona. Maksimijännitys on $\frac{p}{3P/2\pi D^2}$. Käyrä a on Boussinesqin teorialla saatava jännitysjakauman kuvaaja. Käyrä b on kaavan 4.7 tapausta kuvaava, jossa elastisen kerroksen ja jäykän pohjan välillä ei vallitse voimia. Käyrä c puolestaan kuvaa kaavan 4.8 tapausta, jossa elastisen kerroksen ja jäykän pohjan välillä vallitsevat voimat ovat täydellisiä. Vaaka-akselilla on elastisen kerroksen ja jäykän pohjan rajapinnan mielivaltaisen tarkastelupisteen radiaalinen etäisyys kuormasta suhteessa kuorman ja jäykän pohjan väliseen etäisyyteen. Boussinesqin teoriassa oletetaan nyt, että $z = D$. Kuvassa 16 käyrä d kuvaa tapausta, jossa syvyydellä h kuormituspisteestä on vaakasuora ja ääretön venymätön, mutta täysin joustava kerros. Tätä tapausta ei tulla tässä yhteydessä käsittelemään tarkemmin.

Kuvaajista on nähtävissä se, että Boussinesqin menetelmällä saatavat jännitykset ovat pienempiä kuin Biotin teorialla saatavat jännitykset ovat kolmiulotteisessa tapauksessa, jos r/D on pieni. Biotin (1935) mukaan kolmiulotteisessa tapauksessa, jossa elastisen kerroksen ja jäykän pohjan välillä ei oleteta olevan lainkaan voimia, maksimijännitys on 1,711-kertainen Boussinesqin teorialla saataviin arvoihin. Kolmiulotteisessa tapauksessa, jossa elastisen kerroksen ja jäykän pohjan väliset voimat oletetaan

täydellisiksi, maksimijännitys on 1,557-kertainen Boussinesqin teorialla saataviin arvoihin. Kaksiulotteisessa tapauksessa, jossa elastisen kerroksen ja jäykän pohjan välillä ei ole lainkaan voimia, maksimijännitys on 1,441-kertainen Boussinesqin teorialla saataviin tuloksiin. Tapauksessa, jossa elastisen kerroksen ja jäykän pohjan rajapinnassa olevat voimat ovat täydelliset, maksimijännitys on 1,291-kertainen verrattuna Boussinesqin menetelmään. On syytä ottaa huomioon, että edellä esitetyt kertoimet pätevät vain pistekuorman tapauksessa. Jos kyseessä on viivakuorma tai laaja-alainen kuormitus, kertoimet pienenevät, jolloin menetelmien välillä saatavat erot jännitysten laskennassa pienenevät.

Erot kuvan 16 kuvaajissa ja maksimijännityksissä selittyvät kovan pohjan etäisyydestä tarkasteltavaan kuormituspisteeseen. Kuitenkin ero eri menetelmillä saatavissa jännityksissä pistekuorman tapauksessa alkaa huomattavasti pienentyä, kun $r/D \approx 0{,}8$. Tässä työssä käytettävällä laskentaohjelmalla saatavat jännitykset lähellä jäykkää pohjaa, kuten matalassa kallioleikkauksessa tai sillan kohdalla, ovat pienempiä kuin esimerkiksi edellä esitetyn Biotin teorialla laskettavat jännitykset.

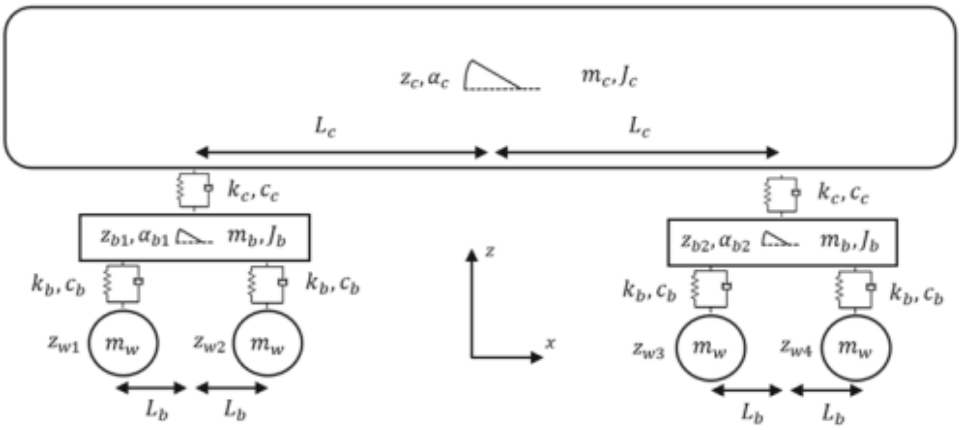
Tämän diplomityön puitteissa menetelmän rajoite ei kuitenkaan tule aiheuttamaan suurta virhettä jännitysten laskennassa, koska tämän työn laskentatapauksissa jäykkä pohja on riittävän etäällä kuormituksesta. Todellisuudessakin eri menetelmien väliset erot jännitysten laskennassa aiheuttavat suhteessa usein pienempiä virheitä tuloksissa kuin esimerkiksi maalajien parametrisoinnista aiheutuvat virheet ja epävarmuudet aiheuttavat, kun jäykkä pohja on riittävällä etäisyydellä kuormituksesta. Biotin (1935) esittämät kaavat ovat huomattavasti monimutkaisempia verrattuna esimerkiksi Boussinesqin menetelmän kaavoihin, joka saattaa rajoittaa niiden käyttöä. Lisäksi edellä esitetyn Biotin teorian kaavat olettavat, että elastisen kerroksen ja jäykän pohjan välillä joko vallitsee täydelliset voimat tai ei vallitse lainkaan voimia. Tämäkin oletus on yksinkertaistus, joka aiheuttaa menetelmällä saataviin jännityksiin virheellisen arvion verrattuna todellisiin tapauksiin. Lisäksi tarkempi jännitysten laskenta vaatisi laskentatehoa- ja aikaa, joka ei käytännön realiteettien ja laskentaohjelman puitteissa ole mahdollista tai mielekästä. Laskentaohjelma ei huomioi kaikkia materiaalien ominaispiirteitä jännityksiin, joka tulee ottaa huomioon laskentaohjelmalla saatavia tuloksia analysoitaessa. Mikään edellä esitetyistä kaavoista jännitysten laskentaan ei huomioi materiaalien jäykkyysominaisuuksia, vaan kaikissa kaavoissa jännitykset ovat riippuvaisia kuormituksen suuruudesta sekä kuormituspisteen ja tarkastelupisteen välisestä etäisyydestä.

Ratarakenteen kuormat jakautuvat pölkyn pituussuunnassa viivakuorman tapaisesti ja toisaalta radan pituussuunnassa pistemäisesti. Tämä kuormien välittyminen aiheuttaa

siten haasteita ratarakenteen jännitysten kuvaamiseen ja kuormien jakautumisen yksinkertaistamisen esimerkiksi laaja-alaiseksi kuormaksi voikin aiheuttaa huomattavaa virhettä tuloksiin. Laskentaohjelmassa kuormitusasetelma on kuitenkin mallinnettu todenmukaisesti.

4.3 Kaluston mallintaminen

Laskentaohjelmassa on oletuksena 160 kN akselipainoinen kalusto sekä 250 kN kalusto. Kevyemmän kaluston ajonopeus on oletuksena 200 km/h ja raskaamman 80 km/h. Laskentaohjelmaan on mahdollista syöttää eri kalustoparametrit ja ajonopeudet kalustoille. Laskentaohjelmassa pitkän ajan laskennassa on mahdollista käyttää vain yhtä kalustoa tai laskea kahdella kalustolla. Kuvassa 17 on esitettynä kalustomallin periaatekuva parametreineen.



Kuva 17. Kalustomallin periaatekuva (Peltomäki 2024a)

Kuvassa 17 näkyy yhden vaunun ja kahden teliparin kalustomalli parametreineen. Seuraavassa taulukossa 3 on esitettynä kalustomallin oletusparametrit molemmille kalustoille. Kaikkia parametrejä, jotka on taulukossa 3 esitetty, on mahdollista muuttaa laskentaohjelmassa. Kyseisiä parametrejä käytetään tässä diplomityössä, ellei toisin mainita.

Taulukko 3. *Laskentaohjelman kalustoparametrit, mukaillen lähteestä Peltomäki (2024a)*

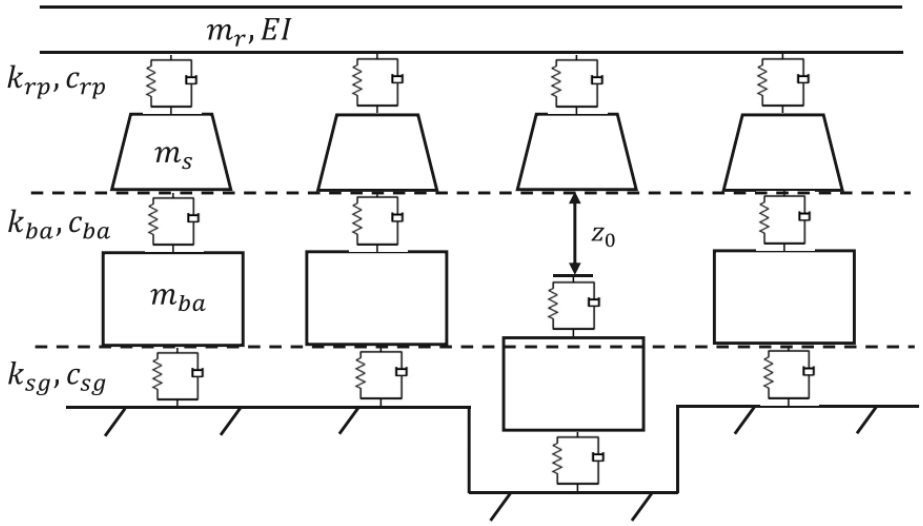
Parametri	Lyhenne	Yksikkö	Arvo kalusto 1	Arvo kalusto 2
Puolikkaan vaunun pituus	L_c	[mm]	9 500	6 500
Puolikkaan telin pituus	L_b	[mm]	1 250	900
Primäärijousituksen jäykkyys	k_b	[N/mm]	2 500	150 000
Sekundäärijousituksen jäykkyys	k_c	[N/mm]	1 200	2 000
Primäärijousituksen vaimennus	d_b	[Ns/mm]	150	300
Sekundäärijousituksen vaimennus	d_c	[Ns/mm]	50	100
Vaunun massa	m_c	[kg]	52 000	86 000
Telin massa	m_b	[kg]	3 000	5 000
Pyöräparin massa	m_w	[kg]	1 800	1 500
Vaunun hitausmomentti	J_c	[kgm^2]	1 600 000	1 000 000
Telin hitausmomentti	J_b	[kgm^2]	1 870	2 800
Pyörän säde	r	[mm]	458	458
Kahden peräkkäisen telin etäisyys	$L_{tow,b}$	[mm]	4 200	3 000

Kalustomallissa itse kappaleet on oletettu olevan jäykkiä kappaleita ja mallinnus perustuu jäykän kappaleen dynamiikkaan, jossa kappaleet ovat yhteydessä toisiinsa jousien ja vaimentimien kautta (Peltomäki 2024a). Kalustomallissa on kymmenen vapausastetta: vaunurunko, kaksi telirunkoa ja neljä pyöräkertaa. Pyörän ja kiskon välinen kontaktikohta mallinnetaan epälineaarista kontaktiteoriaa käyttäen. Ohjelmassa on mahdollista valita, käytetäänkö laskennassa kokonaista kalustomallia, kahta peräkkäistä kokonaista kalustomallia, yhtä puolikasta kalustomallia vai kahta peräkkäistä puolikasta kalustomallia.

Laskentaohjelmassa kiskorakenne on mallinnettu elementtimenetelmää käyttäen ja kiskorakenteen alapuolisen rakenteen kuormitusvaste on mallinnettu jousi-massa-vaimennin-systeeminä. Tästä johtuen mallilla pystytään mallintamaan muun muassa

roikkuvia ratapölkkyjä. Laskentaohjelmassa malli on otaksuttu symmetriseksi keskilinjan suhteen, jolloin molemmat kiskot ovat toisiaan vastaavat. Kuvassa 18 on esitetty ratamallin periaatekuva parametreineen.

Kiskorakenne on mallinnettu elementtimenetelmällä. Käytetyt elementit ovat 2-solmuisia ja perustuvat Euler-Bernoull palkkiteoriaan. (Peltomäki 2024a) Kiskomallissa on kaksi vapausastetta: pystysuuntainen siirtymä ja kiertymä. Mallissa kiskot kytkeytyvät pölkkyihin välilevyjä ja kiskokiinnityksiä kuvaavien jousien ja vaimentimien kautta. Jousivakiot kuvaavat kahden rinnakkaisen välilevyn pystysuuntaista jäykkyysvastetta ja vaimennusvakiot kuvastavat rinnakkaisien kiskokiinnityksien ja välilevyrakenteen pystysuuntaista vaimennusta. Ratapölkkyjen ja tukikerroksen välillä käytetään epälineaarista kontaktimallia, joka mahdollistaa muun muassa roikkuvien ratapölkkyjen mallinnuksen.



Kuva 18. Ratamallin periaatekuva (Peltomäki 2024a)

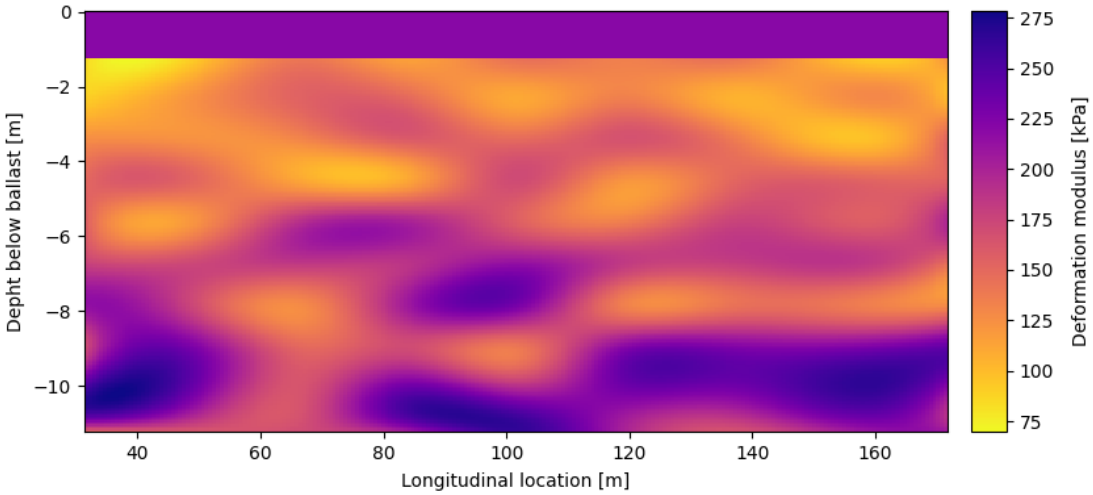
Kuvassa 18 on esitettynä ratamallin parametrit, joita ovat eri mallin elementtien jäykkyys- ja vaimennusvasteet sekä massat. k_{rp} on kahden rinnakkaisen välilevyn vertikaalinen jäykkyysvaste, k_{ba} tukikerroksen jäykkyysvaste ja k_{sg} pohjamaan lineaarinen jäykkyysvaste. c_{rp} on rinnakkaisen kiskokiinnitysten ja välilevyjen vertikaalivaimennus, c_{ba} tukikerroksen vaimennusvaste ja c_{sg} pohjamaan vaimennusvakio. m_r on kiskon tilavuuspaino, m_s ratapölkyn massa ja m_{ba} tukikerroselementin massa. Oletuksena laskentaohjelmassa on 60E1 kiskoprofiilin tilavuuspaino sekä kimmokerroin E ja neliömomentti I. Taulukossa 4 on esitettynä laskentaohjelman oletusparametrit ratamallille, joita on mahdollista muuttaa. Tässä diplomityössä käytetään kyseisiä parametrejä, ellei toisin mainita.

Taulukko 4. *Laskentaohjelman oletusparametrit ratamallille, mukaillen lähteestä Peltomäki (2024a)*

Parametri	Lyhenne	Yksikkö	Arvo
Kahden rinnakkaisen välilevyn vertikaalinen jäykkyysvaste	k_{rp}	[N/mm]	400 000
Rinnakkaisen kiskokiinnitysten ja välilevyjen vertikaalivaimennus	c_{rp}	[Ns/mm]	150
Ratapölkyn massa	m_s	[kg]	250
Tukikerroksen jäykkyysvaste	k_{ba}	[N/mm]	450 000
Tukikerroselementin massa	m_{ba}	[kg]	400
Pohjamaan vaimennusvakio	c_{sg}	[Ns/mm]	100

4.4 Alusrakenteen ja pohjamaan mallintaminen

Pohjamaalle ja alusrakenteelle annetaan lähtötiedoiksi E-moduuli, syklinen rajajännitys sekä rakennekerrosten paksuudet. On mahdollista määritellä, että E-moduuli sekä syklinen rajajännitys kasvaa tai vähenee syvyyden suhteen. Sykliselle rajajännitykselle voidaan antaa tietty vaihteluväli, jolloin laskentaohjelma varioi satunnaisesti kyseisen materiaalin parametria sille syötetyllä vaihteluvälillä. Tällä voidaan simuloida materiaalien luontaista vaihtelua, joka saattaa aiheuttaa geometriavirhettä. Kuvassa 19 on esitettynä esimerkki, jossa alusrakenteen syklinen rajajännitys on pidetty vakiona ja pohjamaan sykliselle rajajännitykselle on annettu vaihteluväli, jonka mukaan laskentaohjelma varioi syklistä rajajännitystä satunnaisesti ja pohjamaan syklinen rajajännitys kasvaa myös syvyyden suhteen 10 kPa/m.



Kuva 19. Esimerkki pohjamaan syklisen rajajännityksen varioinnista

Kuvassa 19 on esitettynä rakennekerrokset alusrakenteesta alkaen sekä pohjamaa. Syvyyden nollataso on alusrakenteen yläpinnan taso. Kuvan 19 esimerkissä pohjamaan syklisen rajajännityksen variointi radan pituussuunnassa on 10 m ja syvyyssuunnassa 2 m. Laskentaohjelma muodostaa alueita, joiden koko on pituussuunnassa 10 m ja syvyyssuunnassa 2 m. Muodostuneen alueen sisällä kerroksen syklinen rajajännitys pysyy samana ja laskentaohjelma häivyttää eri alueiden väliset rajat kolmannen asteen interpolointia käyttäen kuvan 19 mukaan. Laskentaohjelmaan on mahdollista syöttää eri variointietäisyydet pituussuunnassa ja syvyyssuunnassa. Variointietäisyydellä tarkoitetaan edellä kuvattujen alueiden mittoja pituus- ja syvyyssuunnassa. Laskentaohjelman tuottama variaatio on aina laskentatapauskohtainen, jolloin jokaisessa erillisessä laskennassa on toisistaan poikkeavat variaatiot.

Laskentaohjelmassa tukikerroksen alapuolella olevat rakennekerrokset sekä pohjamaa mallinnetaan pitkän ajan laskennassa Peltomäen kehittämällä rakeisen materiaalin deformaatiomallilla. Pitkän ajan laskennassa lasketaan plastisia muodonmuutoksia eli palautumattomia muodonmuutoksia. Peltomäen kehittämä malli perustuu kontinuumimekaniikkaan eli jatkuvan aineen mekaniikkaan, ja malliparametri on syklinen rajajännitys. Kyseinen malli on esitelty aiemmin kohdassa 2.4.2, jossa esitellään materiaalimalleja plastisten muodonmuutosten mallintamiseen.

Taulukossa 5 on esitettynä tässä työssä käytettävät sykliset rajajännitykset eri materiaaleille sekä materiaalien kitkakulmat ja koheesiot. Tässä työssä syklisen rajajännityksen suuruutta on arvioitu materiaalien lujuusparametrien perusteella (kaava 2.22). On syytä ottaa huomioon, että taulukossa 5 esitetyt lujuusparametrit eri materiaaleille ovat arvioita ja vain tässä työssä käytettäviä arvoja, jotka eivät välttämättä vastaa materiaalien todellisia lujuusparametrejä. Erityisesti karkearakeisten materiaalien

kohdalla koheesion suuruutta on varsin hankala arvioida pelkän rakeisuuden perusteella, jolloin todellisuudessa materiaalien lujuusominaisuudet tulee selvittää siihen soveltuvilla koemenetelmillä. Lisäksi yleensä hienorakeisille maalajeille ei käytetä koheesiota ja kitkakulmaa, vaan suljettua leikkauslujuutta.

Taulukko 5. *Laskennassa käytetyt materiaalien sykliset rajajännitykset ja lujuusparametrit*

Syklinen rajajännitys [kPa]	Materiaali	Kitkakulma [°]	Koheesio [kPa]
70…80	Savi	24…26	1
100…110	Siltti	30…32	1
140…160	Hiekka	35…38	2
180...220	Karkea hiekka	40…43	2
300	Murske	48	5

Lyhyen ajan laskennassa mallinnetaan vain palautuvia muodonmuutoksia. Laskentaohjelma mallintaa palautuvat muodonmuutokset jousipohjaisella Hooken lain teoriaan pohjautuvalla mallilla, johon tarvittava malliparametri on E-moduuli. Maan ajatellaan käyttäytyvän ikään kuin jousen kaltaisesti, kun mallinnetaan palautuvia muodonmuutoksia. Tämä tapa on esitetty aiemmin kohdassa 2.4.1., jossa esitellään palautuvien muodonmuutosten mallinnukseen käytettäviä malleja.

4.5 Tukikerroksen mallintaminen

Laskentaohjelmaan syötetään tukikerroksen paksuus ratapölkkyjen alapinnasta alkaen, joka poikkeaa tyypillisestä tavasta ilmoittaa tukikerroksen paksuus. Tyypillisesti tukikerroksen paksuus ilmoitetaan siten, että ilmoitetussa arvossa on mukana ratapölkkyjen korkeus (tyypillisesti 250 mm). Laskentaohjelmassa kuitenkin syötetään vain tukikerroksen paksuus mitattuna ratapölkkyjen alapinnasta, koska ratapölkkyjen alapuolella oleva raidesepeli on se osa tukikerrosta, jonka deformoituminen on merkittävää radan käyttäytymisessä.

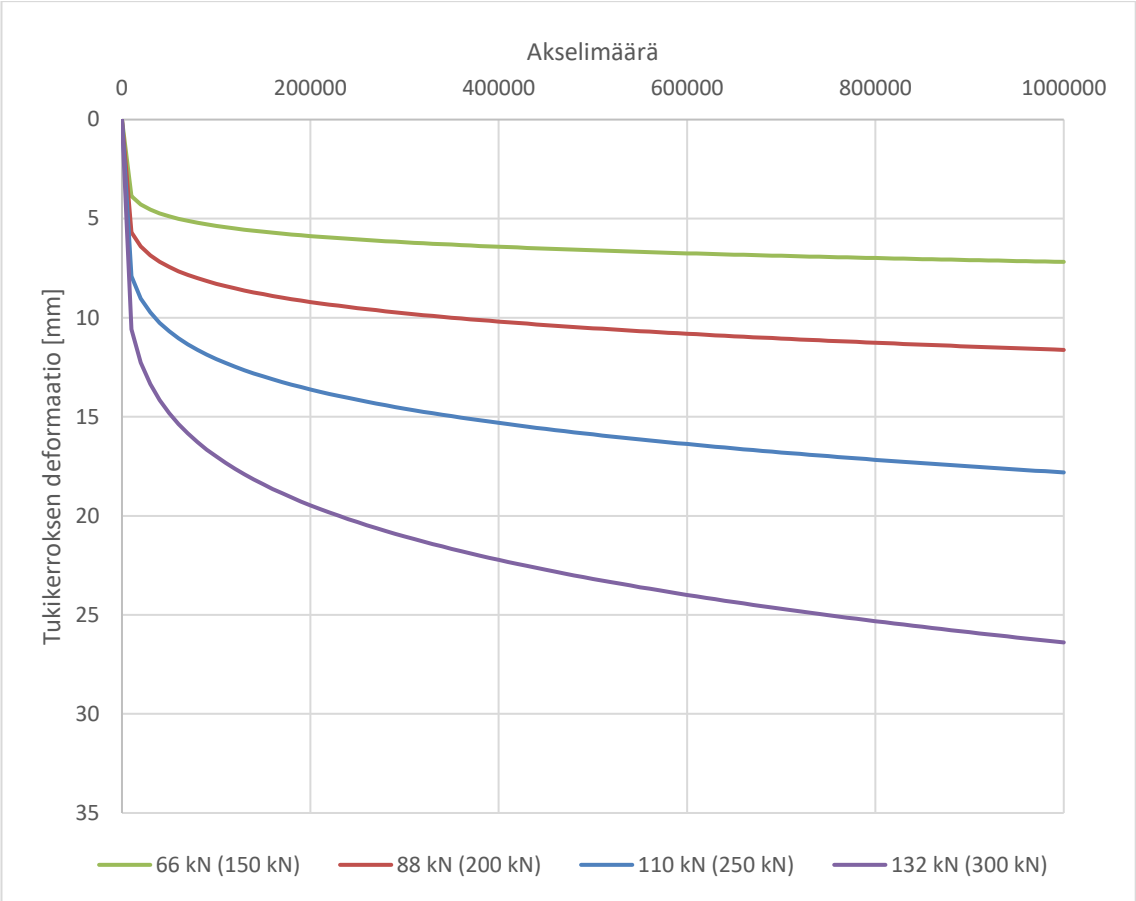
Laskentaohjelman tukikerrosmalli pohjautuu Peltomäen rakeisen materiaalin deformaatioteoriaan. Peltomäen kehittämä rakeisen materiaalin deformaatiomalli pohjautuu kontinuumimekaniikkaan eli jatkuvan aineen mekaniikkaan, jossa ei huomioida materiaalien partikkelien välisten kontaktikohtien vuorovaikutuksia.

Raidesepeli materiaalina on usein hyvin karkearakeista ja yksittäiset rakeet ovat suuria verrattuna esimerkiksi alusrakenteessa käytettäviin materiaaleihin. Kontinuumiotaksuma ei sovellu karkearakeiselle sepelille, joten tukikerrosmallina on käytetty millimetripohjaista materiaalimallia. (Peltomäki 2024e)

Tukikerrosmalli voidaan esittää matemaattisena lausekkeena seuraavasti:

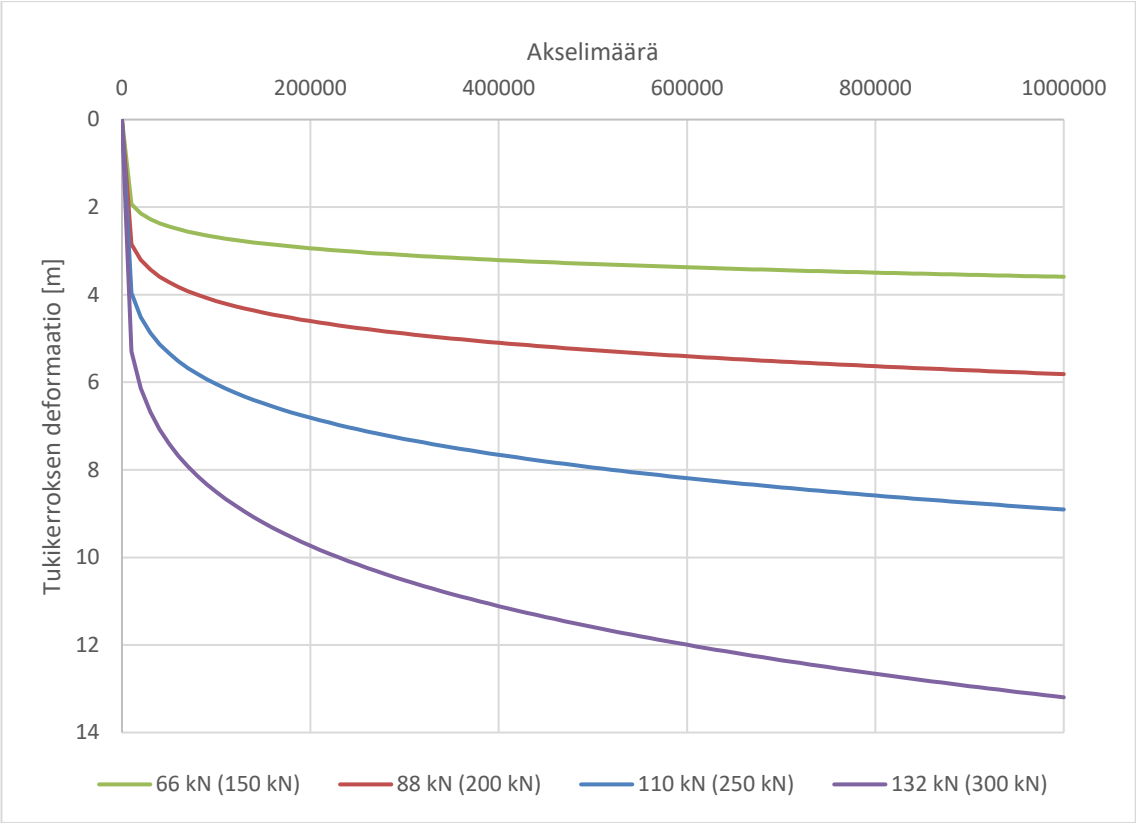
$$s = \frac{s_1}{\alpha}\left(\left(\frac{N \cdot F_{ref}}{F} + 1\right)^{\alpha \cdot F/F_{ref}} - 1\right), \text{ jossa} \quad (4.13)$$

α on pääjännityskiertymävakio, s_1 materiaalivakio, N kuormituskertamäärä, F pölkkyvoima ja F_{ref} referenssi pölkkyvoima (Peltomäki 2024e). Laskentaohjelma määrittelee pölkkyvoiman kuormajakautuman perusteella ja laskennassa käytetystä akselipainosta. Kuvien 12 ja 13 perusteella voidaan arvioida, että pölkkyvoima suoraan kuormituksen alapuolisella ratapölkyllä on noin 42–50 % akselipainosta riippuen käytetystä kiskosta ja sen jäykkyydestä. Pääjännityskiertymävakio on tukikerroksen pääjännitysten kiertymä suhteessa alusrakenteen kokemaan pääjännityskiertymään. Pääjännityskiertymävakion ollessa nolla tukikerroksessa ei tapahdu pääjännitysten kiertymää. Arvon ollessa $\alpha \approx 0{,}2$ pääjännitysten kiertymä on täysmääräistä. Materiaalivakio s_1 määrittelee tukikerroksen alkutiivistymisen suuruutta. Pienemmällä materiaalivakion arvolla tukikerroksen alkutiivistymä on pienempää. Referenssipölkkyvoima puolestaan määrittelee alkutiivistymisen jälkeisen deformaation kulmakertoimen suuruutta ja siten kokonaisdeformaation kertymistä akselimäärän funktiona. Seuraavassa kuvassa 20 on esitettynä eri akselipainoilla tukikerroksen deformaatio akselimäärän funktiona eri pölkkyvoimilla, kun referenssi pölkkyvoima on 80 kN, pääjännitystenkiertymävakio 0,1 ja materiaalivakio 0,33 mm. Suluissa ilmoitettu arvo on akselipaino. Pölkkyvoima on 44 % akselipainosta.



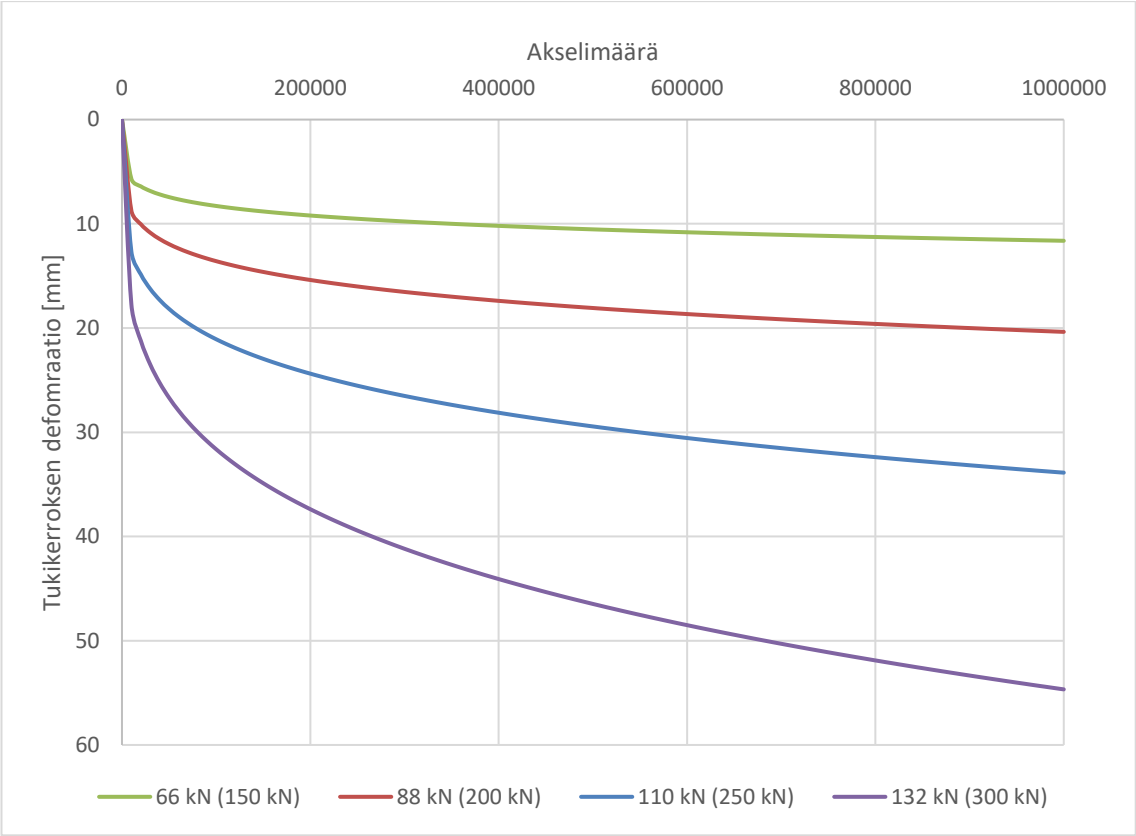
Kuva 20. Tukikerroksen deformaatio akselimäärän funktiona eri pölkkyvoimilla, materiaaliparametri s_1 = 0,33 mm ja referenssi pölkkyvoima F_{ref} = 80 kN

Laskentaohjelmassa on oletuksena kuvan 20 laskennassa käytetyt referenssi pölkkyvoima, pääjännitystenkiertymävakio ja materiaalivakio. Tukikerrosmalli on puoliempiirinen sovitemalli, jossa parametrit on sovitettu mitattuun aineistoon. Muuttamalla referenssipölkkyvoimaa ja materiaalivakion arvoa saadaan muutettua tukikerroksen deformoitumiskäyttäytymistä. Seuraavassa kuvassa 21 on esitettynä tukikerroksen deformaatio, kun materiaalivakio s_1 on 0,165 mm eli puolet kuvan 20 tapauksesta.



Kuva 21. Tukikerroksen deformaatio akselimäärän funktiona eri pölkkyvoimilla, materiaaliparametri s_1 = 0,165 mm

Kuvaajien kulmakertoimet pysyvät melko samana kuin kuvan 20 tapauksessa, mutta kokonaisdeformaatioerot eri pölkkyvoimien välillä pienenevät huomattavasti kuvan 20 tapaukseen verrattuna. Tukikerroksen alkutiivistyminen on huomattavasti pienempää pienemällä materiaaliparametrin arvolla. Materiaalivakio s_1 muuttaa siis tukikerroksen alkutiivistymisen suuruutta sekä kokonaisdeformaatiota. Seuraavassa kuvassa 22 on esitettynä vielä 60 kN referenssi pölkkyvoimalla ja materiaaliparametrin s_1 oletusarvolla (0,33 mm) ero kuvan 20 tapaukseen.



Kuva 22. Tukikerroksen deformaatio akselimäärän funktiona eri pölkkyvoimilla, kun referenssi pölkkyvoima F_{ref} = 60 kN

Kuvassa 22 tukikerroksen kokonaisdeformaatio kasvaa huomattavasti, kun referenssi pölkkyvoimaa pienennetään kuvan 20 tapaukseen verrattuna. Peltomäen (2024f) mukaan kuvassa 20 käytetyt parametrit on kuitenkin huomattu sopivan kuvaamaan tyypillisen tukikerroksen deformaatiokäyttäytymistä ja tässä diplomityössä käytetään edellä esitettyjä oletusarvoja. Tukikerroksessa käytettävien materiaalien kohdalla ei ole yhtä suurta vaihtelua esimerkiksi rakeisuuden kanssa kuin alusrakenteessa käytettävien materiaalien kohdalla, joten nämä parametrit sopivat kuvaamaan tyypillistä raidesepelistä tehtyä tukikerrosta.

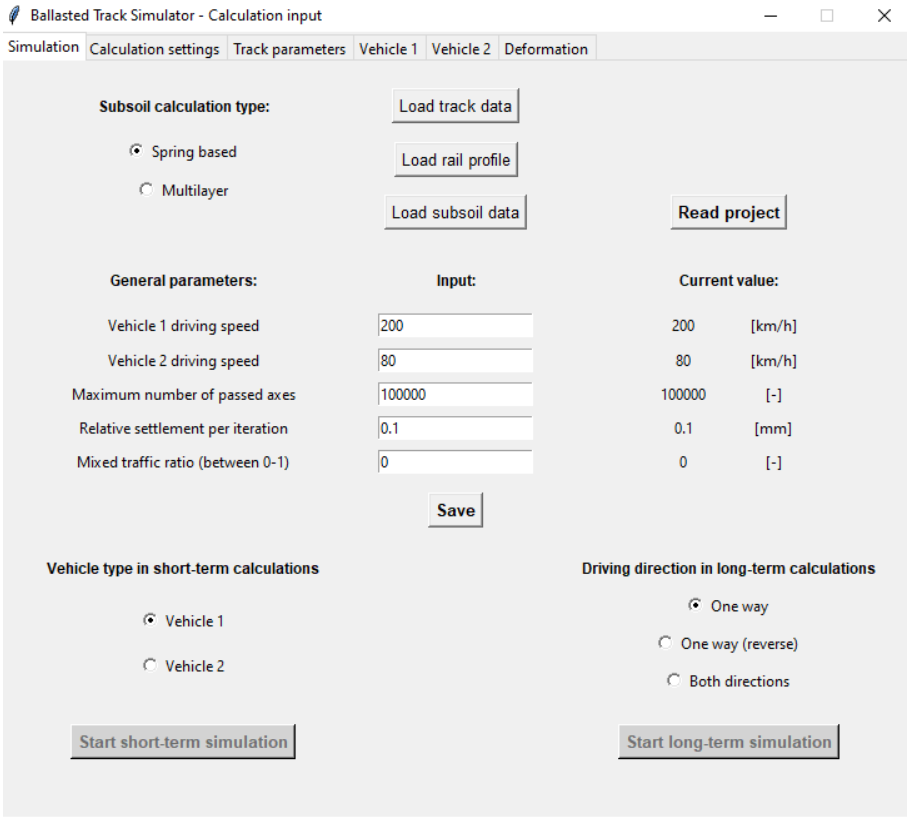
Kuvat 20–22 osoittavat sen, että tukikerroksen deformoituminen on hyvin riippuvaista akselipainosta. 150 kN akselipainolla tukikerroksen deformoituminen lähes vakioituu alkutiivistymisen jälkeen. Suurilla akselipainoilla (300 kN) deformoituminen on sekä alussa että rakenteen käytön aikana huomattavasti suurempaa eikä kulmakerroin lähesty vakioarvoa samalla tavalla kuin kevyemmillä akselipainoilla.

4.6 Laskentaohjelman käyttöliittymä

Seuraavaksi käydään laskentaohjelman käyttöliittymää läpi. Laskentaohjelman päävalikosta avautuu näkymä, josta voi avata jo aiempia laskuja tai aloittaa uuden

laskennan. Tässä osiossa esitellä vain niitä laskentaohjelman toimintoja, jotka tämän diplomityön kannalta ovat oleellisia ja joita tässä työssä on käytetty.

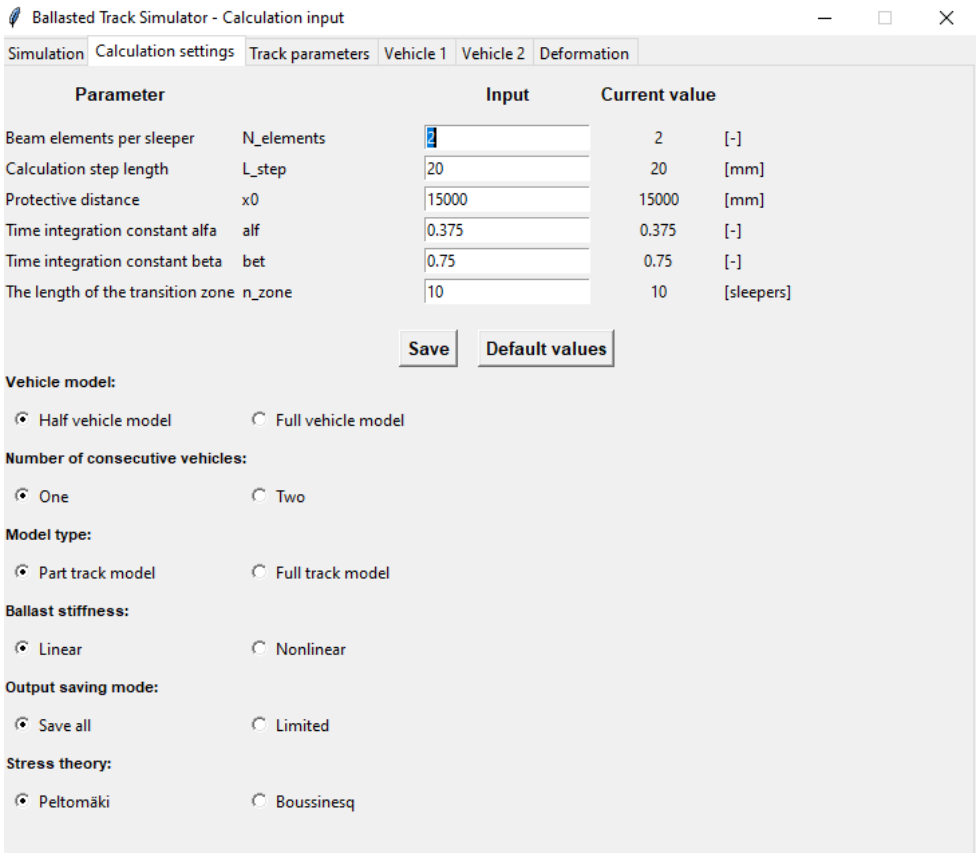
Uuden laskun alussa aukeaa kuvan 23 näkymä, jossa syötetään laskentaan tarvittavat lähtötiedot. Kuvassa 23 on esitettynä laskentaohjelman oletusarvot.



Kuva 23. Simulation-välilehti

Simulation-välilehdellä syötetään pohjamaan, kiskon ja ratapölkkyjen tiedot tekstitiedostona. Oletuksena laskentaohjelmassa on kiskoprofiilin 60E1 tiedot, mutta muuttamalla kiskon referenssitaivutusjäykkyyttä on mahdollista mallintaa eri taivutusjäykkyyden merkitystä. Tässä diplomityössä käytetään kuitenkin oletuksena 60E1 kiskoprofiilia. Samalla välilehdellä syötetään myös tiedot kalustojen ajonopeuksista sekä maksimiakselimäärästä. Välilehdellä voidaan antaa raskaan kaluston suhteellinen osuus akselien ylityksistä kevyemmän kaluston suhteen, jos halutaan mallintaa sekaliikenteen vaikutusta. Esimerkiksi luku 0.3 tarkoittaa sitä, että 70 % akseleista on kaluston 1 ylityksiä ja 30 % kaluston 2. Oletuksena ohjelmassa on luku 0. Tällä välilehdellä on myös mahdollista ladata aiempi lasku, jolloin voidaan huomioida pohjamaan ja alusrakenteen lujittuminen.

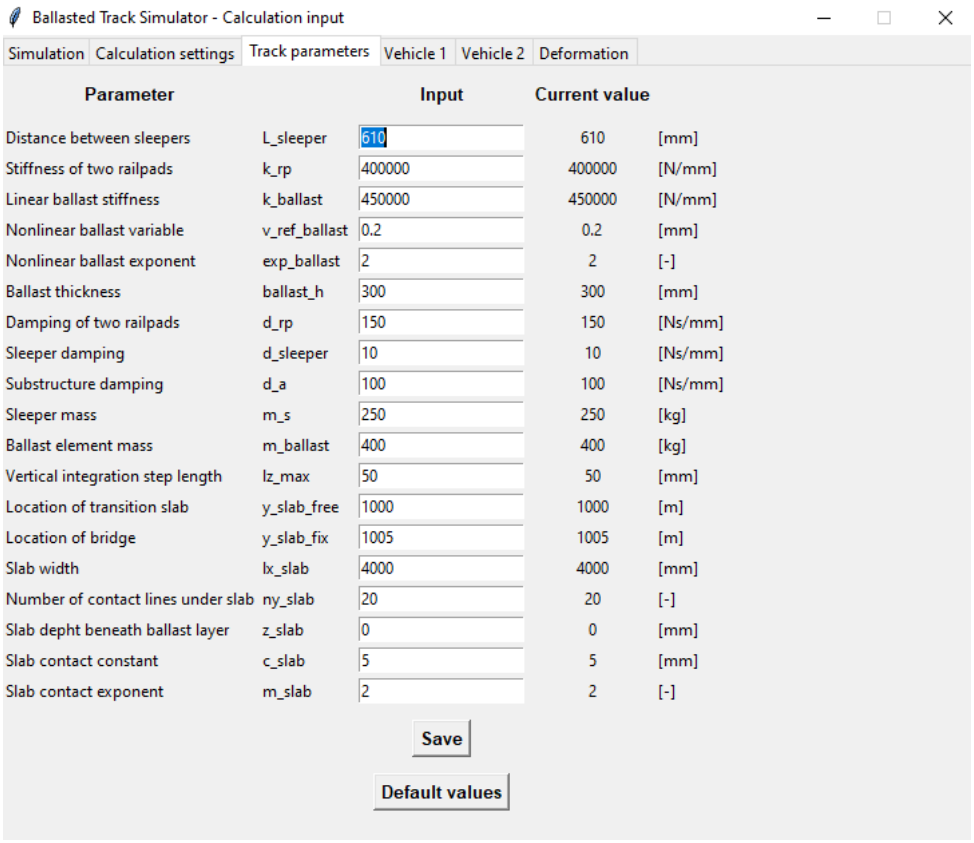
Seuraavassa kuvassa 24 on esitettynä laskentateknisiä asetuksia. Kuvassa on esitettynä laskentaohjelman oletusarvot.



Kuva 24. Calculation settings -välilehti

Tällä välilehdellä voi valita, millä kalustomallilla laskenta tehdään. Oletuksena ohjelmassa on yhden vaunun puolikkaan kalustomalli. Tässä diplomityössä käytettään kahden peräkkäisten vaunun puolikkaiden kalustomallia. Tällä välilehdellä voidaan lisäksi valita, halutaanko tukikerroksen jäykkyys mallintaa lineaarisella vai epälineaarisella mallilla. Välilehdellä voidaan valita, halutaanko jännitysten laskenta suorittaa Peltomäen likimääräismenetelmällä vai Boussinesqin teorialla. Tässä diplomityössä on käytetty Peltomäen likimääräismenetelmää jännitysten laskemisessa.

Kuvassa 25 on esitettynä kuva ratamallin välilehdestä, jossa voi syöttää ratamallin laskentatiedot. Kuvassa on esitettynä laskentaohjelman oletusarvot.

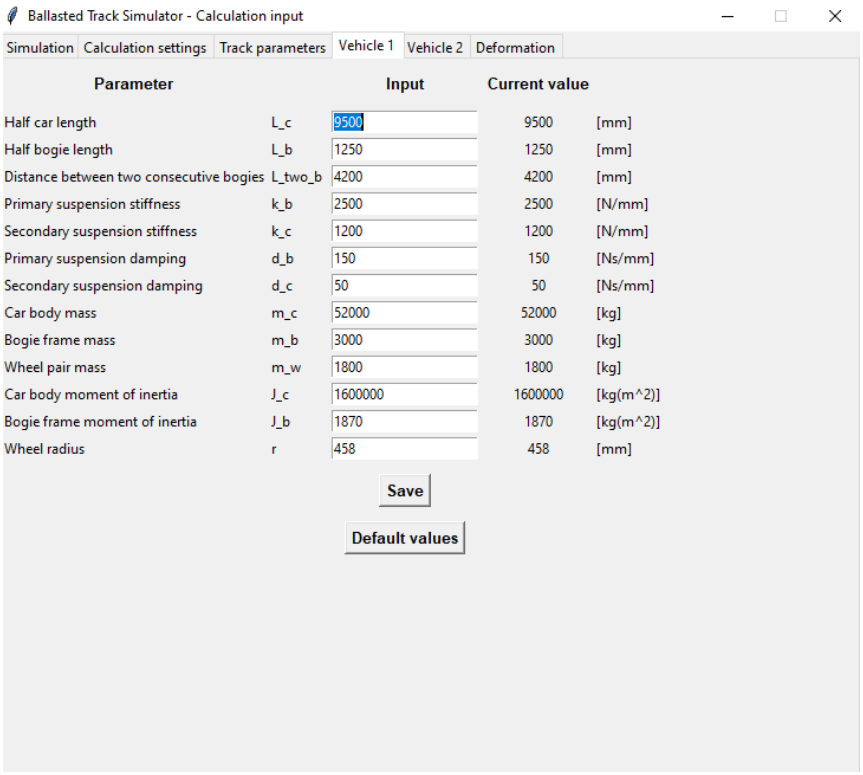


Kuva 25. Track parameters -välilehti

Välilehdellä voi muuttaa muun muassa ratapölkkyjen välistä etäisyyttä sekä massaa. Oletuksena ratapölkkyjen välinen etäisyys on 610 mm ja massa 250 kg, joita tässä diplomityössä on käytetty ja jotka ovat Suomessa tyypillisiä arvoja. Välilehdellä voi muuttaa myös tukikerroksen paksuutta ratapölkkyjen alapinnasta mitattuna. Oletuksena raidesepelin paksuus pölkkyjen alapinnasta mitattuna on 300 mm, jolloin tyypilliseen tapaan ilmoitettuna tukikerroksen paksuus on 550 mm. Välilehdellä syötetään tiedot ratamallin jousi- ja vaimennusvakioista, jotka on esitelty tarkemmin kappaleessa 4.3.

Välilehdellä voidaan lisäksi syöttää tiedot mahdollisesta sillasta radan pituussuunnassa. Ohjelmaan syötetään sillan sijainti pituussuunnassa sekä siirtymälaatan sijainti ja pituus. Laskentaohjelma ottaa laskenta-alueen ratapölkkyjen määrän mukaan. Esimerkiksi 328 ratapölkkyä tarkoittaa noin 200 m pituista laskenta-aluetta. Oletuksena ohjelmassa siirtymälaatan sijainti on 1 000 m etäisyydellä laskenta-alueen aloituspisteestä. Tässä työssä ei mallinneta siltoja tai siirtymälaattoja, joten tässä yhteydessä ei käydä kyseisiä parametreja tarkemmin läpi.

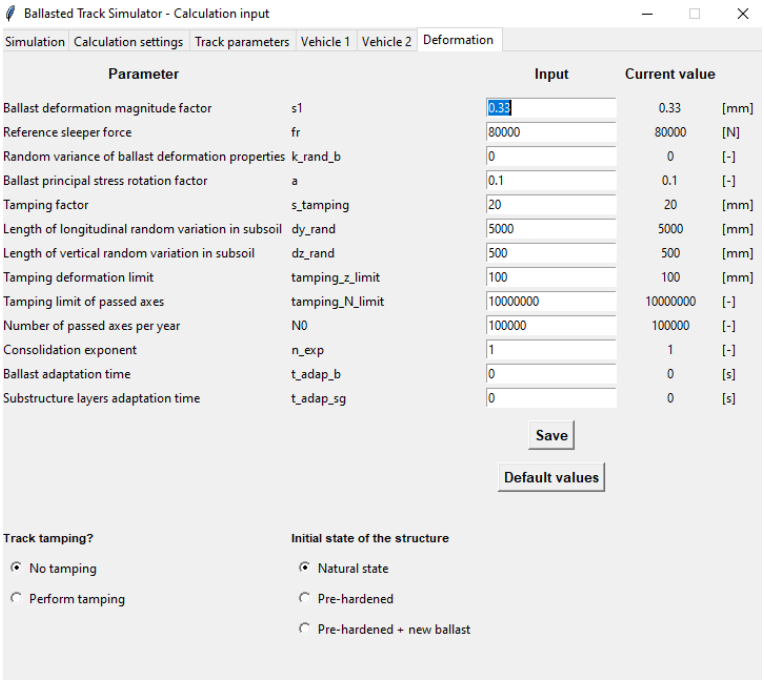
Seuraavassa kuvassa 26 on esitettynä kalustojen lähtötiedot. Kuvassa on kaluston 1 oletusarvot.



Kuva 26. Vehicle-välilehti

Laskentaohjelmaan voi syöttää kahden eri kaluston lähtötiedot. Tässä on vain kaluston 1 lähtötiedot esitettynä, mutta samat tiedot voidaan muuttaa kalustolle 2. Tarkemmat kalustoparametrit on esitelty kappaleessa 4.3. Välilehdellä voi muuttaa muun muassa telin pituutta, vaunun pituutta, akselien välistä etäisyyttä, vaunun massan, telin massoja sekä pyöräparin massoja ja pyörän sädettä. Oletuksena laskentaohjelmassa on kevyen kaluston (160 kN) dimensiot ja massat sekä raskaamman kaluston (250 kN) dimensiot ja massat. Tässä diplomityössä käytetään edellä esitettyjä oletusarvoja ja akselipainoja, jos toisin ei mainita. Jos tässä diplomityössä mainitaan eri akselipaino, lähtötiedoissa muutetaan vaunun massaa. Muutoin käytetään oletusarvoja.

Seuraavassa kuvassa 27 on esitettynä viimeisen välilehden näkymä.



Kuva 27. Deformation-välilehti

Tällä välilehdellä syötetään tukikerroksen malliparametrit, jotka on esitelty tarkemmin aiemmassa kohdassa. Tässä diplomityössä käytetään edellisen kohdan 4.5 tukikerroksen parametreja, jotka ovat ohjelmassa oletuksena, jos toisin ei mainita. Lisäksi välilehdellä voidaan syöttää pituus- ja syvyyssuuntaiset variointietäisyydet, jolla laskentaohjelma varioi alusrakenteen ja pohjamaan syklistä rajajännitystä.

5. SYSTEMAATTINEN LASKENTAOHJELMAN TOIMIVUUDEN ARVIOINTI

Tässä laskentaosiossa tarkoituksena on arvioida laskentaohjelman toimivuutta systemaattisesti laskemalla hetkelliset jännitykset ja palautuvan painuman suuruus junan ajaessa suoraa, tasaista rataa pitkin. Laskentaohjelmalla saatavia tuloksia vertaillaan Peltomäen (2021) raporttiin ”Radan alusrakenteen ja pohjamaan kuormituskestävyysmitoituksen kehittäminen: Laskennallinen lähestyminen”. Peltomäen (2021) raportissa on käytetty Plaxis-laskentaohjelmaa.

Tarkasteluissa kuormana käytetään täyteen lastattua tavaravaunua lyhyellä teliväliIlä. Laskentaohjelmassa oletuksena peräkkäisten vaunujen telien etäisyys on 3 m ja akseliväli 1,8 m. Tarkasteluissa käytettävät akselipainot ovat 50 kN, 150 kN ja 250 kN.

Radan tukikerroksen paksuus tarkasteluissa pidetään vakiona, mutta tukikerroksen jäykkyyttä vaihdellaan. Tukikerroksen paksuus ratapölkkyjen alapinnasta alkaen on 300 mm. Tukikerroksen jouston suuruutena käytetään 450 kN/mm sekä 200 kN/mm.

Alusrakenteen paksuutta ja jäykkyyttä varioidaan tarkasteluissa. Tarkasteluissa käytettävät alusrakenteen paksuudet ovat 300 mm, 600 mm, 900 mm, 1 200 mm, 1 500 mm, 2 000 mm ja 3 000 mm. Alusrakenteelle käytettävät E-moduulit ovat 75 MPa, 150 MPa ja 300 MPa.

5.1 Pohjamaan E-moduuli

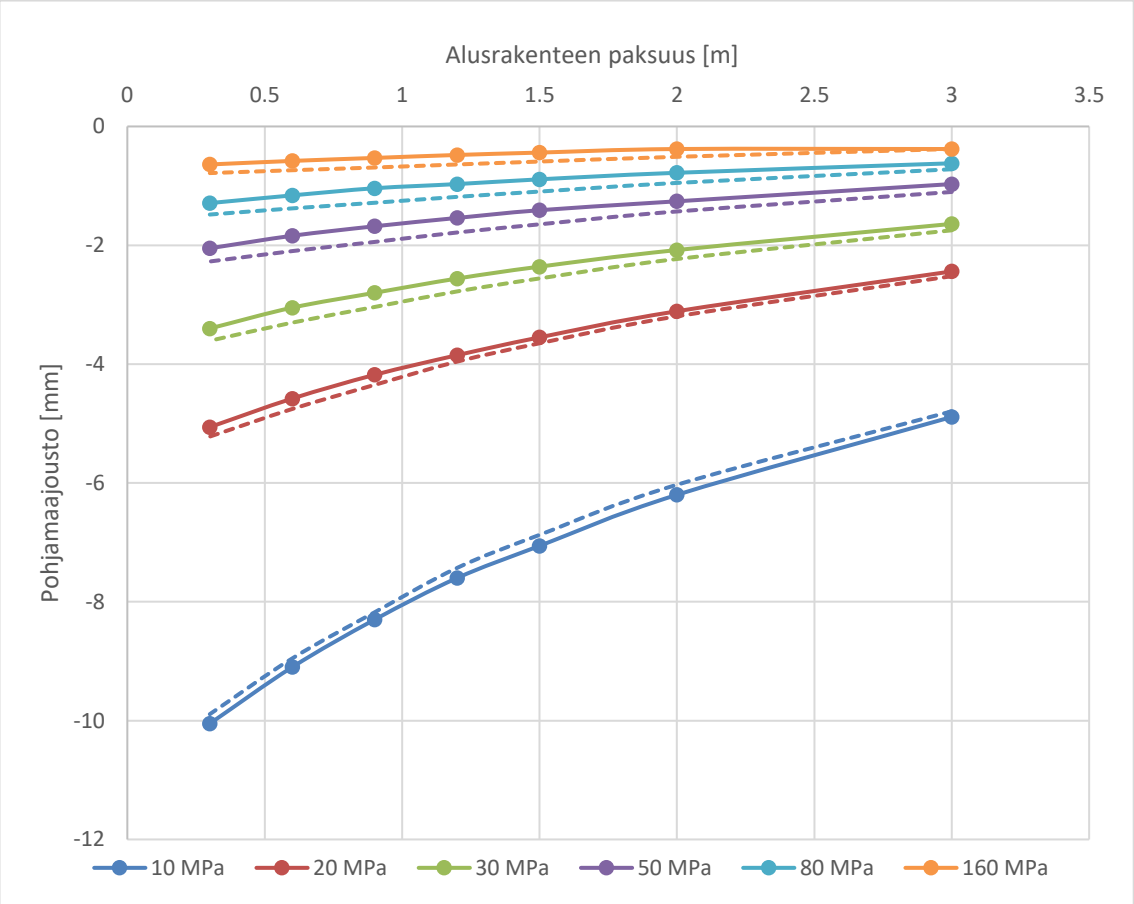
Pohjamaan E-moduulin vaikutusta palautuvan painuman suuruteen tarkastellaan pohjamaan pystysiirtymän suuruuteena eli pohjamaajoustona. Laskentaohjelmalla saadaan selville koko rakenteen palautuva paunuma. Peltomäen (2021) raportissa on tarkasteltu pohjamaajoustoa, joten tässä työssä laskuista on vähennetty rakenteen jousto, jotta tuloksia voidaan vertailla keskenään.

5.1.1 Pohjamaajouston suuruus

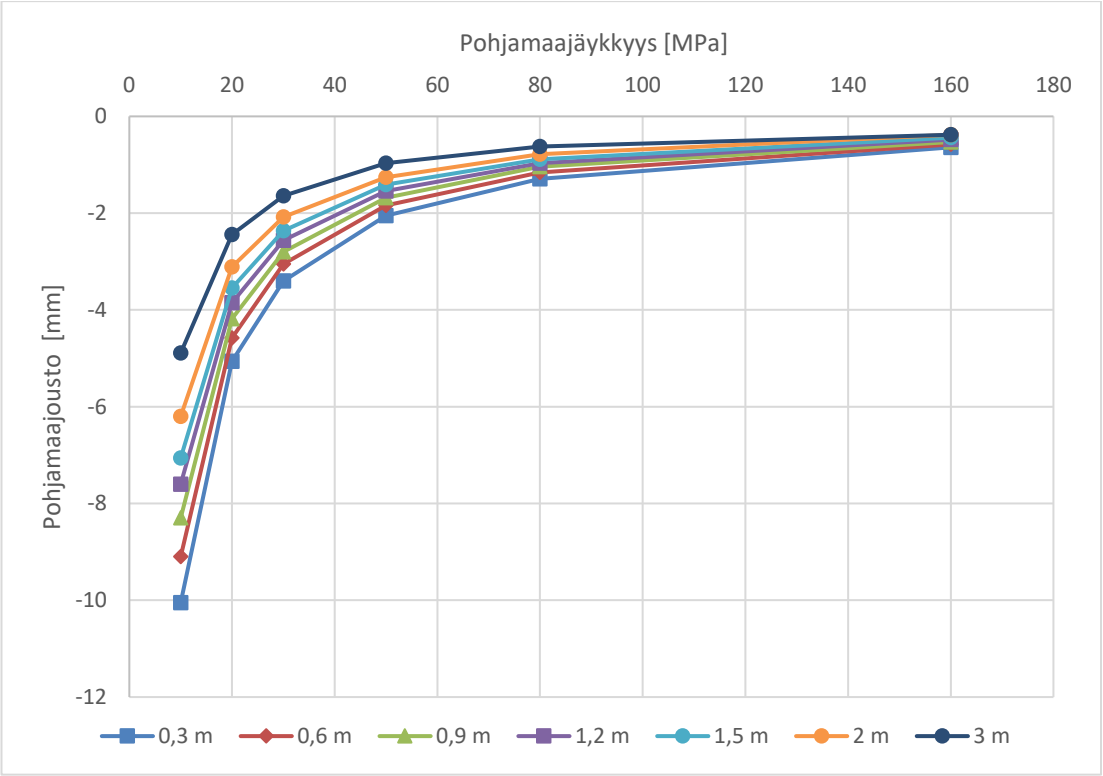
Alusrakenteen paksuutena käytetään 300 mm, 600 mm, 900 mm, 1 200 mm, 1 500 mm, 2 000 mm ja 3 000 mm. Pohjamaan jäykkyyksinä käytetään 10 MPa, 20 MPa, 30 MPa, 50 MPa, 80 MPa ja 160 MPa. Työssä käytettävän laskentaohjelman mukaan alusrakenteen jäykkyydellä on pelkän pohjamaan jouston suuruuteen olematon merkitys, mutta todellisuudessa alusrakenteen jäykkyydellä saattaa kuitenkin olla

merkitys pohjamaan joustoon. Tässä laskentaosuudessa tarkastellaan vain pohjamaajoustoa, jolloin alusrakenteen jäykkyytenä käytetään vakioarvoa 300 MPa kaikilla rakennepaksuuksilla. Kohdassa 5.2 tarkastellaan alusrakenteen jäykkyyden merkitystä palautuvan painuman suuruuteen, jossa on alusrakenteen sekä pohjamaan jousto yhdistettynä.

Kuormana tarkasteluissa käytetään 250 kN akselipainoa ja ajonopeutena käytetään 80 km/h. Kuvassa 28 on esitettynä pohjamaajouston riippuvuus alusrakenteen paksuudesta eri pohjamaajäykkyyksillä ja kuvassa 29 on esitettynä pohjamaajousto pohjamaajäykkyyden funktiona eri alusrakenteen paksuuksilla. Kuvassa 28 katkoviivoilla esitetyt kuvaajat ovat vastaavat laskentatulokset Peltomäen (2021) Plaxis-laskuista. Tulosten luettavuuden takia kuvassa 29 ei ole esitetty Peltomäen (2021) laskentatuloksia.



Kuva 28. Pohjamaajousto alusrakennepaksuuden funktiona eri pohjamaajäykkyyksillä

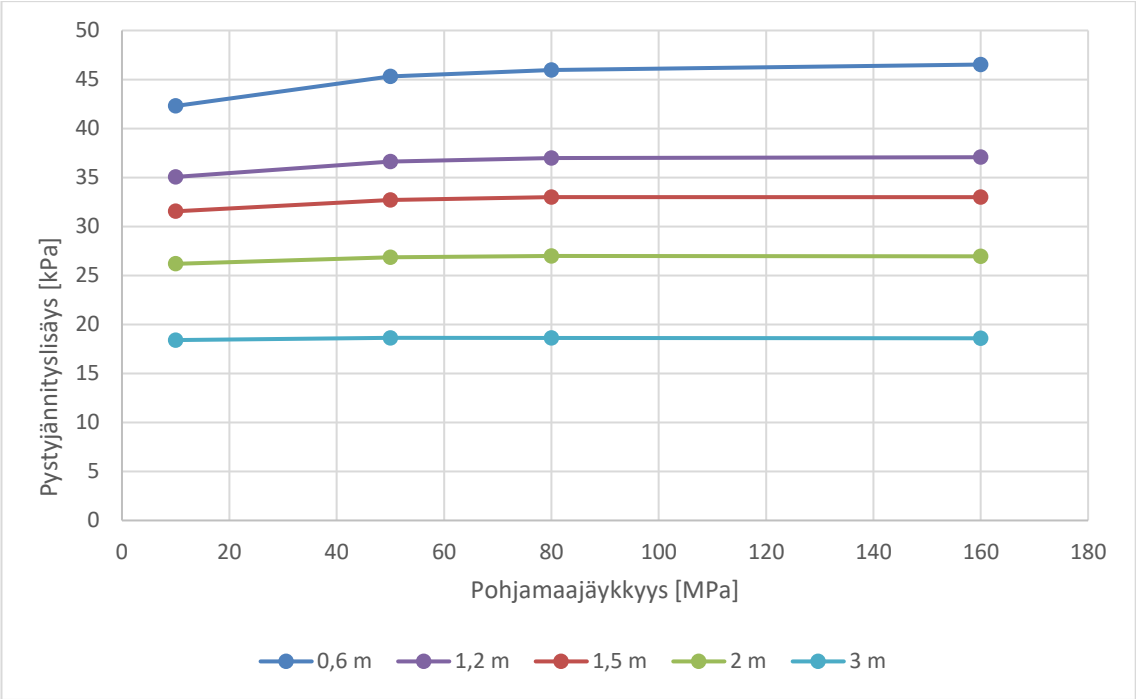


Kuva 29. Pohjamaajousto pohjamaajäykkyyden funktiona eri alusrakenteen paksuuksilla

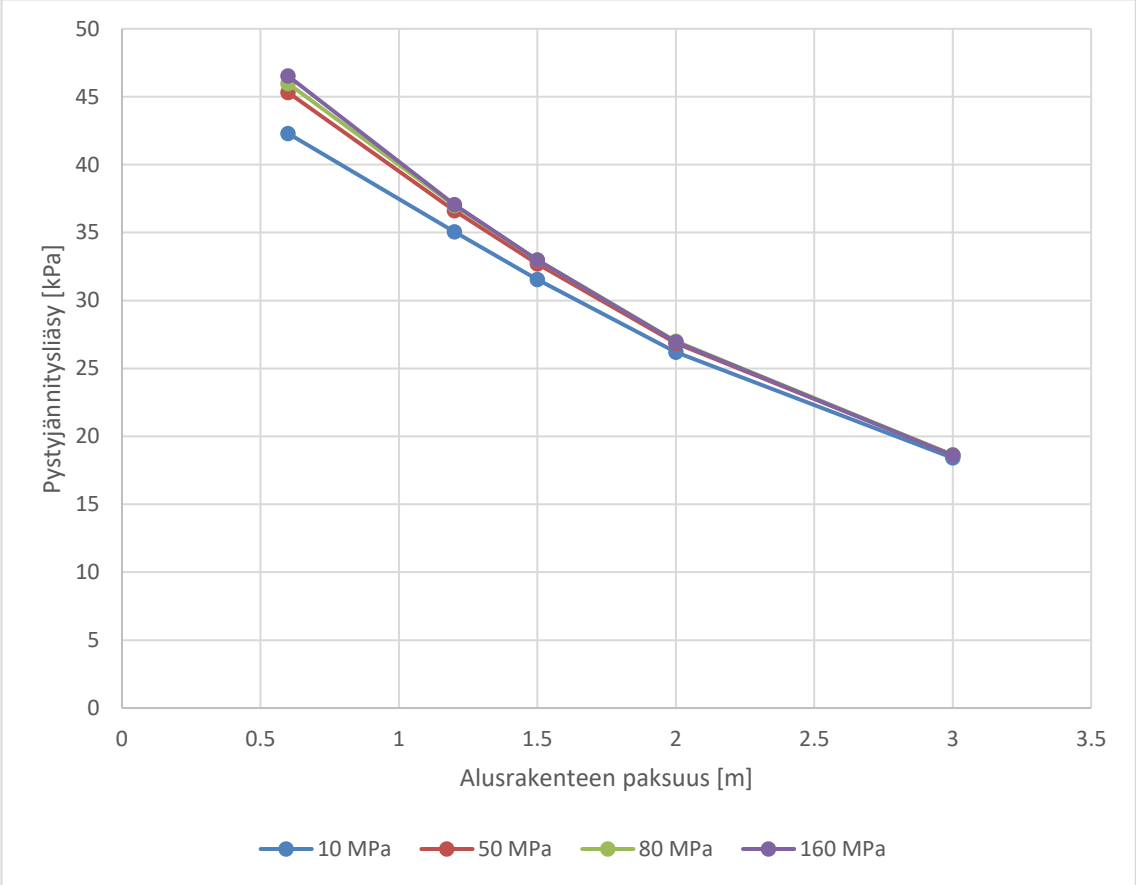
Peltomäen (2021) raporttiin verrattuna tulokset vastaavat toisiaan melko tarkasti. Tässä työssä käytettävän laskentaohjelman ja Plaxis-laskentaohjelman laskemien pohjamaajoustojen välillä ei ole niin merkittävää eroa, että se vaikuttaisi laskentatulosten perusteella tehtäviin päätelmiin.

5.1.2 Pohjamaan pintaan kohdistuva pystyjännityslisäys

Pohjamaan pintaan kohdistuvat jännitykset on laskettu 600 mm, 1200 mm, 1500 mm, 2000 mm ja 3000 mm alusrakenteella pohjamaan jäykkyyksillä 10 MPa, 50 MPa, 80 MPa ja 160 MPa. Jännitykset on laskettu rakenteen keskilinjalta ja akselipainona on käytetty 250 kN. Kuvassa 30 on esitettynä pohjamaan pintaan kohdistuva pystyjännityslisäys pohjamaajäykkyyden funktiona eri alusrakennepaksuuksilla ja kuvassa 31 on esitettynä pystyjännityslisäys alusrakennepaksuuden funktiona eri pohjamaajäykkyyksillä.



Kuva 30. Pohjamaan pintaan kohdistuva pystyjännityslisäys pohjamaajäykkyyden funktiona



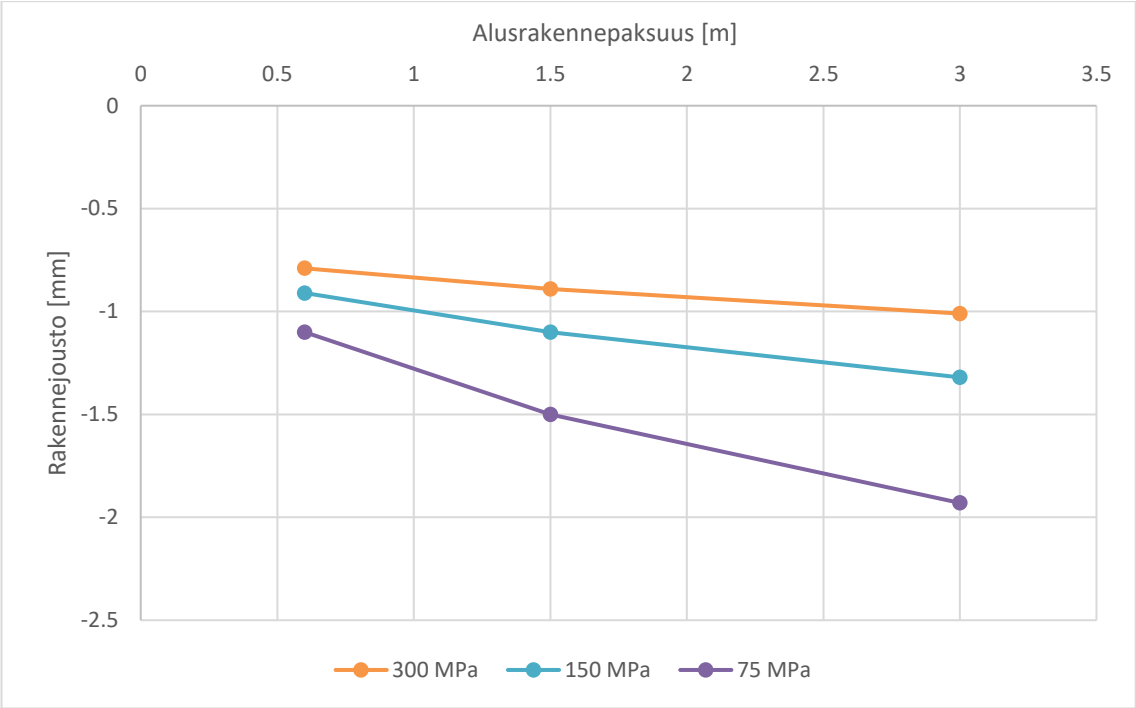
Kuva 31. Pohjamaan pintaan kohdistuva pystyjännityslisäys alusrakennepaksuuden funktiona

Kuvissa 30 ja 31 on havaittavissa eroa Peltomäen (2021) Plaxis-laskentaohjelmalla saataviin pohjamaan pintaan kohdistuviin pystyjännityslisäyksiin. Ero tässä työssä käytettävällä laskentaohjelmalla ja Plaxis-laskentaohjelmalla saataviin jännityksiin tulee laskentaohjelmien laskentateknisistä eroavaisuuksista, sillä Plaxis-laskentaohjelmassa ratapölkyn alapuolinen pohjapaineen jakautuminen eroaa tässä työssä käytetyn laskentaohjelman tasajakautuneesta pohjapaineesta pölkyn alla. Plaxis-laskentaohjelmassa pölkyn reunojen alla on suurempi jännitys verrattuna tämän laskentaohjelman jännitykseen ja puolestaan rakenteen keskilinjalla pienempi. Lisäksi tässä työssä käytetty malli pyrkii kuvaamaan tilannetta, jossa pölkyn alapuolinen raidesepeli on jo asettunut. Plaxis-laskentaohjelmassa jännitysjakauma vastaa ensimmäisen kuormituskerran tapausta, jolloin pölkyn alapuolisen raidesepelin asettumista ei oteta huomioon.

5.2 Ratarakenteen jäykkyys

5.2.1 Alusrakenteen vaikutus rakennejoustoon

Seuraavassa kuvassa on esitettynä alusrakenteen laadun merkitys rakennejouston suuruuteen. Rakennejoustolla tarkoitetaan tukikerroksen ja alusrakenteen joustoa, josta on poistettu pohjamaan jousto. Alusrakenteen E-moduuleina käytetään 75 MPa, 150 MPa ja 300 MPa ja paksuuksina 600 mm, 1500 mm ja 3000 mm. Rakennejouston määrityksessä tukikerros on pidetty vakiona, jonka paksuus on 300 mm ja jousto 450 kN/mm. Kuvassa 32 on esitettynä rakennejousto alusrakennepaksuuden funktiona eri alusrakennejäykkyyksillä.

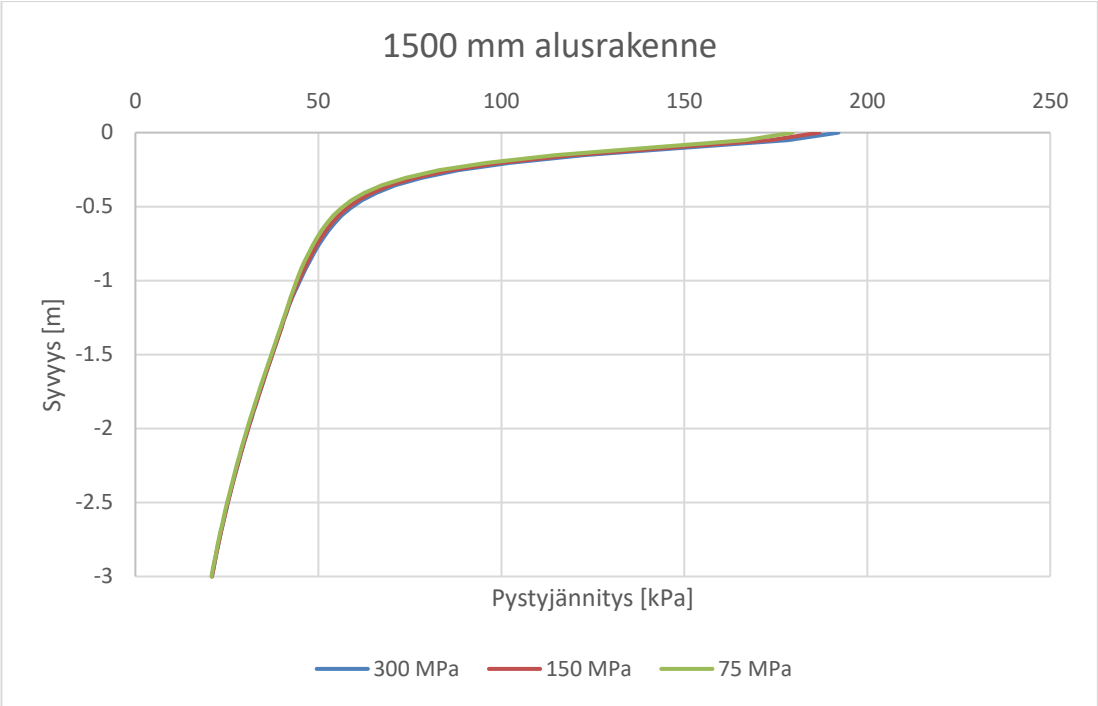


Kuva 32. Rakennejousto alusrakennepaksuuden funktiona eri alusrakenteen jäykkyyksillä

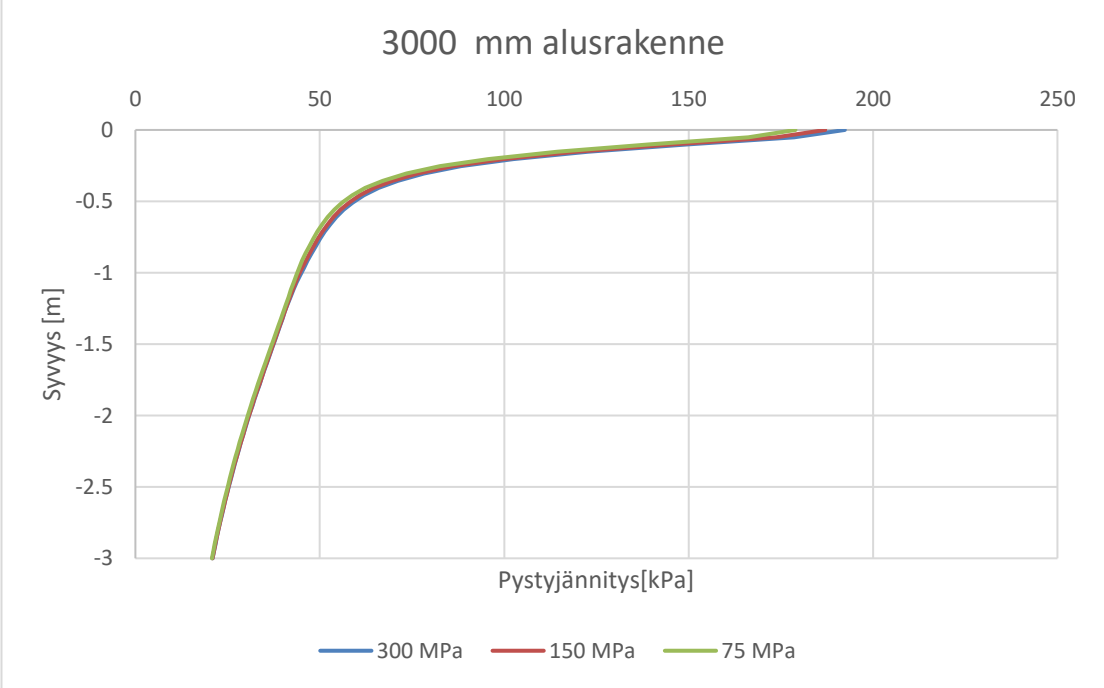
Kuvan 32 perusteella voidaan todeta, että alusrakenteen jäykkyyden merkitys rakennejouston suuruuteen näyttäisi kasvavan alusrakenteen paksuuden mukaan. Paksummilla alusrakennekerroksilla rakennejouston suuruuden vaihtelu on merkittävämpää verrattuna ohuempiin alusrakennepaksuuksiin eri alusrakennejäykkyyksillä. Kun alusrakenteen jäykkyys on suuri (300 MPa), eri alusrakennepaksuuksien väliset palautuvan painuman suuruudet eivät poikkea merkittävästi toisistaan. Jos taas alusrakenteen jäykkyys on pieni (75 MPa), erot palautuvassa painumassa ovat suurempia eri alusrakennepaksuuksien välillä. Ratarakenteen suunnittelussa tulisi ottaa huomioon pohjamaan jäykkyys sekä alusrakenteen laadun ja paksuuden yhteisvaikutus palautuvan painuman suuruuden suhteen.

5.2.2 Alusrakenteen vaikutus pystyjännitykseen

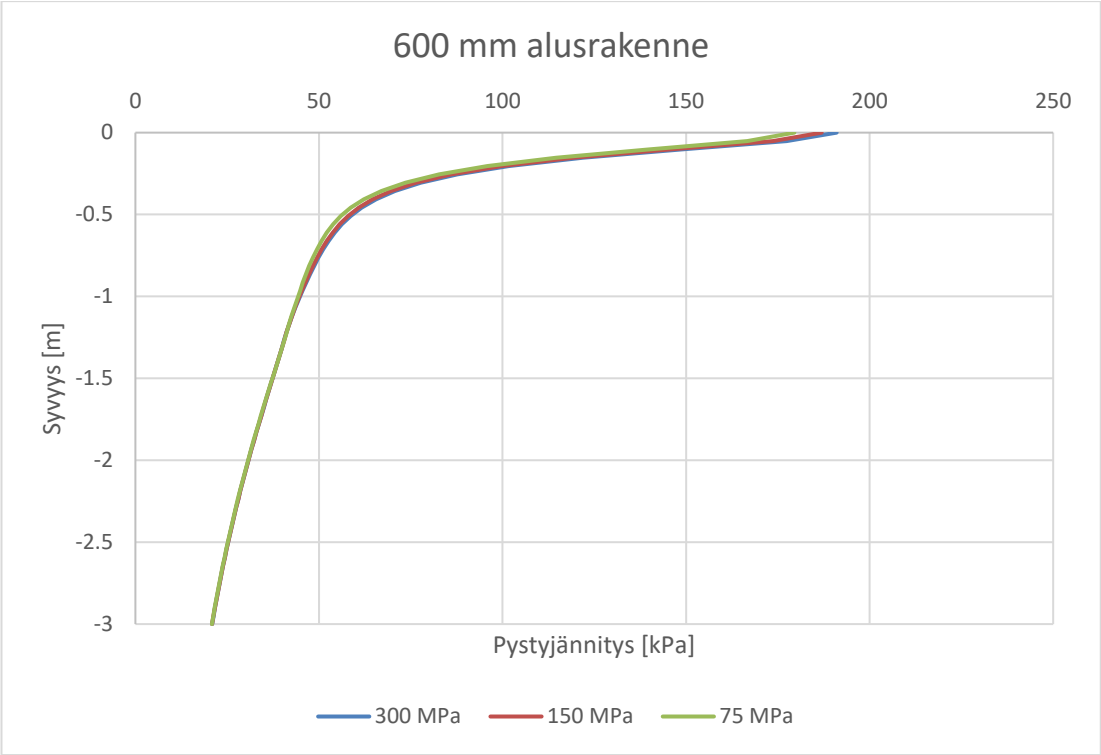
Alusrakenteen vaikutusta pystyjännitykseen tutkitaan käyttämällä samoja alusrakennepaksuuksia ja jäykkyyksiä kuin aiemmassa kohdassa 5.2.1. Tämän osion tarkasteluissa on mukana pohjamaa, jonka jäykkyys on 160 MPa ja paksuus viisi metriä. Pystyjännitykset on laskettu ratarakenteen keskipisteestä. Kuvissa 33–35 on esitettynä eri alusrakennepaksuuksille pystyjännitys syvyyden suhteen eri alusrakennejäykkyyksillä ratapölkyn alapinnasta alkaen.



Kuva 33. Pystyjännitys syvyyden suhteen eri alusrakennejäykkyyksillä 1 500 mm alusrakenteelle



Kuva 34. Pystyjännitys syvyyden suhteen eri alusrakennejäykkyyksillä 3 000 mm alusrakenteelle



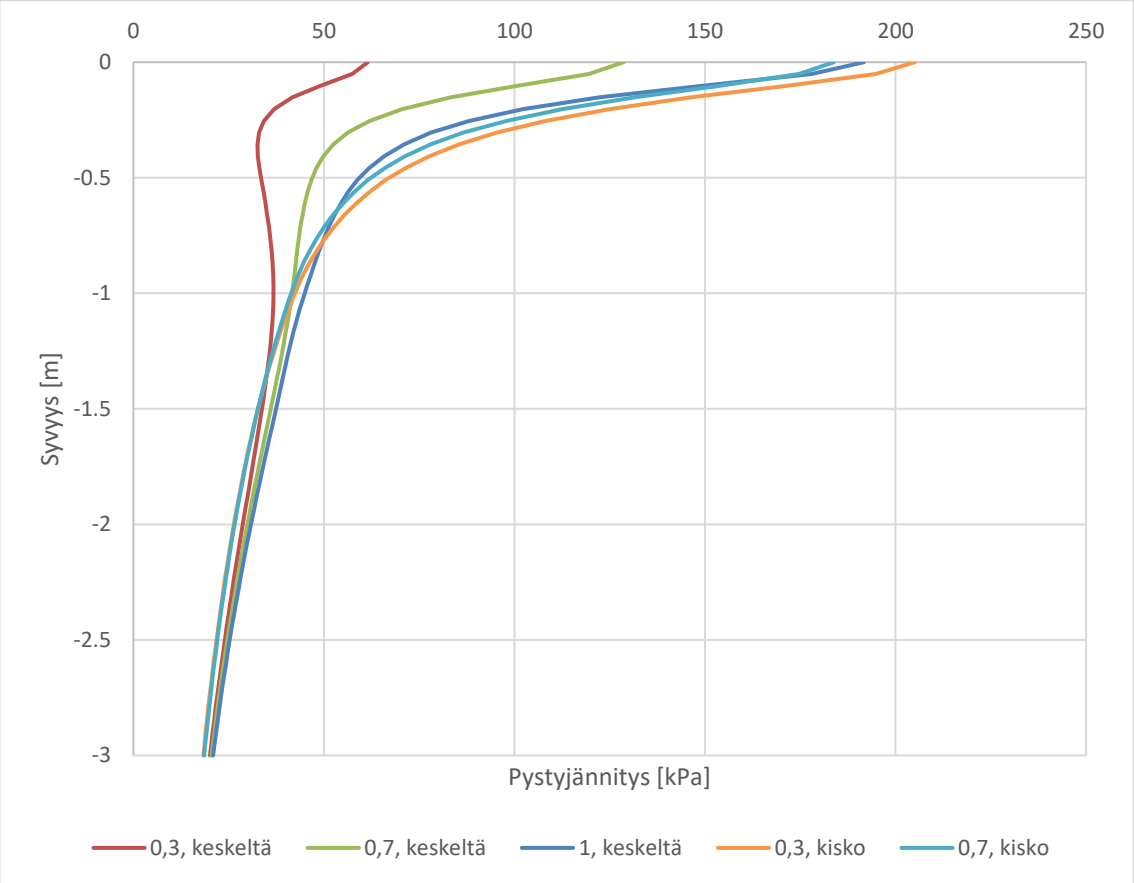
Kuva 35. Pystyjännitys syvyyden suhteen eri alusrakennejäykkyyksillä 600 mm alusrakenteelle

Kuvien 33–35 perusteella voidaan todeta, ettei alusrakenteen paksuudella tai jäykkyydellä ole merkittävää vaikutusta rakenteeseen kohdistuvan pystyjännityksen suuruuteen tai sen jakautumiseen syvemmällä rakenteessa. Syvyyden nollatasossa eli ratapölkkyjen alapinnassa 75 MPa alusrakenteella pystyjännitys eri alusrakenteen paksuuksilla vaihtelee välillä 179,0…179,6 kPa ja 300 MPa alusrakenteella vaihtelu on välillä 191,0…192,4 kPa. Syvyydellä 0,3 m eli tukikerroksen ja alusrakenteen rajapinnassa 75 MPa alusrakenteella vaihtelu on 73,5…73,8 kPa välillä ja 300 MPa alusrakenteella vaihtelu on 77,7…78,2 kPa.

Peltomäen likimääräismenetelmässä kuten myös Boussinesqin menetelmässä jännitykset ovat riippuvaisia tarkastelupisteen etäisyydestä kuormituspisteen ja kuormituksen suuruuteen. Jännitysten laskennassa ei oteta huomioon siis materiaalin E-moduulia eikä rakennekerrosten paksuutta. Tämä selittää syyn siihen, miksi alusrakenteen paksuudella tai jäykkyydellä ei ole merkitystä näissä tarkasteluissa pystyjännityksen jakautumiseen syvyyden suhteen. Kuvaajista on nähtävissä selkeästi, että tukikerroksen ja alusrakenteen rajapinnassa pystyjännitys vaimenee noin 40 % kaikilla alusrakennepaksuuksilla- ja jäykkyyksillä. Tukikerros jakaakin suuren osan pystyjännityksestä ja vaimentaa jännityksiä niin, että pystyjännitys vaimenee suhteellisen nopeasti syvyyden suhteen. Näissä laskuissa ei ole kohdassa 4.2 esille

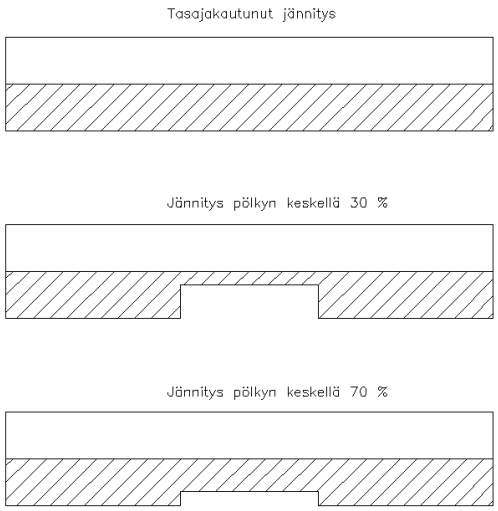
tuotua rajoitetta jännitysten laskennassa, koska jäykkä pohja on yli 5 m syvyydellä kaikissa tapauksissa.

Laskentaohjelmassa oletuksena on tasajakautunut jännitys koko ratapölkyn alla. Tällainen kuormajakautuminen mallintaa tapausta, jossa pölkky on jo asettunut tukikerrosta vasten. Laskentaohjelmassa on kuitenkin mahdollista muuttaa kuormajakaumaa. Kuvassa 36 on esitettynä jännitykset kiskon alta ja rakenteen keskeltä laskettuna, kun pölkyn keskellä oleva jännitys on 30 % sekä 70 % pölkyn reunoilla olevasta jännityksestä. Alusrakenne on 1 500 mm paksu ja sen jäykkyys on 300 MPa. Pohjamaa on 5 m ja sen jäykkyys on 160 MPa. Ratapölkkyjen alapuolisen tukikerroksen paksuus on 300 mm ja sen jousto on 450 kN/mm.



Kuva 36. Pystyjännitys syvyyden suhteen eri kuormajakautumilla

Kuvaaja, jossa kerroin on 1, kuvaa tasajakautunutta tapausta. Kuvaaja, jossa kerroin on 0,3, kuvaa tapausta, jossa pölkyn keskellä on 30 % jännitys reunoilla olevasta jännityksestä ja 0,7 tarkoittaa tapausta, jossa pölkyn keskellä oleva jännitys on 70 % pölkyn reunojen jännityksestä. Kuvassa 37 on esitettynä pölkyn alapuolisen jännityksen jakautumisen periaate kuvan 36 kertoimilla.

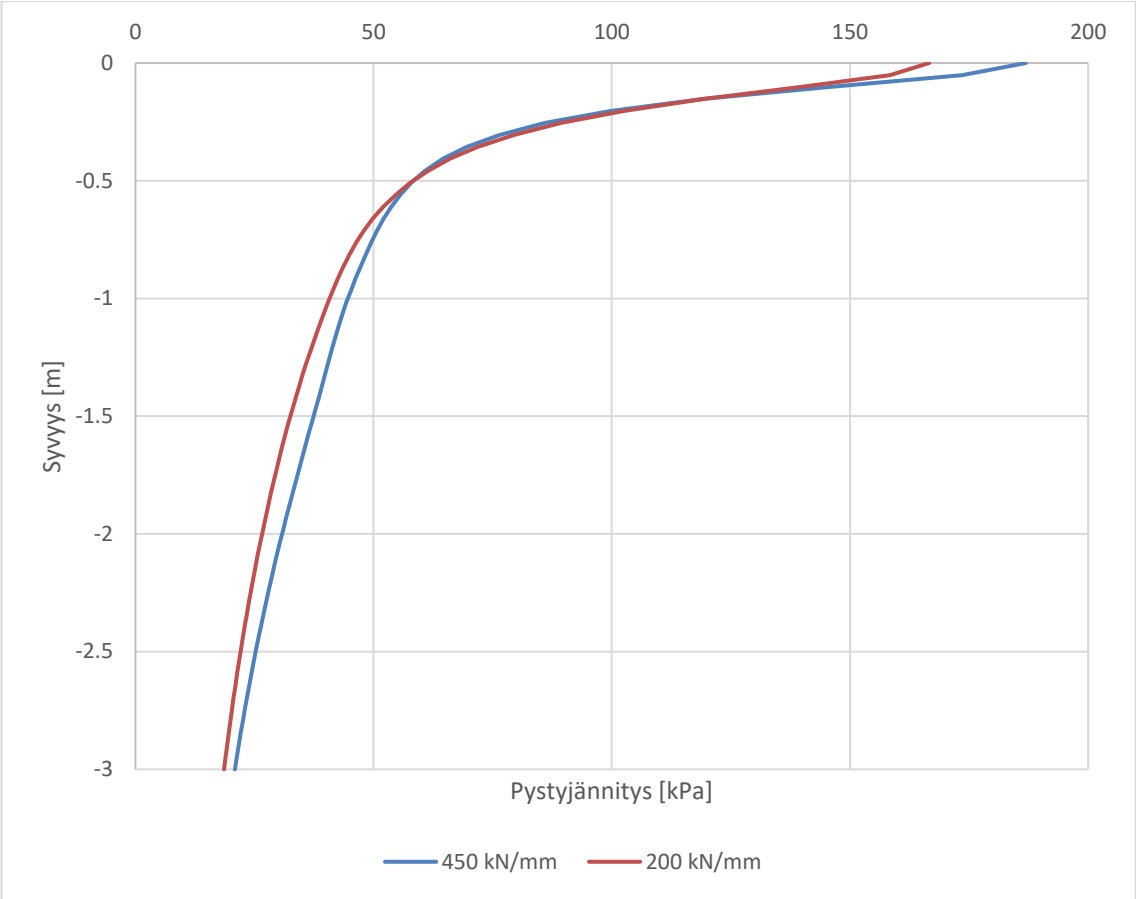


Kuva 37. Ratapölkyn alapuolisen jännityksen jakautuminen

Kuten kuvan 36 kuvaajista nähdään, pölkyn alapuolisella kuormajakautumalla on merkittävä ero pystyjännityksen jakautumiseen erityisesti rakenteen pinnalla ja aina noin 1 m syvyyteen saakka, jonka jälkeen jännitykset vastaavat syvemmällä rakenteessa melko tarkasti toisiaan. Muuttamalla pölkyn kuormajakautumaa siten, että keskellä pölkkyä on pienempi jännitys kuin pölkyn reunoilla, jännitykset rakenteen pinnalla kiskon alla ovat suurempia tasajakautuneeseen kuormitukseen verrattuna ja rakenteen keskellä pienempiä. Jännitysten laskenta ja tulosten tulkinta vaatii siten ymmärrystä siitä, mikä on realistisin tapa kuvata pölkyn alapuolista kuormajakautumaa.

5.2.3 Tukikerroksen jäykkyyden vaikutus

Koska edellisessä kohdassa todettiin, ettei tällä laskentaohjelmalla alusrakenteen laadulla tai paksuudella ole merkittävää vaikutusta pystyjännityksien jakautumiseen syvyyden suhteen, mutta tukikerroksella näyttäisi olevan suurikin vaikutus, on syytä tarkastella seuraavaksi tukikerroksen jouston merkitystä pystyjännitysten jakautumiseen syvyyden suhteen. Työssä on aiemmin tuotu esille, että laskentaohjelmassa tukikerroksen mallinnus poikkeaa alusrakenteen ja pohjamaan mallinnuksesta. Tukikerros vaikuttaa voimakkaammin kiskorakenteen taipumakäyttäytymiseen. Tukikerroksen jouston suuruus edellisessä tarkastelussa on 450 kN/mm. Tässä vertaillaan tukikerroksen jouston merkitystä, kun tukikerroksen jousto on 200 kN/mm. Alusrakenteen paksuus on 1500 mm ja jäykkyys 150 MPa. Tukikerroksen paksuus ratapölkkyjen alla on 300 mm. Pohjamaan paksuus on 5 m ja jäykkyys 160 MPa. Akselipaino on 250 kN. Kuvassa 38 on esitettynä pystyjännitys syvyyden suhteen eri tukikerroksen jäykkyyksien arvoilla.



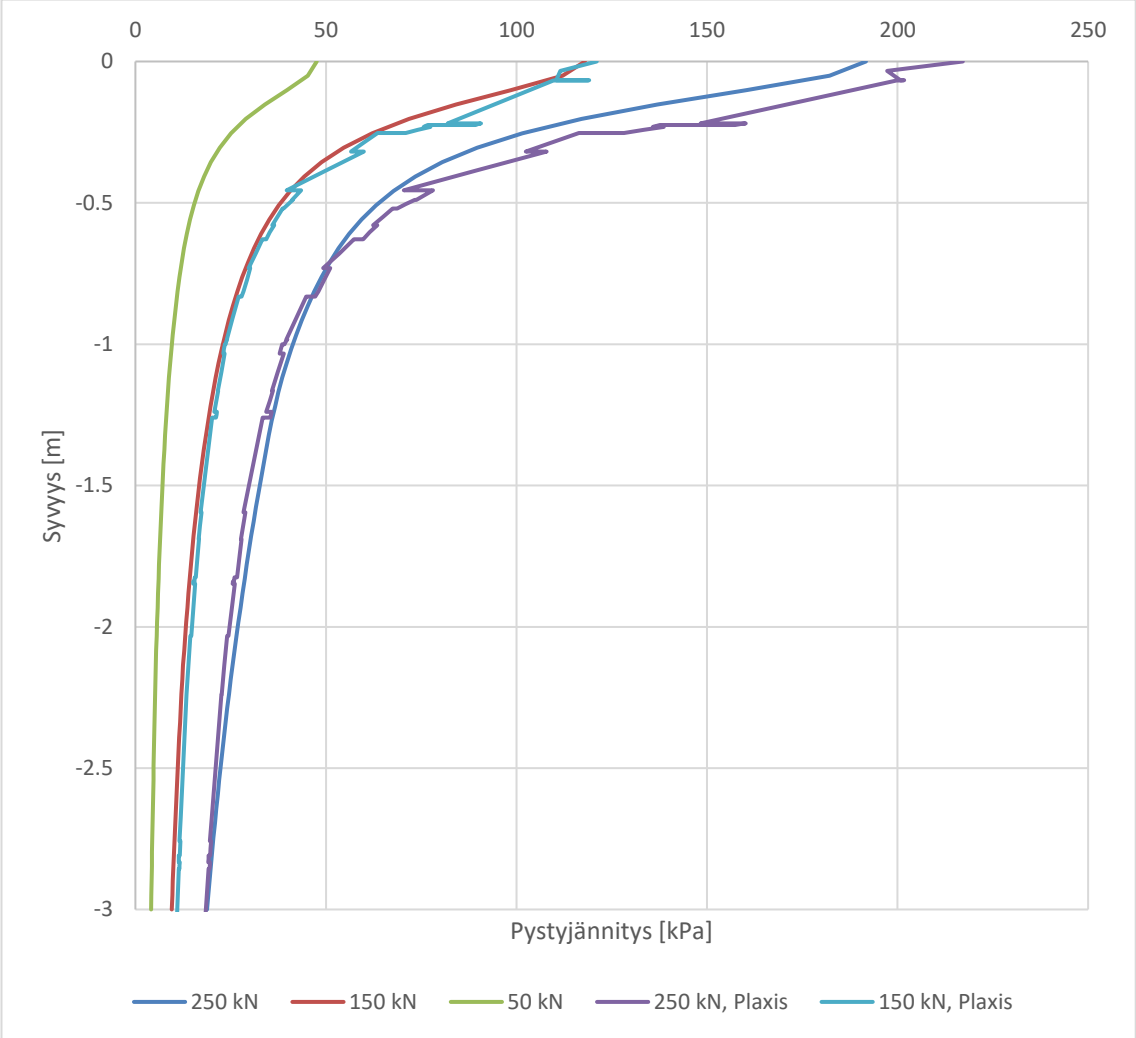
Kuva 38. Pystyjännitys syvyyden suhteen eri tukikerroksen jäykkyyksillä

Kuva 38 osoittaa sen, että tukikerroksen jäykkyydellä on merkittävämpi rooli pystyjännitysten jakautumiseen syvyyden suhteen kuin alusrakenteella. Aivan ratapölkkyjen alapinnassa pystyjännitys 450 kN/mm tukikerroksen joustolla on 187 kN ja 200 kN/mm joustolla pystyjännitys on noin 167 kN. Eroa näiden kahden välillä on noin 20 kPa. Joustavammalla tukikerroksella kisko jakaa kuormat useammalle ratapölkylle ja siksi jännitykset pienenevät. Kuitenkin pystyjännitysero on noin 5 kPa alusrakenteessa ja pohjamassa, joten aivan rakenteen pinnassa tukikerroksen jäykkyydellä näyttäisi olevan suurempi vaikutus pystyjännityksen jakautumiseen kuin syvemmällä rakenteessa.

5.3 Akselipaino

Akselipainon vaikutusta tutkitaan vertaamalla eri akselipainoilla rakenteeseen syntyviä pystyjännityksiä syvyyden suhteen. Tarkasteluissa käytettävät akselipainot ovat 50 kN, 150 kN ja 250 kN. Kohdassa 5.2 on osoitettu, ettei alusrakenteen laadulla ja paksuudella ole merkittävää vaikutusta pystyjännityksiin, joten tässä kohdassa olevissa tarkasteluissa on käytetty alusrakenteen paksuutena 1500 mm ja E-moduulina 300 MPa. Tukikerros on 300 mm ja sen jäykkyys on 450 kN/mm. Pohjamaan jäykkyys on 160 MPa

ja paksuus viisi metriä. Pystyjännitykset lasketaan kiskon kohdalta. Kuvassa 39 on esitettynä pystyjännitys laskettuna kiskon kohdalta syvyyden suhteen eri akselipainoilla. Kuvassa 39 on esitettynä vastaavilla akselipainoilla Peltomäen (2021) Plaxis-laskentatapausten tulokset.



Kuva 39.Pystyjännitys syvyyden suhteen eri akselipainoilla

Akselipainon merkitys pystyjännitysten jakautumiseen on merkittävä. Luonnollisesti suuremmilla akselipainoilla pystyjännitys ratapölkkyjen alapinnassa on suurempi kuin pienemmillä akselipainoilla. Pienemmillä akselipainoilla pystyjännitys myös vaimenee syvyyden suhteen nopeammin kuin raskaammilla akselipainoilla. Eri laskentaohjelmien väliset tulokset vastaavat melko tarkasti toisiaan. Alusrakenteessa ja pohjamaassa eri akselipainojen aiheuttamat pystyjännitysten erot eivät ole yhtä merkittäviä kuin heti rakenteen pinnalla.

6. SYKLISEN RAJAJÄNNITYKSEN VERIFIOINTI

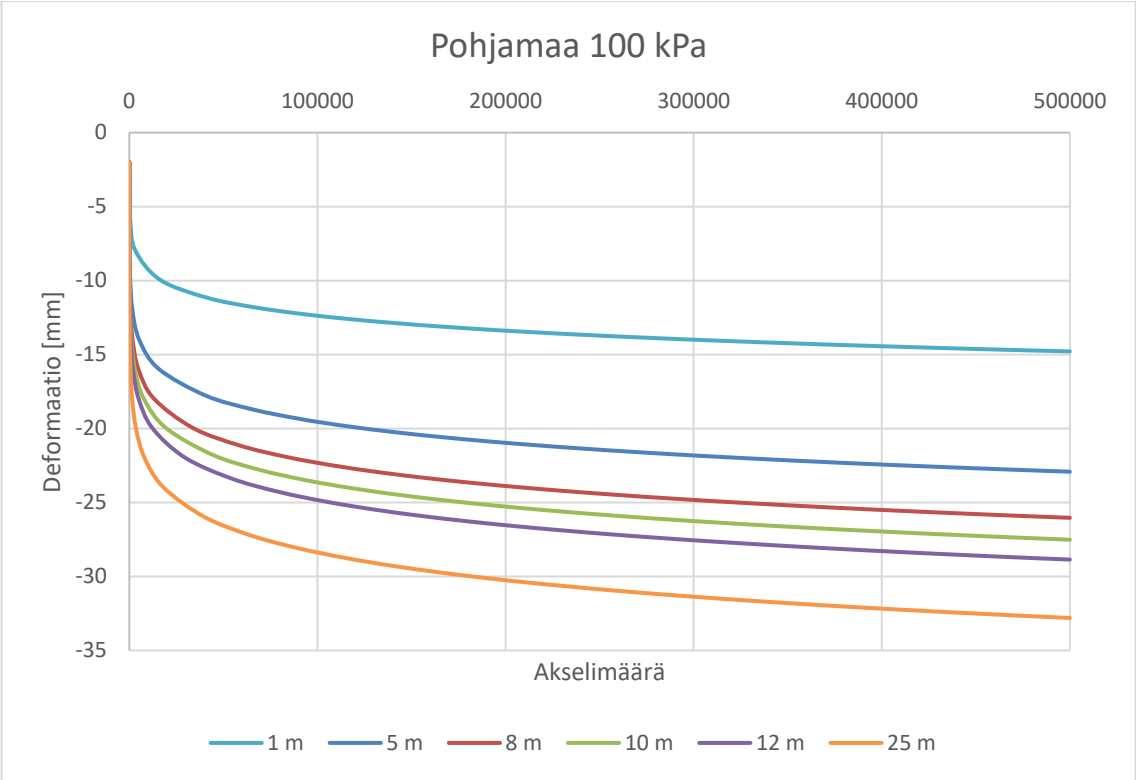
Syklisen rajajännityksen verifiointiin käytetään Tornio-Ylitornio-rataosan routaseurantakohteita Tornio km909 ja Ylitornio km945. Nämä routaseurantakohteen tiedot muun muassa rakennekerroksista ovat kuvattuna Latvalan (2023) raportissa ”Ratarakenteen vesipitoisuuden vaikutus pysyvien siirtymien muodonmuutokseen”.

Seurantapisteen Tornio km909 tukikerroksen paksuus mitattuna radan korkeusviivasta on 0,6 m ja alusrakenteen paksuuden tiedetään olevan 1,6 m, jolloin rakennekerrosten yhteispaksuus on 2,2 m. Alusrakenteen tiedetään olevan hienorakeisempi materiaaliltaan kuin nykyisen InfraRYL 2023/2 ohjealueen mukainen rakeisuusjakauma. Pohjamaan E-moduuli tällä seurantapisteellä on arvioitu olevan 40 MPa.

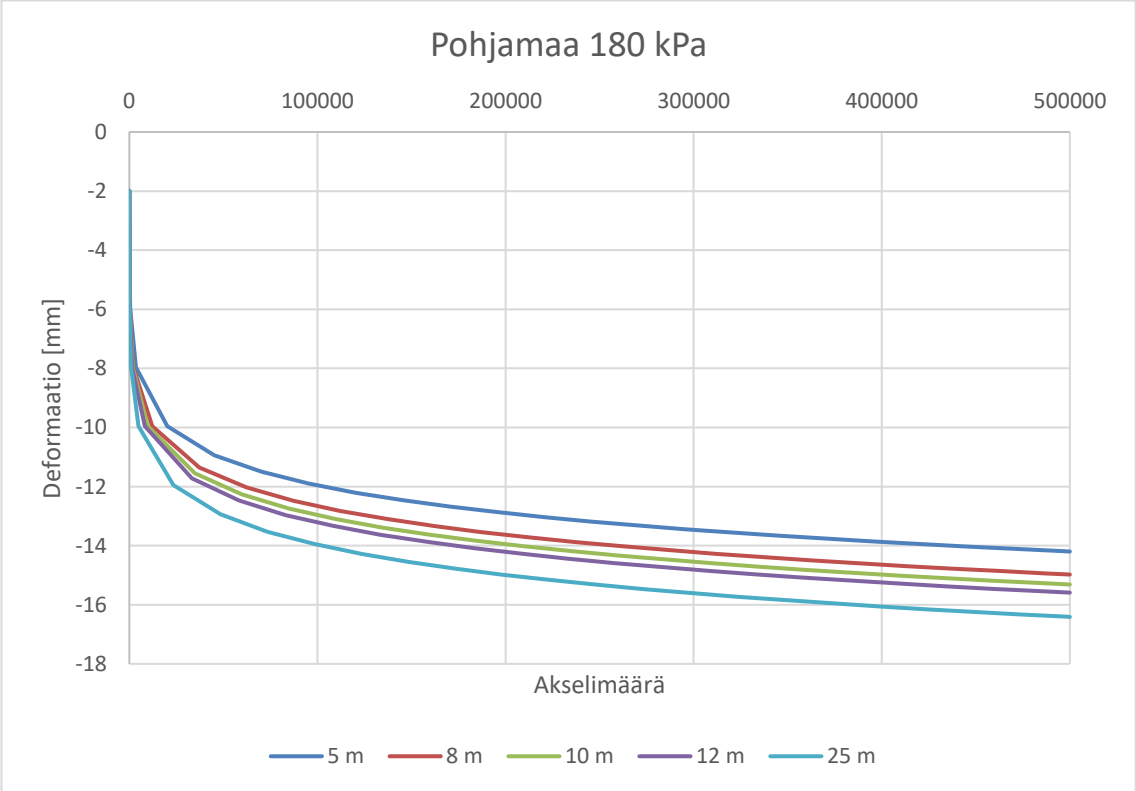
Seurantapisteen Ylitornio km945 tukikerroksen paksuus mitattuna radan korkeusviivasta on 0,5 m ja alusrakenteen paksuuden tiedetään olevan 0,8 m, jolloin rakennekerrosten yhteispaksuus on 1,3 m. Pohjamaan E-moduulin on arvioitu tällä seurantapisteellä olevan 100 MPa.

Routaseurantakohteiden vuosittainen kuormitus on 1 MBrt, joka koostuu tavarajunan täysistä akseleista 20 tn (40 %), tyhjien vaunujen akseleista 7 tn (40 %) ja henkilöjunien akseleista 15 tn (20 %). Laskentaohjelmaan on kuitenkin mahdollista syöttää vain kahden kaluston tiedot, joten tarkasteluissa on pelkistetty laskentaa niin, että 50 % on raskasta liikennettä (20 tn) ja 50 % henkilöliikennettä (15 tn).

Routaseurantapisteiden pohjamaasta ei ole saatavilla olevaa tarkkaa aineistoa. Seuraavissa kuvissa 40 ja 41 on esitettynä pohjamaan paksuuden merkitys muodonmuutosten kertymiseen, kun pohjamaan syklinen rajajännitys pysyy vakiona syvyyden suhteen. Kuvassa 40 pohjamaan syklinen rajajännitys on 100 kPa ja kuvassa 41 syklinen rajajännitys on 180 kPa. 100 kPa syklinen rajajännitys vastaa arviolta hyvin hienorakeisen maalajin, kuten saven tai siltin, syklistä rajajännitystä. 180 kPa syklinen rajajännitys vastaa arviolta karkearakeisen hiekan syklistä rajajännitystä. Alusrakenteen paksuus on vakio 1 600 mm kaikissa tarkasteluissa ja alusrakenteen syklinen rajajännitys on 220 kPa. 220 kPa syklinen rajajännitys vastaa arviolta karkearakeisen hiekan syklistä rajajännitystä.



Kuva 40. Deformaation kertyminen akselimäärän funktiona eri pohjamaan paksuuksilla, pohjamaa 100 kPa



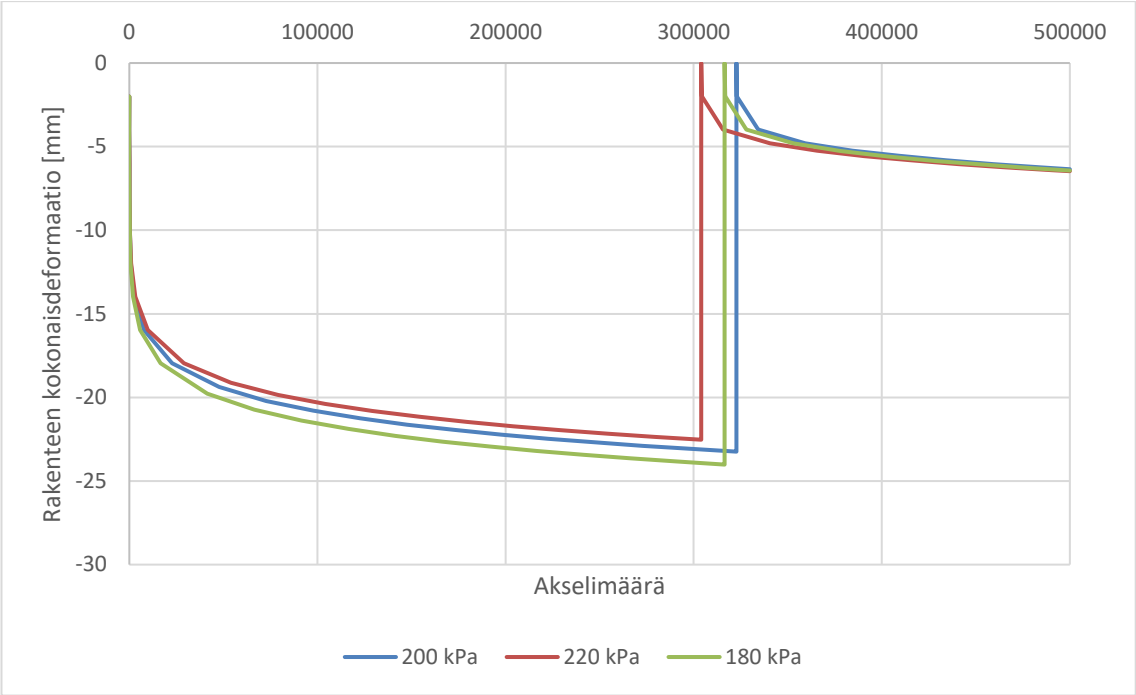
Kuva 41. Deformaation kertyminen eli pohjamaan paksuuksilla akselimäärän funktiona, pohjamaa 180 kPa

Pohjamaan kokonaispaksuudella ja syklisen rajajännityksen suuruudella on merkitystä siihen, kuinka paljon kokonaisdeformaatio on. Kuitenkin kuvissa 40 ja 41 esitettyjen kuvaajien kulmakerroin pysyy alkutiivistymisen jälkeen melko vakiona riippumatta pohjamaan paksuudesta tai sen syklisestä rajajännityksestä. Kulmakertoimen avulla arvioidaan vuosittaisen deformaation kertymää. Pohjamaan paksuudella tai syklisellä rajajännityksellä ei tämän tarkastelun perusteella näyttäisi olevan suurta merkitystä deformaation vuosittaiseen kertymänopeuteen alkutiivistymisen jälkeen. Jos tarkasteltaisiin rakenteen kokonaisdeformaatiota, pohjamaan rooli erityisesti pienemmillä syklisen rajajännityksen arvoilla korostuu.

Koska pohjamaasta ei ole tarkempaa tietoa, kuvista 40 ja 41 saatavan tiedon ja rakennekerrosten paksuuksien perusteella tässä työssä pohjamaan oletetaan olevan 12 metriä ja pohjamaan syklinen rajajännitys arvioidaan rakennekerrosten paksuuksien mukaan. Voidaan olettaa, että kohteessa, jossa alusrakennepaksuus on suurempi, pohjamaa on hienorakeisempi ja pohjaamaan routivuus on ongelmana. Kohteessa, jossa alusrakenne on ohuempi, pohjamaan voidaan olettaa olevan karkearakeisempi, jossa routivuus ei ole merkittävänä ongelmana.

6.1 Tornio km909

Tornio km909 routaseurantapisteellä tiedetään alusrakenteen vastaava rakeisuudeltaan karkeaa hiekkaa. Tämän perusteella on arvioitu syklisen rajajännityksen alusrakenteelle olevan 200 kPa. Pohjamaan syklisen rajajännityksen on arvioitu olevan 110 kPa, joka vastaa hienorakeisen maalajin syklistä rajajännitystä. Seuraavassa kuvassa 42 on esitettynä kolmella eri alusrakenteen syklisellä rajajännityksellä (180 kPa, 200 kPa ja 220 kPa) deformaation kertyminen akselimäärän funktiona. Laskennassa akselimäärä on yhteensä 500 000 ja 300 000 akselimäärän kohdalla tehdään tukikerroksen tuenta.

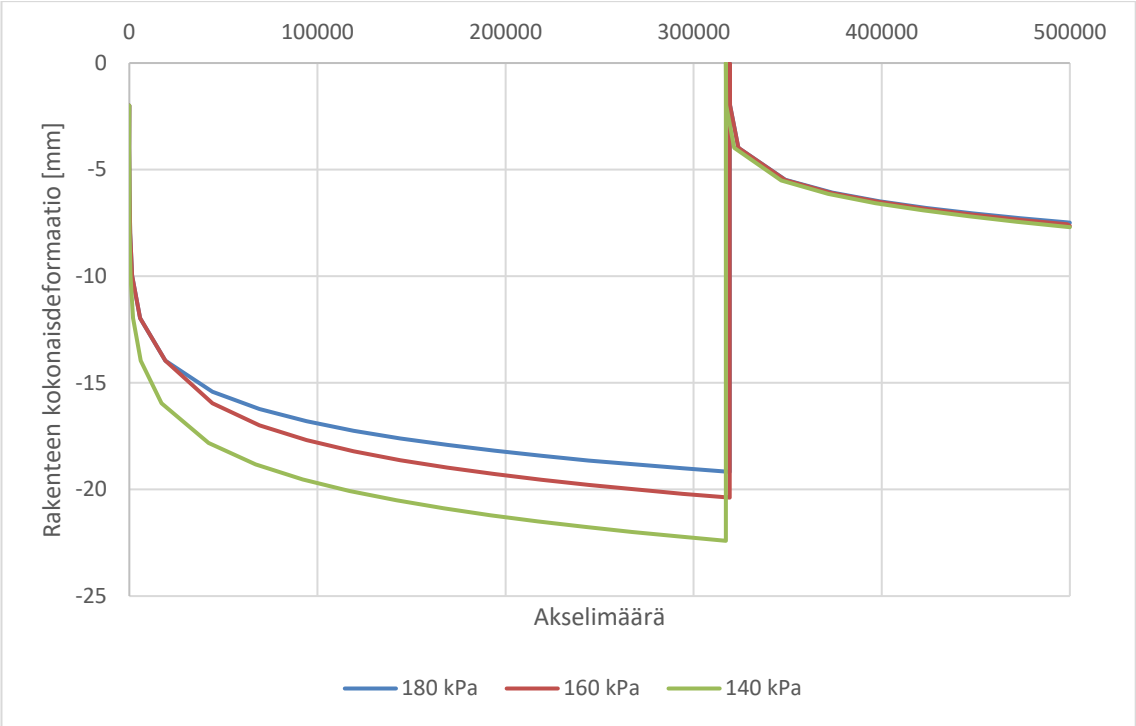


Kuva 42. Deformaation kertyminen eri alusrakenteen syklisillä rajajännityksillä akselimäärän funktiona, Tornio km909

Kuvassa 42 käytetyillä syklisillä rajajännityksillä tuennan jälkeisen alkutiivistymän jälkeen rakenteen vuosittainen kokonaisdeformaatio on noin 0,6…0,7 mm, joka vastaa suuruusluokaltaan routaseurantakohteesta tehtyjä mittauksia. Routaseurantakohteista mitatut vuosittaiset deformaatiot ovat välillä 0,5…1 mm. 200 000 akselimäärän jälkeen ennen tuentaa vuosittainen deformoituminen 180 kPa syklisellä rajajännityksellä on noin 0,9 mm, 200 kPa syklisellä rajajännityksellä 0,8 mm ja 220 kPa syklisellä rajajännityksellä 0,6 mm. Näillä tuloksilla saadaan mallinnettua laskentaohjelman herkkyyttä syklisen rajajännityksen oikean arvon suhteen. Todellisuudessa ei useinkaan ole saatavilla tietoa rakennekerrosten ja pohjamaan lujuusominaisuuksista, jolloin materiaalien syklistä rajajännitystä pitää arvioida rakeisuuksien perusteella.

6.2 Ylitornio km945

Ylitornio km945 seurantapisteen rakennekerrokset on ohuemmat, jonka perusteella pohjamaan voidaan arvioida olevan karkearakeisempi. Pohjamaan syklinen rajajännitys on laskuissa 190 kPa. Alusrakenteen syklinen rajajännitys arvioidaan olevan 160 kPa. Kuvassa 43 on esitettynä rakenteen kokonaisdeformaatio akselimäärän funktiona kolmella eri alusrakenteen syklisellä rajajännityksellä (140 kPa, 160 kPa ja 180 kPa). Vastaavasti kuin edellisessä kohdassa, kokonaisakselimäärä on 500 000 ja 300 000 akselin kohdalla tehdään tukikerroksen tuenta.



Kuva 43. Deformaation kertyminen akselimäärän funktiona eri alusrakenteen syklisillä rajajännityksillä, Ylitornio km945

Kuvassa 43 käytetyillä syklisillä rajajännityksillä 200 000 akselimäärän jälkeen ennen tuentaa vuosittainen deformoituminen on 180 kPa syklisellä rajajännityksellä on noin 0,6 mm, 160 kPa syklisellä rajajännityksellä 0,7 mm ja 140 kPa syklisellä rajajännityksellä noin 0,7 mm. Kuitenkin tuennan jälkeen kuvassa 43 vuosittainen deformaatio on noin 0,8 mm kaikilla alusrakenteen syklisillä rajajännityksillä, joka vastaa routaseurantakohteesta mitattua vuosittaista deformaatiota.

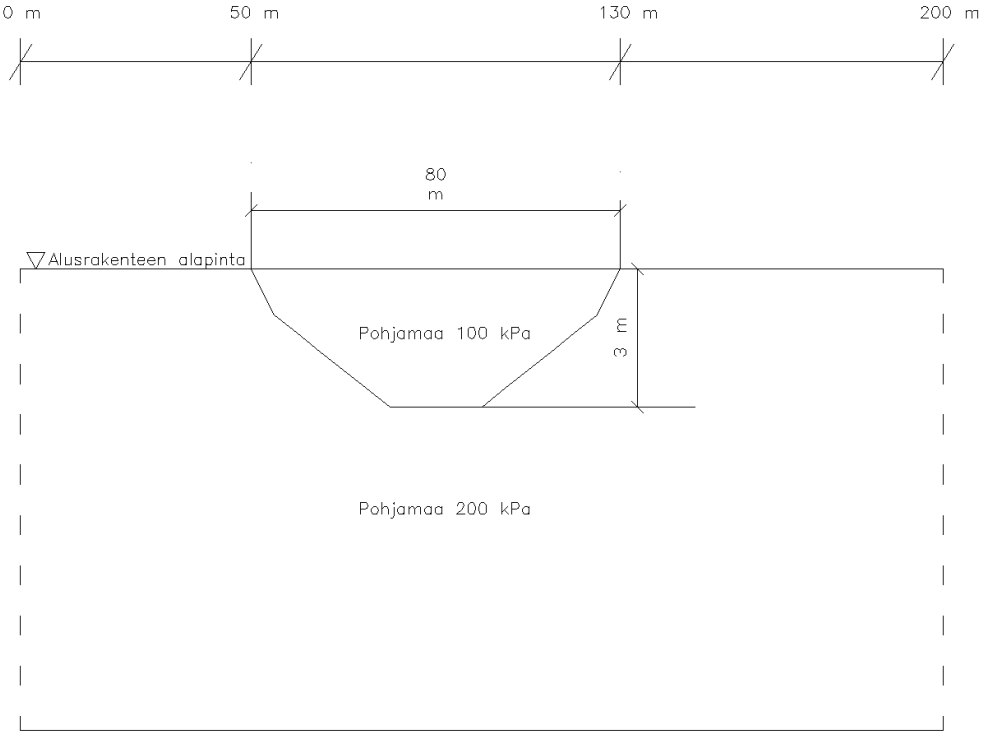
7. LASKENTATAPUKSET

7.1 Pehmeä pohjamaa

Tässä laskentaosiossa tarkastellaan pehmeiden pohjamaiden aiheuttamaa geometriavirhettä. Pehmeän pohjamaan syklinen rajajännitys laskuissa on 100 kPa, joka vastaa suuruusluokaltaan hienorakeisen maalajin, kuten saven syklistä rajajännitystä. Pohjamaan syklistä rajajännitystä varioidaan osassa laskuissa radan pituus- ja syvyyssuunnassa. Tarkastelujen tavoitteena on selvittää, kuinka paksu alusrakenne tarvitaan, jotta pohjamaan vaihtelun seurauksesta ei syntyisi merkittävää rakenteen deformaatiota. Yleisesti on havaittu, että 1 500 mm rakennepaksuudella vaikutukset radan geometriavirheen syntyyn jäävät hyvin vähäisiksi ja pysyvien muodonmuutosten kertyminen pienenee.

Tarkasteluissa on pidetty alusrakenteen syklinen rajajännitys vakiona ja varioitu alusrakenteen paksuutta. Alusrakenteen syklisenä rajajännityksenä käytetään 220 kPa, joka vastaa ominaisuuksiltaan arviolta karkearakeista hiekkaa. Laskuissa käytettävät alusrakenteen paksuudet ovat 600 mm, 1 200 mm ja 2 000 mm. Tarkasteluissa tukikerroksen paksuus on radan korkeusviivasta mitattuna 550 mm ja ratapölkkyjen alapuolinen raidesepeli on 300 mm paksu.

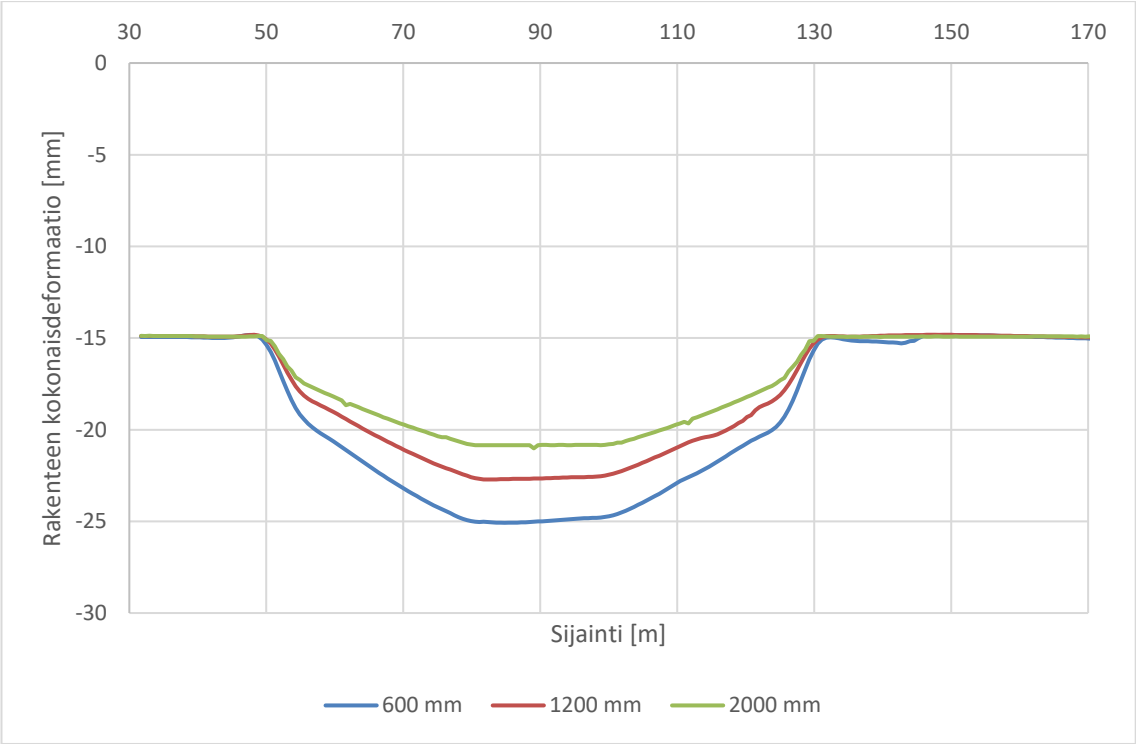
Ensimmäisessä tarkastelussa pohjamaa on pääosin karkearakeista hiekkaa, jonka sekaan on kerrostunut hienorakeinen painanne. Kuvassa 44 on esitettynä laskennassa käytetty pohjamaa alusrakenteen alapinnasta alkaen radan pituussuunnassa. Kuvassa on pysty- ja vaakasuunnassa eri mittakaavat.



Kuva 44. Pohjamaa alusrakenteen alapinnasta

Kuvassa 44 karkearakeisen hiekan (syklinen rajajännitys 200 kPa) sekaan on kerrostunut hienorakeinen painanne (syklinen rajajännitys 100 kPa), jonka maksimipaksuus on 3 m. Yhteensä pohjamaa on 10 m paksu. Pohjamaan aikaisempaa lujittumista tai konsolidoitumisesta aiheutuvaa painumaa ei huomioida laskennassa. Laskennassa pohjamaan eri kerrokset ovat homogeenisia eli kyseisten kerrosten sykliset rajajännitykset pysyvät vakioina radan pituus- ja syvyyssuunnassa. Laskennassa alusrakenteen alapinta pysyy samalla tasolla ja radan korkeusviiva nousee alusrakenteen paksuuden kasvaessa.

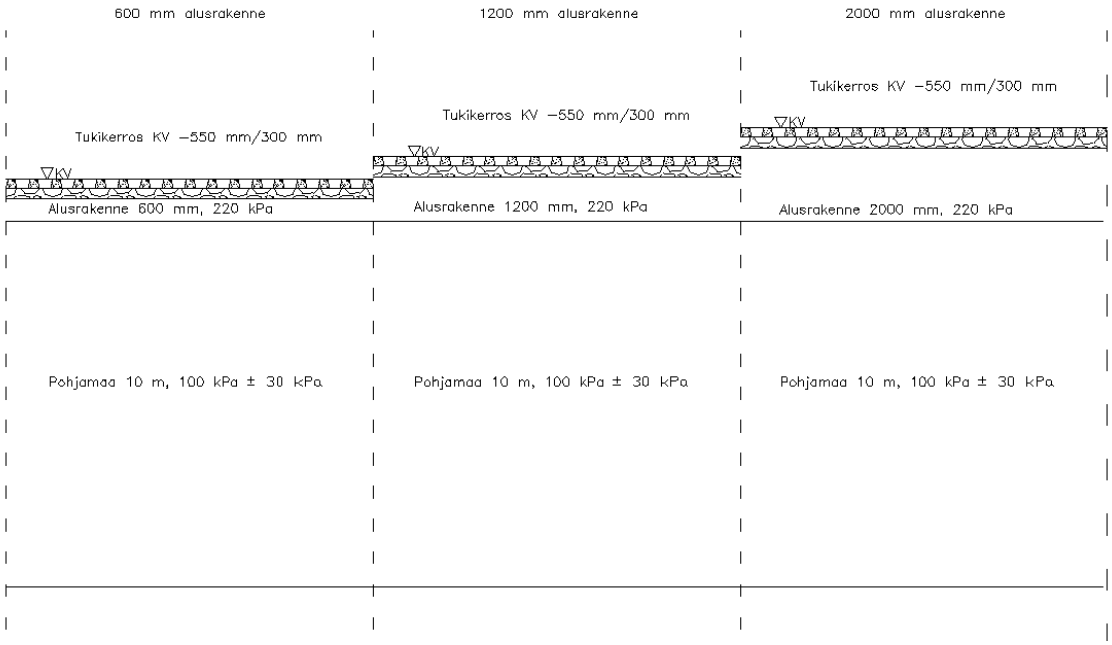
Tarkasteluissa on käytetty henkilöliikenteen kalustoa, jonka akselipaino on 160 kN ja ajonopeus 200 km/h. Kalustomalli on kahden peräkkäisen vaunun muodostama telipari. Akselimäärä on 500 000 kappaletta. Kuvassa 45 on esitetty ratapölkkyjen alapinnasta alkaen rakenteen kokonaisdeformaatio eri alusrakennepaksuuksilla.



Kuva 45. Rakenteen kokonaisdeformaatio ratapölkkyjen alapinnasta alkaen, kun akselimäärä on 500 000

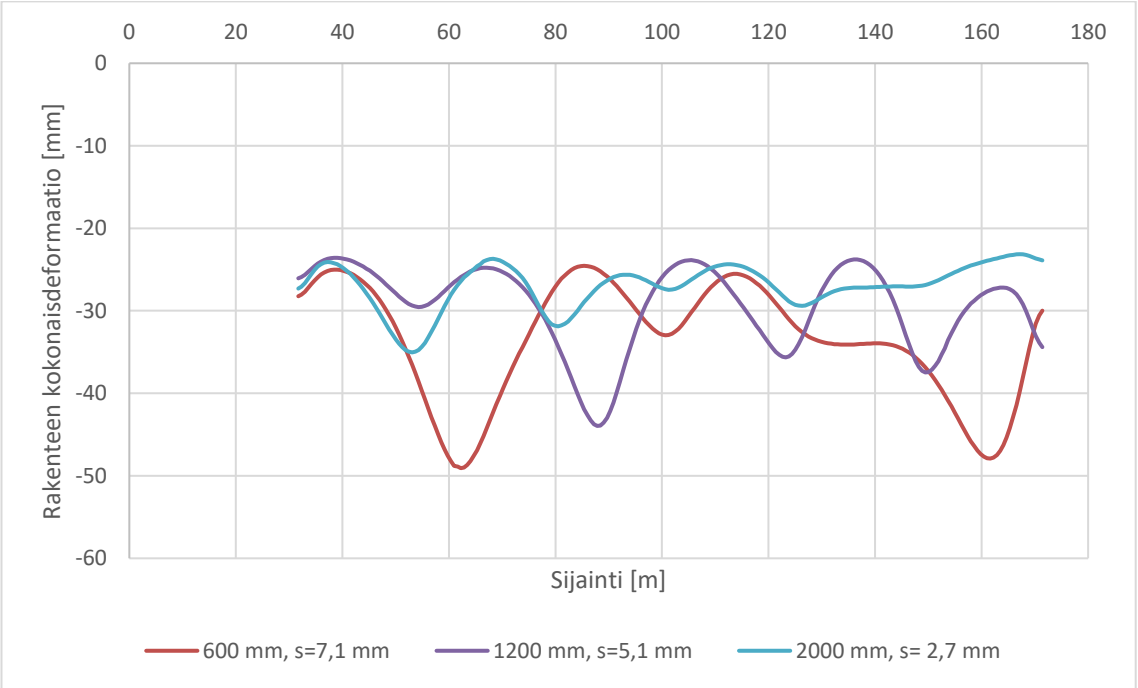
Kuvassa 45 sijainnilla 85 m radan pituussuunnassa muodostuu suurin rakenteen kokonaisdeformaatio. 600 mm alusrakenteella kokonaisdeformaatio on noin 25,1 mm, 1 200 mm alusrakenteella noin 22,7 mm ja 2 000 mm alusrakenteella noin 20,8 mm. 600 mm ja 2 000 mm alusrakennepaksuuksien välillä on noin 4,3 mm ero rakenteen kokonaisdeformaatiossa. Kuitenkin kuvasta on havaittavissa, että karkearakeisella pohjamaalla eri alusrakennepaksuuksien välillä ei ole merkittävää eroa rakenteen kokonaisdeformoitumisen kannalta. Sijainnilla 150 m radan pituussuunnassa kaikilla laskennassa käytetyillä alusrakennepaksuuksilla rakenteen kokonaisdeformaatio on noin 15 mm. Eri alusrakennepaksuuksien välillä syntyy vain vähäistä eroa geometriavirheessä karkearakeisen hiekan alueella johtuen kaluston aiheuttamasta dynaamisesta kuormituksesta.

Koska laskentaohjelmassa on mahdollista varioida satunnaisesti alusrakenteen- ja pohjamaan lujuusominaisuuksia, seuraavassa tarkastelussa varioidaan pohjamaan syklistä rajajännitystä. Pohjamaan syklisen rajajännityksen variointiin käytettävä vaihteluväli on $\pm$ 30 %. Tämä tarkoittaa sitä, että laskentaohjelma varioi pohjamaan syklistä rajajännitystä 70…130 kPa välillä. Pohjamaan paksuus on vakio 10 m laskuissa ja radan korkeusviivaa nostetaan alusrakenteen paksuuden kasvaessa. Kuvassa 46 on esitettynä eri laskentatapausten geometriat. Kuvassa on esitettynä alusrakenteen ja pohjamaan sykliset rajajännitykset sekä kerrosten paksuudet.



Kuva 46. Laskentatapausten periaatekuvat

Seuraavassa kuvassa 47 on esitettynä alusrakenteen paksuuden merkitys pohjamaan deformoitumiseen, kun pohjamaan luonnollinen vaihtelu on otettu huomioon. Rakenteen kokonaisdeformaatio on määritetty ratapölkkyjen alapinnasta. Tarkasteluissa on käytetty henkilöliikenteen kalustoa, jonka akselipaino on 160 kN ja ajonopeus 200 km/h. Kalustomalli on kahden peräkkäisen vaunun muodostama telipari. Akselimäärä on 500 000 kappaletta.



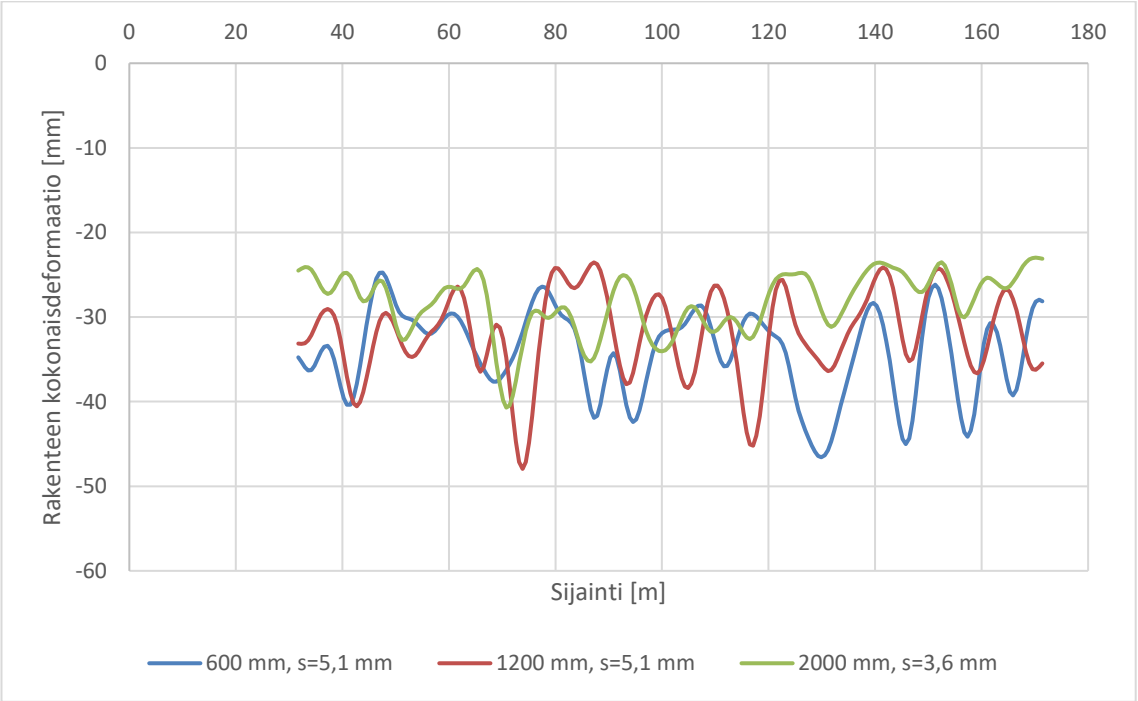
Kuva 47. Rakenteen kokonaisdeformaatio ratapölkkyjen alapinnasta alkaen, variointietäisyydet radan pituussuunnassa 10 m ja syvyyssuunnassa 2 m

Kuvassa 47 pohjamaan pituussuuntainen variointietäisyys on 10 m ja syvyyssuuntainen 2 m. Suoria johtopäätöksiä kuvaajien perusteella ei voida tehdä alusrakenteen paksuuden merkityksestä deformaation syntymiseen, koska laskentaohjelma varioi jokaiseen laskentatapauksen satunnaisen vaihtelun pohjamaalle erikseen. Esimerkiksi sijainnilla 60 m radan pituussuunnassa ei voida suoraan todeta, että 600 mm alusrakenteella syntyisi noin 20 mm suurempi deformaatio kuin 1200 mm ja 2000 mm alusrakenteella. Kuvaajista voidaan kuitenkin hahmottaa alusrakenteen paksuuden merkitys deformaation kertymiseen yleisesti. 600 mm alusrakenteella deformaation keskihajonta s keskiarvosta laskettuna on 7,1 mm. 1200 mm alusrakenteella keskihajonta on 5,1 mm ja 2000 mm alusrakennepaksuudella keskihajonta on 2,7 mm. Tästä voidaan tehdä johtopäätös, että ohuemmalla alusrakennepaksuudella syntyy suurempia eroja deformoitumisessa, koska keskihajonta on suurempaa kuin esimerkiksi 2000 mm alusrakenteella.

Edellä esitettyjen deformaatiokuvaajien kohdalla on otettava huomioon se, että laskenta alkaa ikään kuin uuden radan käyttöönotosta, jossa pohjamaa ei ole aiemman kuormituksen johdosta lujittunutta. Laskentatapauksissa korkeuspoikkeaman muoto radan pituussuunnassa muodostuu jo noin 50 000 akselin ylityksen jälkeen, jonka jälkeen pääosin absoluuttinen muodonmuutostaso kasvaa. Absoluuttinen deformaatiotaso saattaa edelleen kasvaa 500 000 akselimäärän jälkeen.

Kuvassa 48 on esitettynä samoilla laskentaparametreilla ja alusrakennepaksuuksilla deformaation kertymä. Poikkeuksena kuvan 47 tapaukseen on pohjamaan syklisen rajajännityksen variointietäisyydet. Tässä on radan pituussuunnassa käytetty 3 m

variointietäisyyttä ja syvyyssuunnassa 2 m. Näissä laskentatapauksissa akselimäärä on 500 000 kappaletta.

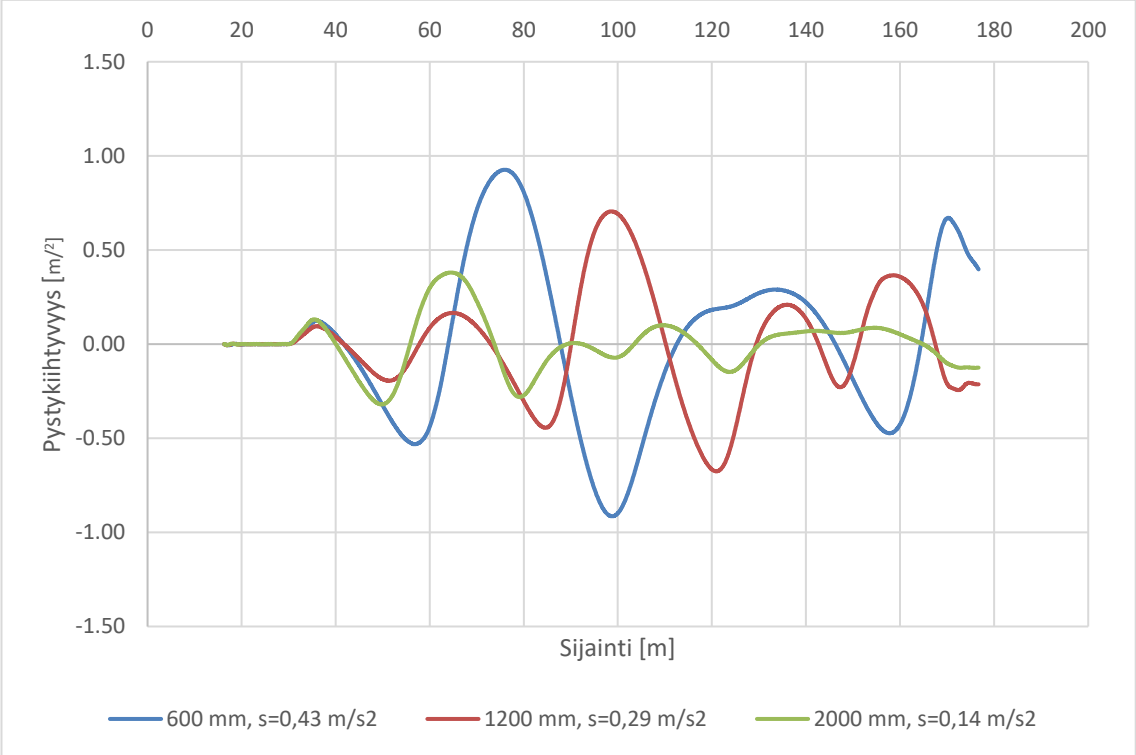


Kuva 48. Rakenteen kokonaisdeformaatio ratapölkkyjen alapinnasta alkaen, variointietäisyydet radanpituussunnassa 3 m ja syvyyssuunnassa 2 m

Kuvan 48 kuvaajissa on huomattava ero kuvan 47 kuvaajiin. Ero tulee pituussuuntaisen variointietäisyyden pienentämisestä. 600 mm alusrakennepaksuudella deformoitumisen keskihajonta on 5,1 mm, 1200 mm alusrakennepaksuudella keskihajonta on 5,1 mm ja 2000 mm alusrakennepaksuudella keskihajonta on 3,6 mm. Eri alusrakennepaksuuksien väliset keksihajonnat poikkeavat toisistaan huomattavasti vähemmän kuin edellisen kohdan keskihajonnat. Kuvan 48 laskentatapausten pituussuuntainen variointietäisyys on ääritapausta kuvaava. Todellisuudessa maalajikohtainen vaihtelu ei useinkaan ole näin pienipiirteistä ja voimakasta. Kuitenkin kuva 48 mallintaa keväisin tapahtuvaa sulamis-pehmenemiskäyttäytymistä. Routa sulaa pohjamaasta eri nopeudella keväisin, jolloin pohjamaan ominaisuuksien vaihtelu saattaa olla hyvinkin pienipiireistä. Luonnon maa-aines ei ole koskaan täysin homogeeninen, jolloin materiaalin ominaisuudetkin vaihtelevat. Yleensä vaihtelu ei kuitenkaan ole yhtä suurta kuin kuvan 48 tapauksissa on. Kuvan 47 tapaus puolestaan mallintaa realistisemmin pohjamaan luontaista vaihtelua esimerkiksi kesällä, jolloin maa ei ole jäässä, muttei tapahdu roudan sulamistakaan.

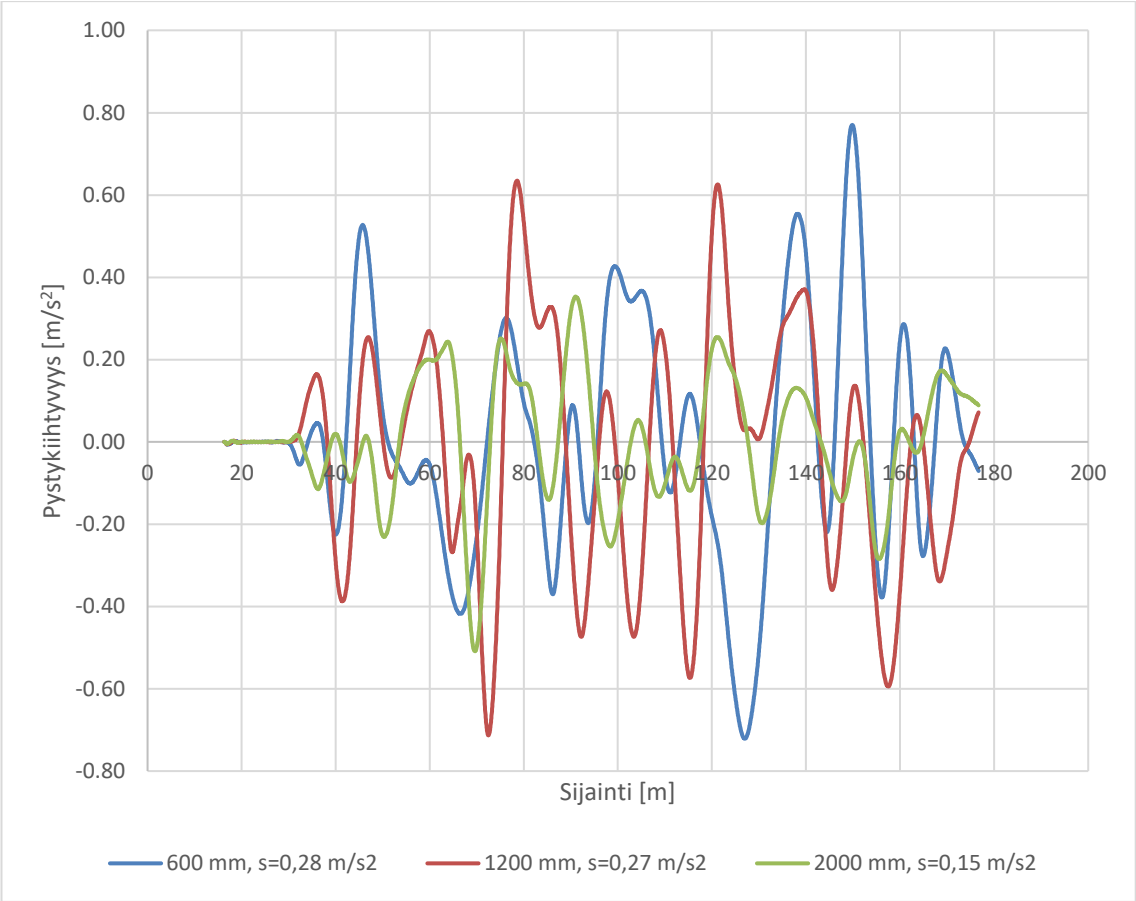
Kuvissa 49 ja 50 on esitettynä pohjamaan deformaation aiheuttamat vaunun korin pystykiihtyvyydet. Vaunun pystykiihtyvyys vaikuttaa matkustusmukavuuteen. Radan kunnon selvittämiseksi tehdään kiihtyvyysmittauksia vaunun korista ja telistä. Poikittais-

ja pystykiihtyvyysmittausten perusteella määritellään radan virheluokat. Virheluokassa C (alkava virhe) henkilövaunukaluston pystykiihtyvyyden raja-arvo on 1,3 m/s^2, luokassa D (sisällytettävä kunnossapitosuunnitelmaan ja korjattava lähitulevaisuudessa) raja-arvo on 1,5 m/s^2. Välittömästi korjattavan virheen raja-arvo on 2,5 m/s^2. (RATO 13) Kuvassa 49 on esitetty kuvan 47 geometriavirheiden aiheuttamat vaunurungon kiihtyvyydet ja kuvassa 50 on vastaavasti esitetty kuvan 48 laskennan kiihtyvyydet.



Kuva 49. Vaunun korin massakeskipisteen kiihtyvyydet, variointietäisyys pituussuunnassa 10 m ja syvyyssuunnassa 2 m

Kuvassa 49 alusrakennepaksuudella 600 mm kiihtyvyyden keskihajonta on 0,43 m/s^2. Alusrakennepaksuudella 1200 mm keskihajonta on 0,29 m/s^2 ja alusrakennepaksuudella 2000 mm keskihajonta on 0,14 m/s^2. 600 mm alusrakenteella vaunun kiihtyvyyksien keskihajonta on noin 3-kertainen verrattuna 2 000 mm alusrakenteeseen.



Kuva 50. Vaunun korin massakeskipisteen kiihtyvyydet, variointietäisyys pituussuunnassa 3 m ja syvyyssuunnassa 2 m

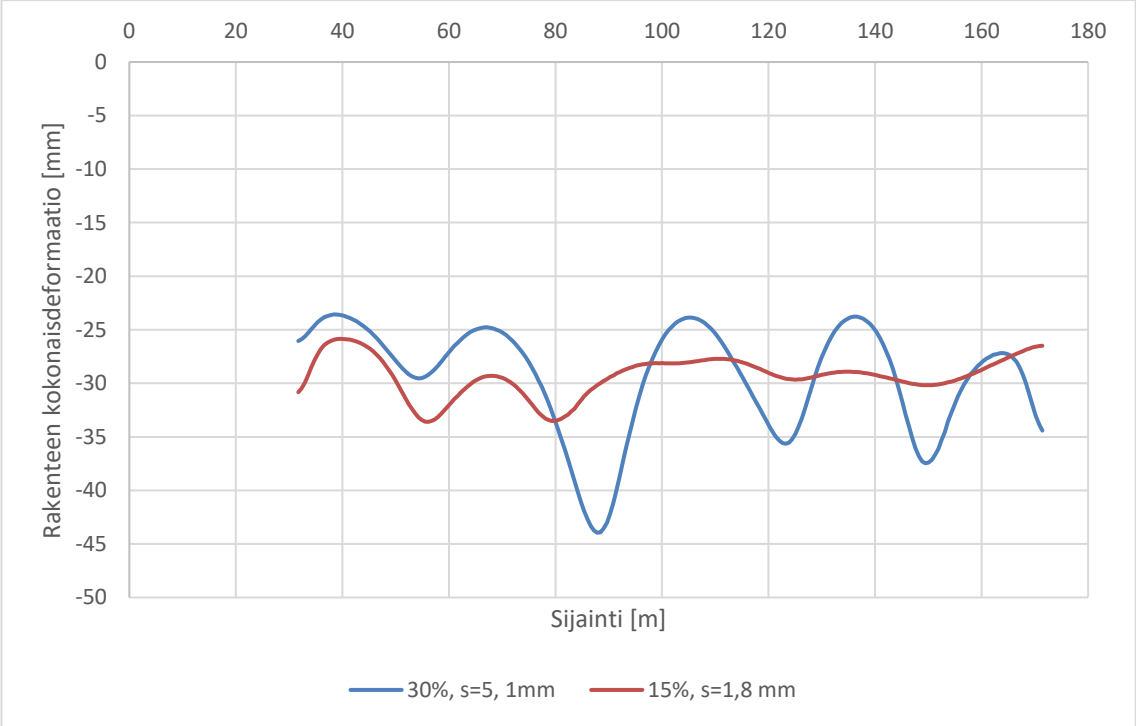
Vastaavasti kuvassa 50 alusrakennepaksuudella 600 mm kiihtyvyyden keskihajonta on 0,28 m/s^2. Alusrakennepaksuudella 1200 mm keskihajonta on 0,27 m/s^2 ja alusrakennepaksuudella 2000 mm keskihajonta on 0,15 m/s^2. Verrattuna kuvan 49 tapaukseen 600 mm alusrakenteella vaunun kiihtyvyyksien keskihajonta on noin 1,9-kertainen verrattuna 2 000 mm alusrakenteeseen.

Vaunun korin massakeskipisteestä lasketut kiihtyvyydet ovat kuitenkin pienempiä kuin C-luokan virheiden aiheuttamat kiihtyvyydet. Tästä voidaan tehdä johtopäätös, että melko voimakaskaan pohjamaan ominaisuuksien vaihtelu ei aiheuta näiden laskelmien mukaan kunnossapitotarvetta. Kalustomalli ja sen parametrisointi vaikuttaa kuitenkin keskeisesti kaluston kiihtyvyyksiin. Laskentaohjelmassa kalusto on mallinnettu ensisijaisesti kuormitusnäkökulmasta, jolloin kuvien 49 ja 50 laskennalliset kiihtyvyydet voivat olla alhaisempia kuin todellisuudessa.

Näiden tulosten perusteella voidaan tehdä alustava johtopäätös siitä, että riippumatta alusrakenteen paksuudesta pehmeän pohjamaan luonnollisesta vaihtelusta johtuen ei pohjamaan deformaatioeroja pystytä täysin poistamaan. Tulokset kuitenkin vahvistavat jo aikaisempaa havaintoa siitä, että 1 500 mm rakennepaksuudella deformaatio

pienenee merkittävästi. Erityisesti kuvan 47 tapauksessa deformaation keskihajonta pienenee merkittävästi paksummilla alusrakennepaksuuksilla, jolloin voidaan tehdä päätelmä siitä, että paksummilla alusrakenteilla saadaan pienennettyä deformaatioeroja. Samaa johtopäätöstä tukee myös vaunun kiihtyvyydet kuvan 49 tapauksessa. Jos geometriavirhe radan pituussuunnassa on kuvan 48 mukaista pienipiirteistä, tällöin kiihtyvyydet vaunun korista mitattuna eivät vaihtele yhtä merkittävästi.

Edellä esitetyissä laskuissa käytetty pohjamaan syklisen rajajännityksen vaihteluväli on kuitenkin huomattavan suuri. Näin suuri vaihteluväli maalajikohtaisesti ei välttämättä kuvaa reaalimaailman pohjamaan vaihtelua, vaan se kuvaa ääritapauksen vaihtelua pohjamaassa. Kuvassa 51 on esitettynä vertailuna deformaation kertyminen 1 200 mm alusrakennepaksuudella, kun syklisen rajajännityksen vaihteluväli on ± 15 % sekä ± 30 %. Pohjamaan syklisen rajajännityksen variointietäisyydet ovat radan pituussuunnassa 10 m ja syvyyssuunnassa 2 m.

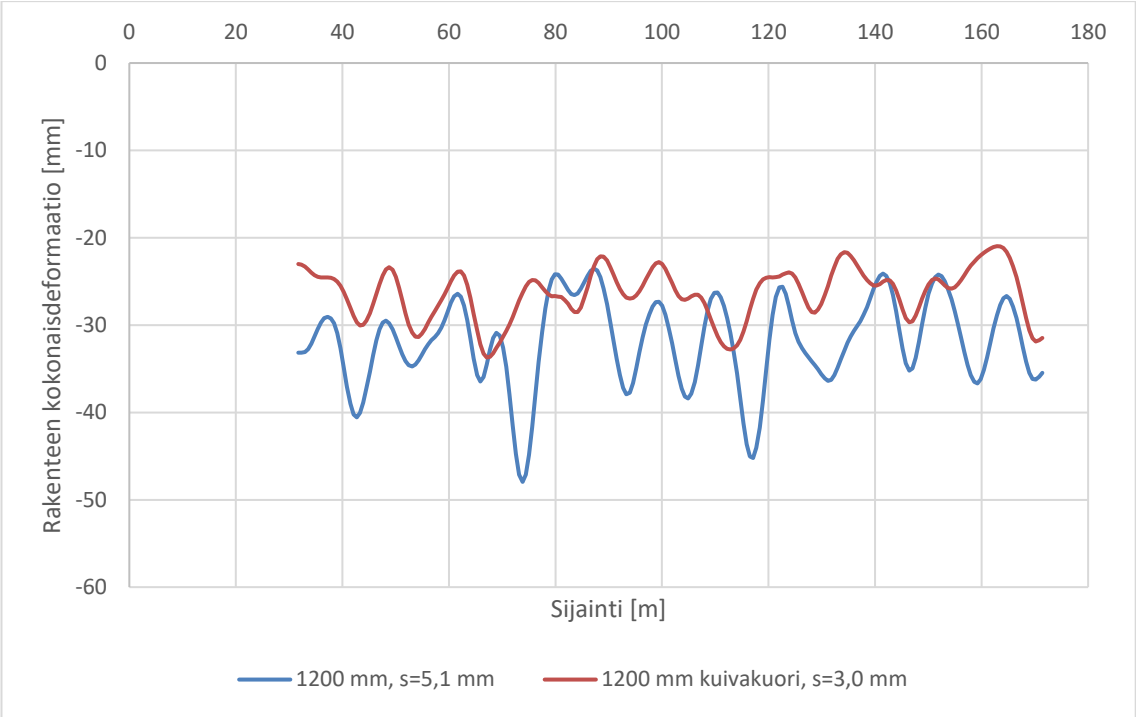


Kuva 51. Rakenteen kokonaisdeformaatio ratapölkkyjen alapinnasta alkaen 1 200 mm alusrakenteella pohjamaan syklisen rajajännityksen eri vaihteluvälillä

Vertaamalla kuvan 51 kuvaajia kuvan 47 kuvaajiin havaitaan selkeä ero deformaatioeroissa, kun pohjamaan syklisen rajajännityksen vaihteluväliä muutetaan. Pienemmällä vaihteluvälillä erot deformoitumisessa ovat luonnollisesti pienempiä. Vaihteluvälillä ± 15 % deformaation keskihajonta on enää vain 1,8 mm, kun vaihteluvälillä ± 30 % keskihajonta on 5,1 mm.

Näiden tulosten perusteella voidaan tehdä johtopäätös siitä, että arvio pohjamaan luontaisesta vaihtelusta vaikuttaa paljonkin siihen, millaisia deformaatioeroja syntyy. Pohjamaan luonnollisen vaihtelun arvioiminen on varsin hankalaa. Edellisissä tarkasteluissa mallinnetaankin alusrakenteen paksuuden merkitystä deformaatioerojen syntyyn. Laskentatapausten tarkoituksena ei ole pohjamaan realistinen mallintaminen ja parametrisointi, vaan pohjamaan voimakkaalla vaihtelulla luodaan geometriaerot rakenteeseen. Yleisesti tiedossa on se, että pohjamaa ei ole koskaan täysin homogeeninen ja luonnon maa-aineksessa on aina vaihtelua. Kuitenkin vaihtelun suuruuden määritys vaatii tarkempia tietoja pohjamaaolosuhteista, jotta saadaan mallinnettua riittävän realistisesti pohjamaan merkitys geometriavirheen syntyyn. Pohjamaan merkitystä radan geometriavirheen syntyyn saadaan kuitenkin pienennettyä paksummalla alusrakenteella. Huomioitavaa on myös se, että edellä esitetyissä laskuissa pohjamaa on hyvinkin hienorakeinen ja alusrakenne laadultaan karkearakeista hiekkaa vastaava. Alusrakenne on laskuissa laadultaan tasaista eli alusrakenteen syklinen rajajännitys ei vaihtele.

Hienorakeisten pohjamaiden kohdalla kuivakuorikerros on hyvin tyypillinen ilmiö. Kuivakuorikerros syntyy pohjavedenpinnan yläpuolelle ja mineraalirakeiden kuivumiskutistuman johdosta se on hienorakeisten maalajien kantavampi pintakerros. Seuraavassa tarkastelussa on lisättynä alusrakennekerroksen ja pohjamaan väliin 1 m paksuinen kuivakuorikerros, jonka syklinen rajajännitys on 180 kPa. Kuivakuoren ominaisuuksien on oletettu pysyvän vakiona eli kuivakuori mallinnetaan homogeenisena kerroksena. Pohjamaan syklinen rajajännitys on 100 kPa $\pm$ 30 % näissä tarkasteluissa. Kuvassa 52 on esitettynä tulokset, kun alusrakenteen paksuus on 1 200 mm. Laskennassa käytetty akselimäärä on 500 000.



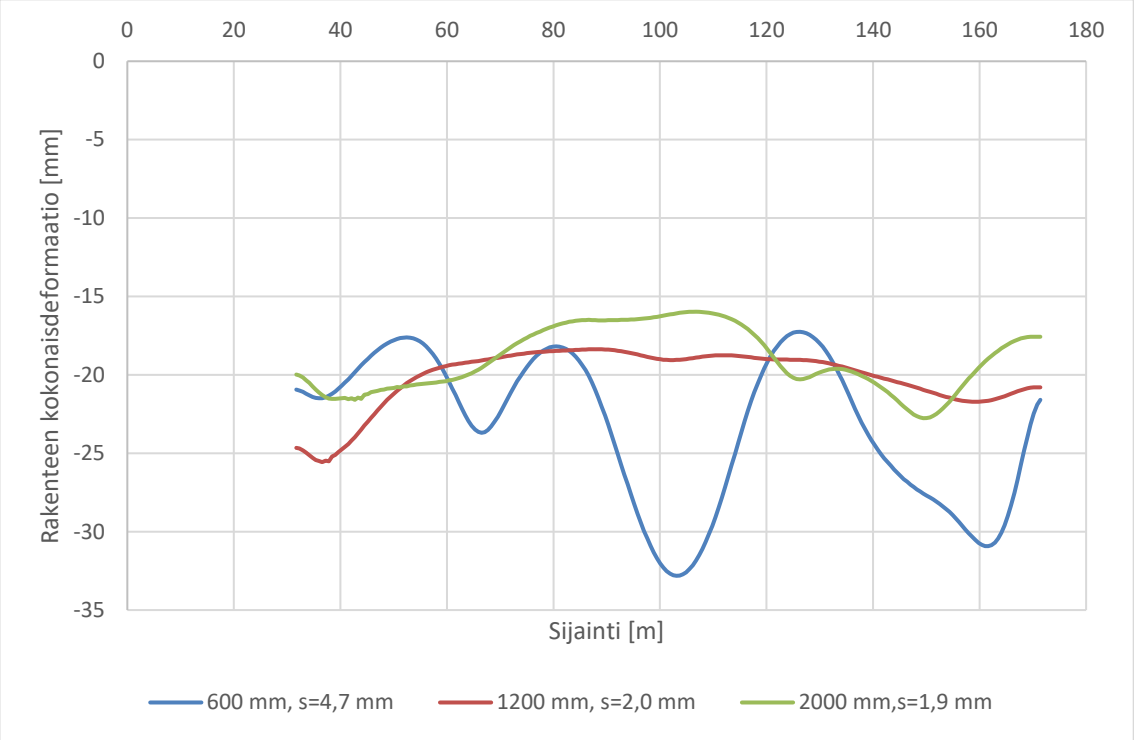
Kuva 52. Kuivakuoren merkitys rakenteen kokonaisdeformaatioon 1200 mm alusrakenteella

Kuvassa 52 havaitaan selkeästi se, että deformaatioerot pienenevät merkittävästi, kun laskentaan mallinnetaan homogeeninen kuivakuorikerros. Kuivakuorikerroksen kanssa keskihajonta on 3,0 mm ja ilman kuivakuorta keksihajonta on 5,1 mm.

Nämä edellä esitetyt tarkastelut pehmeiden pohjamaiden aiheuttamasta geometriavirheestä tukevat sitä johtopäätöstä, että pohjamaaolosuhteiden tunteminen realististen mallinnustulosten kannalta on välttämätöntä. Mallinnuksessa saadut tulokset ovat sitä realistisempia mitä tarkemmin pohjamaasta on tietoa. Edellä esitetyt laskentatulokset osoittavat sen, kuinka oleellista on pystyä kuvaamaan mahdollisimman tarkasti pohjamaaolosuhteet ja erityisesti pohjamaan ominaisuuksien vaihtelu.

Edellisissä tarkasteluissa pohjamaan lujuus on pidetty vakiona syvyyden suhteen. Kuitenkin maalajit usein kerrostuvat siten, että hienorakeiset maalajit ovat päällimmäisenä ja syvemmällä on karkearakeisempia maalajeja, joiden syklinen rajajännitys on suurempi. Lisäksi maan oma paino puristaa syvemmällä olevia rakeita tiiviimmin toisiaan vasten, jolloin niiden syklinen rajajännitys kasvaa kitkakulman kasvun seurauksesta. Seuraavassa tarkastelussa pohjamaan syklinen rajajännitys on 100 kPa + 10 kPa/m. Pohjamaan syklinen rajajännitys kasvaa siis 10 kPa jokaista metriä kohden syvyyssuunnassa. Lisäksi pohjamaan syklistä rajajännitystä varioidaan samalla tavalla kuin edellisissä tarkasteluissa eli $\pm$ 30 %. Variointietäisyys radan pituussuunnassa on 10 m ja syvyyssuunnassa 2 m. Kuvassa 53 on esitettynä laskentatulokset. Alusrakenne

on tasalaatuinen ja sen syklinen rajajännitys on 220 kPa, ja sen paksuutta varioidaan. Akselimäärä on 500 000 kappaletta.



Kuva 53. Rakenteen kokonaisdeformaatio eri alusrakennepaksuuksilla, kun pohjamaan syklinen rajajännitys kasvaa syvyyden suhteen

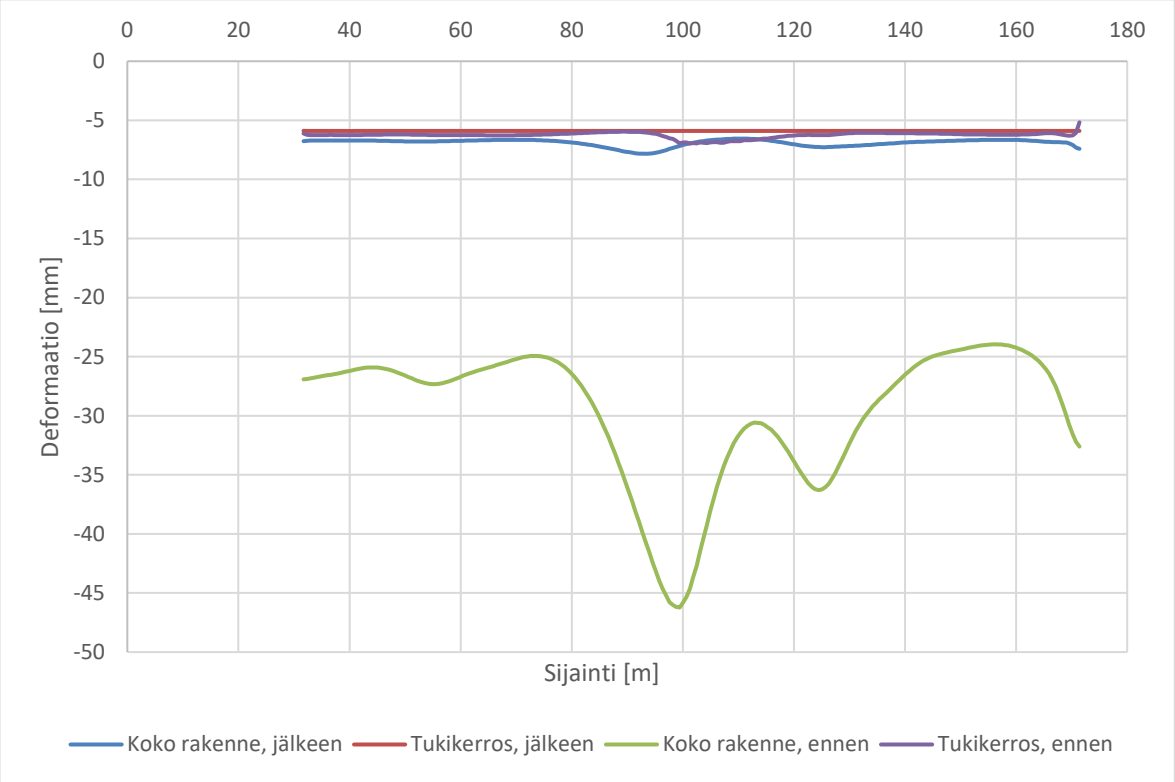
Kuvan 53 perusteella voidaan tehdä johtopäätös siitä, että syklisen rajajännityksen kasvattaminen syvyyden suhteen vaikuttaa kaikilla alusrakennepaksuuksilla rakenteen absoluuttiseen deformaatiotasoon, mutta erityisesti 600 mm alusrakenteella deformaatioerot radan pituussuunnassa ovat edelleen merkittäviä. 600 mm alusrakenteella keskihajonta on 4,7 mm, 1 200 mm alusrakenteella keskihajonta on 2,0 mm ja 2 000 mm alusrakenteella keskihajonta on 1,9 mm.

7.2 Tuennan merkitys geometriavirheen syntyyn pehmeillä pohjamailla

Seuraavassa kuvassa 54 tarkastellaan tuennan eli tukikerroksen kunnossapidon merkitystä deformaation kertymiseen pehmeillä pohjamailla. Laskennassa on yhteensä 500 000 akselin ylitystä. Tuenta toteutetaan 300 000 akselin ylityksen kohdalla. Alusrakenteen paksuus on 600 mm. Kuvassa 54 on esitettynä tukikerroksen tuennan merkitys radan geometriavirheeseen.

Laskentaohjelmassa tuennan toteutuksessa tukikerros resetoidaan alkutilaa vastaavaksi, ja rata nostetaan vastaamaan alkuperäistä korkeusviivan tasoa.

Tuentamalli on nykyisellään varsin yksikertainen, eikä välttämättä kuvaa täysin todenmukaisesti todellisen tukikerroksen jälkitiivistymistä ja tuentatyön vaikutusta.



Kuva 54. Tukikerroksen tuennan vaikutus deformaatioon

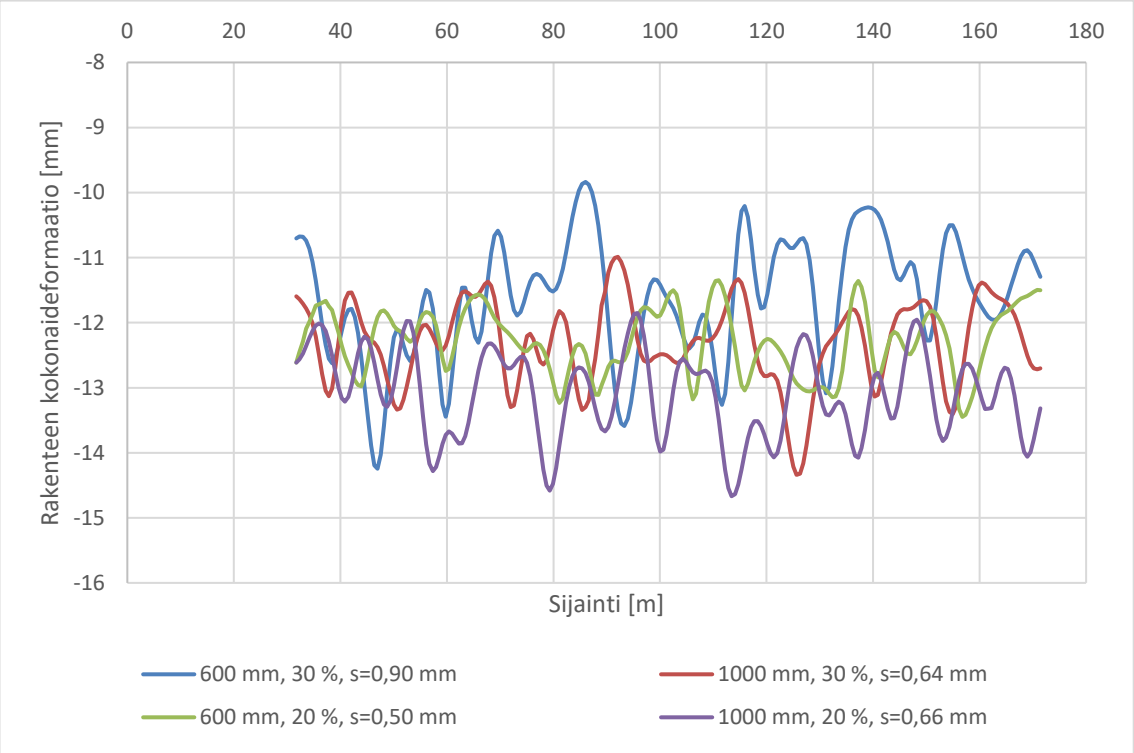
Kuvassa 54 on esitettynä koko rakenteen ja pelkän tukikerroksen deformaatiot radan pituussuunnassa ennen tuentaa (akselimäärä yhteensä 300 000) ja tuennan jälkeen, kun radan pituusleikkauksen on ylittänyt 200 000 akselia (akselimäärä yhteensä 500 000). Kuten kuvasta 5 voidaan päätellä, tuennalla on merkittävä vaikutus rakenteen kokonaisdeformoitumiseen. Ennen ensimmäistä tuentaa pohjamaan rooli korostuu merkittävästi rakenteen kokonaisdeformaatiossa. Pohjamaan aiheuttamat deformaatioerot saadaan näiden laskentatapausten perusteella poistettua lähes kokonaan jo yhden tuentakerran jälkeen, jolloin radan pituussuuntaan ei muodostu enää merkittäviä deformaatioeroja. Tuennan jälkeen suurin osa rakenteen kokonaisdeformaatiosta muodostuu enää tukikerroksen deformaatiosta.

Edellä esitetyissä tarkasteluissa ei huomioida pohjamaan konsolidoitumisesta aiheutuvaa pohjamaan tiivistymistä, joka on hienorakeisilla maalajeilla oleellisessa osassa niiden pitkäaikaista kuormituskäyttäytymistä. Laskentaohjelmassa on mahdollista huomioida pohjamaan konsolidoituminen syöttämällä tieto pohjamaan konsolidoitumisesta 100 vuoden aikana, mutta tässä yhteydessä ilmiö jätetään pois tarkasteluissa.

7.3 Kantava pohjamaa

Tässä laskentaosiossa tehdään edellisen kohdan tarkastelut, mutta kantavalle pohjamaalle. Pohjamaan syklisenä rajajännityksenä käytetään 220 kPa ja vaihteluväli sille on ± 30 % sekä ± 20 %. Pohjamaan syklisen rajajännityksen variointietäisyys radan pituussuunnassa on 3 m ja syvyyssuunnassa 2 m. Tarkasteluissa pohjamaan paksuus on 10 m. Koska pohjamaa on karkearakeinen, kuivakuorikerrosta ei mallinneta. Käytetyt alusrakennepaksuudet ovat 600 mm ja 1 000 mm. Alusrakenteen syklinen rajajännitys on 180 kPa ja sen ominaisuudet ovat homogeeniset radan pituus- ja syvyyssuunnassa.

Kuvassa 55 on esitettynä muodonmuutoserojen kertyminen radan pituussuunnassa kahdella eri alusrakenne paksuudella ja kahdella eri pohjamaan syklisen rajajännityksen vaihtelulla. Näissä tarkasteluissa on vain 100 000 akselin ylitystä. Pehmeillä pohjamailla deformaatioerot eri laskentatapausten välillä ovat huomattavasti suurempia, jolloin suurempi akselimäärä on tarkoituksenmukaisempi. Kuitenkin 600 mm alusrakenteella 100 000 ja 500 000 akselimäärän välinen absoluuttinen deformaatioero on noin 2 mm ja keksihajonnat poikkeavat toisistaan vain 0,15 mm verran, kun pohjamaan syklisen rajajännityksen vaihteluväli on ± 30 %. Tässä yhteydessä 100 000 akselin ylitystä on riittävä määrä kuvaamaan deformaatioeroja eri alusrakennepaksuuksien välillä, kun kyseessä on kantava pohjamaa.



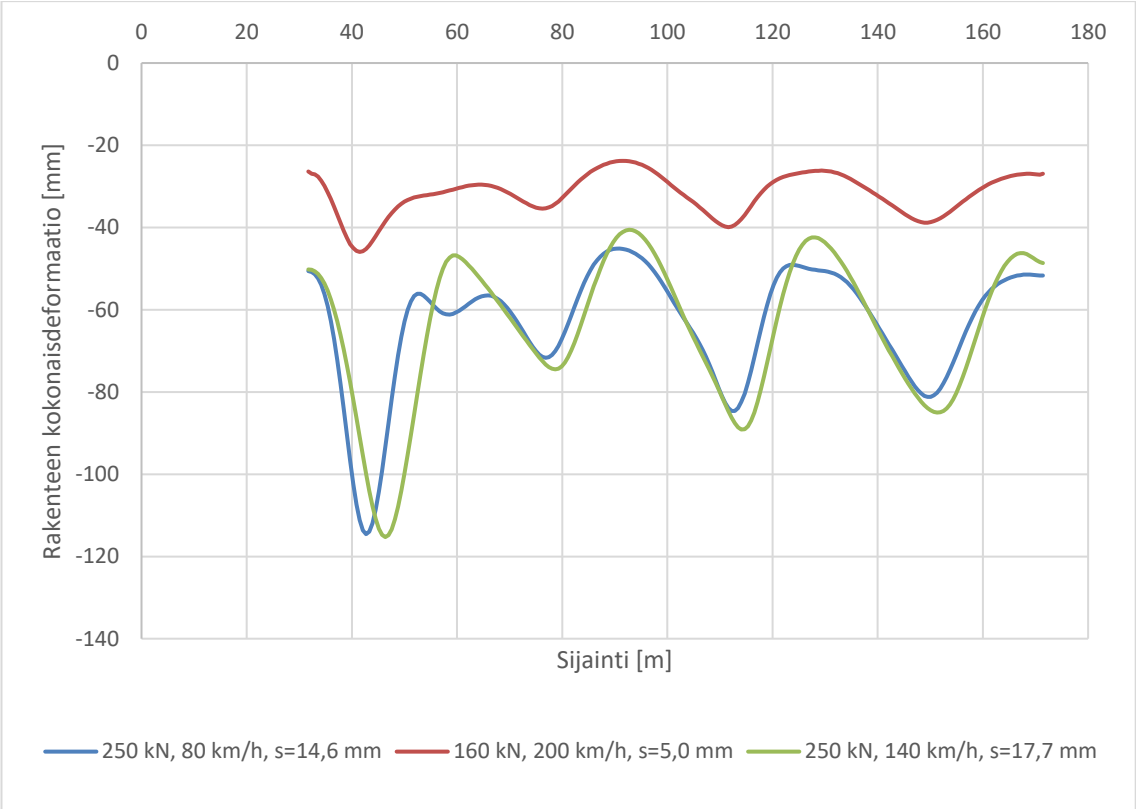
Kuva 55. Rakenteen kokonaisdeformaatio kantavalla pohjamaalla 600 mm ja 1000 mm alusrakennepaksuudella, variointietäisyys pituussuunnassa 3 m ja syvyyssuunnassa 2 m

Suuremmalla vaihteluvälillä 600 mm alusrakenteella deformaation keskihajonta on 0,90 mm ja 1000 mm alusrakenteella 0,64 mm. Pienemmällä vaihteluvälillä 600 mm alusrakenteella deformaation keskihajonta on 0,50 mm ja 1000 mm keskihajonta on 0,66 mm.

Näiden tulosten pohjalta voidaan tehdä johtopäätös siitä, ettei kantavilla pohjamailla ominaisuuksien vaihtelun tarkka tunteminen ole yhtä kriittistä geometriavirheen mallinnuksessa kuin pehmeiden pohjamaiden kohdalla. Kantavilla pohjamailla ei havaita yhtä merkittäviä eroja rakenteen deformoitumisessa ja deformaatioeroissa eri alusrakennepaksuuksilla kuin pehmeiden pohjamaiden kohdalla eikä deformaation absoluuttinen taso poikkea merkittävästi eri alusrakennepaksuuksien välillä.

7.4 Ajonopeuden ja akselipainon vaikutus deformaatioon

Edellisen kohdan laskuissa on käytetty yksinkertaistuksen takia yhtä kalustoa, jonka akselipaino on 160 kN ja ajonopeus on 200 km/h. Seuraavaksi tarkastellaan, millainen vaikutus akselipainolla ja ajonopeudella on deformaatioeroihin radan pituussuunnassa. Kuvassa 56 on 250 kN akselipainolla ja 80 km/h sekä 140 km/h ajonopeudella esitetty deformaatioerot radan pituussuunnassa, kun alusrakenne on pehmeällä pohjamaalla, jonka syklinen rajajännitys on 100 kPa $\pm$ 30 %. Alusrakenteen paksuus on 1 200 mm ja syklinen rajajännitys 180 kPa. Lisäksi samassa kuvassa on vertailuna 160 kN akselipainolla ja 200 km/h ajonopeudella deformaatiot. Akselimäärä on 500 000 kappaletta.



Kuva 56. Akselipainon ja ajonopeuden vaikutus rakenteen kokonaisdeformaatioon pehmeillä pohjamailla

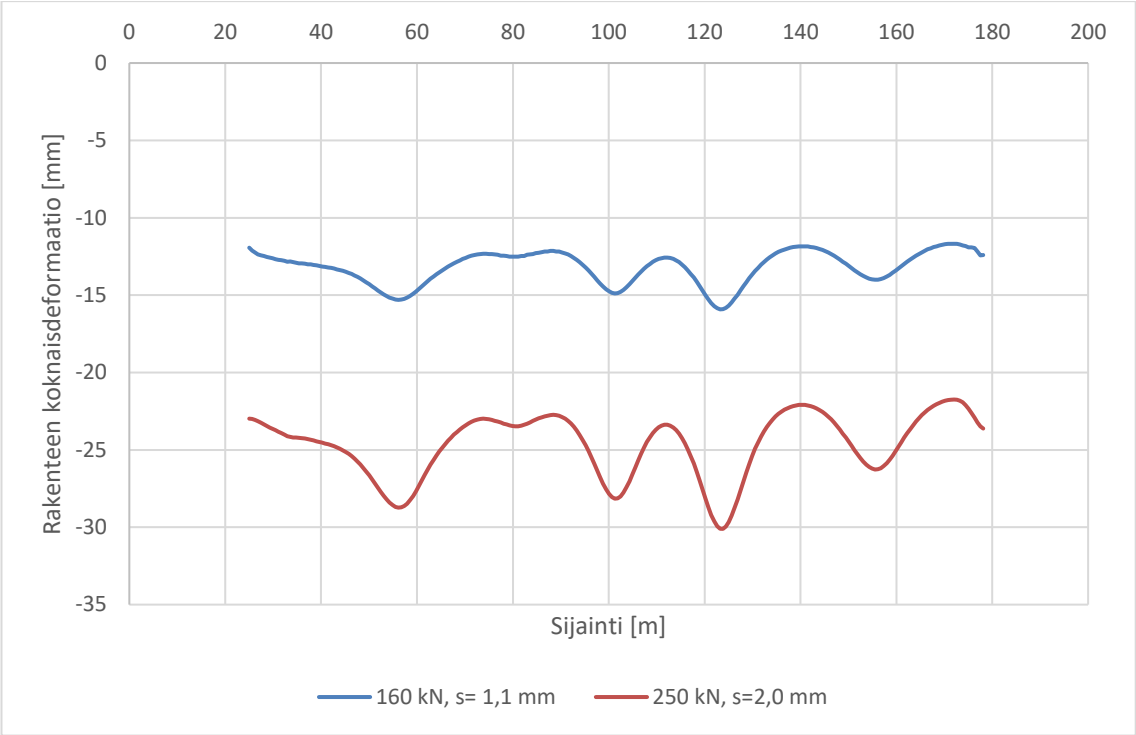
Kuvaajista on selkeästi havaittavissa, että käytetty akselipaino vaikuttaa huomattavasti deformaatioihin. 160 kN akselipainolla keskihajonta on 5,0 mm. 250 kN akselipainolla ja 80 km/h ajonopeudella keskihajonta on 14,6 mm. 140 km/h ajonopeudella keskihajonta on 17,7 mm. Akselipaino vaikuttaa sekä absoluuttiseen kokonaisdeformaatioon että deformaatioeroihin radan pituussunnassa. Raskaammalla kalustolla deformaation keskihajonta on 3,1-kertainen verrattuna 160 kN deformaation keskihajontaan. Tässä pohjamaan syklinen rajajännitys ja sen vaihteluväli on tarkoituksellisesti ääritapausta kuvaavia eikä niissä ole huomioitu kuivakuorikerrosta, jotta saadaan mallinnettua raskaan liikenteen ongelmallisuutta.

Nämä erot deformaatioissa eri akselipianojen välillä selittyvät jännitysten jakautumisella. Raskaammilla akselipainoilla pehmeän pohjamaan rooli deformoitumisessa alkaa korostumaan enemmän, koska jännitykset jakautuvat syvemmälle rakenteessa, jolloin ne kohdistuvat myös syvemmälle pohjamaahan. Kuten osiossa 5.4 todettiin, akselipaino vaikuttaa huomattavasti pystyjännityksiin erityisesti rakenteen pinnalla, mutta myös syvemmällä rakenteessa jännitykset ovat suurempia, jolloin plastisia muodonmuutoksia syntyy syvemmällä rakenteessa. Ajonopeudella ei havaita näiden tulosten perusteella olevan merkittävää eroa deformaation keskihajonnassa. Tässä muodonmuutokset

tapahtuvat laaja-alaisesti, jolloin kaluston ajonopeuden merkitys deformaatiossa ei korostu.

Nämä tulokset osoittavat sen, että radan rakennekerrosten mitoituksessa on otettava huomioon sekä pohjamaan laatu että käytetty akselipaino ja ajonopeus. Yleisesti on tiedossa, että raskaammat akselipainot aiheuttavat erilaisia geometriavirheitä ja kunnossapitotarve kasvaa, kun akselipainot kasvavat. Suuremmilla akselipainoilla ollaan lähempänä maan murtokuormaa. Kuten työssä on tuotu aiemmin esille, maan käyttäytymiseen kuormituksen alaisena vaikuttaa se, kuinka lähellä maahan kohdistuva kuormitus on maan murtokuormaa. Lisäksi akselien ylitys aiheuttaa radan rakennetta syklisesti kuormittavan rasituksen. Kuten työssä on aiemmin todettu, plastisten muodonmuutosten osuus kokonaismuodonmuutoksista syklisen kuormituksen alaisena alkaa pienentymään kuormituskertamäärien kasvaessa, kun maa adaptoituu vallitsevaan kuormitustilanteeseen. Raskaammilla akseleilla vastaavaa adaptoitumista ei ole samalla tavalla havaittavissa, koska maa ei kykene adaptoitumaan kuormitussyklien eli akselin ylityksien välillä, sillä kuormitus on lähempänä maan murtokuormaa. Erityisesti vähäliikenteisillä teillä, joissa on ohuet rakennekerrokset, jännitykset eivät jakaudu tarpeeksi laajalle alueelle, mikä nostaa pohjamaan jännitystilaa (ROADEX 2024a). Sama ilmiö tapahtuu ratarakenteillakin ohuilla rakennekerroksilla.

Seuraavaksi tarkastellaan 250 kN akselipainoin vaikutusta deformaatioihin kantavilla pohjamailla. Pohjamaan paksuus on tarkasteluissa 10 m ja syklinen rajajännitys 220 kPa $\pm$ 30 %. Pohjamaan syklisen rajajännityksen variointietäisyydet ovat radan pituussuunnassa 10 m ja syvyyssuunnassa 2 m. Alusrakenteen paksuus on 1 000 mm ja sen syklinen rajajännitys on vakio 180 kPa. Raskaan kaluston ajonopeus on tässä vain 80 km/h, koska edellisessä tarkastelussa pehmeillä pohjamailla todetaan, ettei ajonopeudella ole merkittävää vaikutusta deformaatioon. Näissä tarkasteluissa akselimäärä on 100 000 kappaletta, koska kohdassa 7.3 todetaan, että kantavilla pohjamailla erot rakenteen deformaatioissa ja sen keskihajonnoissa 100 000 akselimäärän ja 500 000 akselimäärän välillä ei ole tulosten kannalta merkittävä. Kuvassa 57 on esitettynä deformaatioerot radan pituussuunnassa kantavilla pohjamailla.



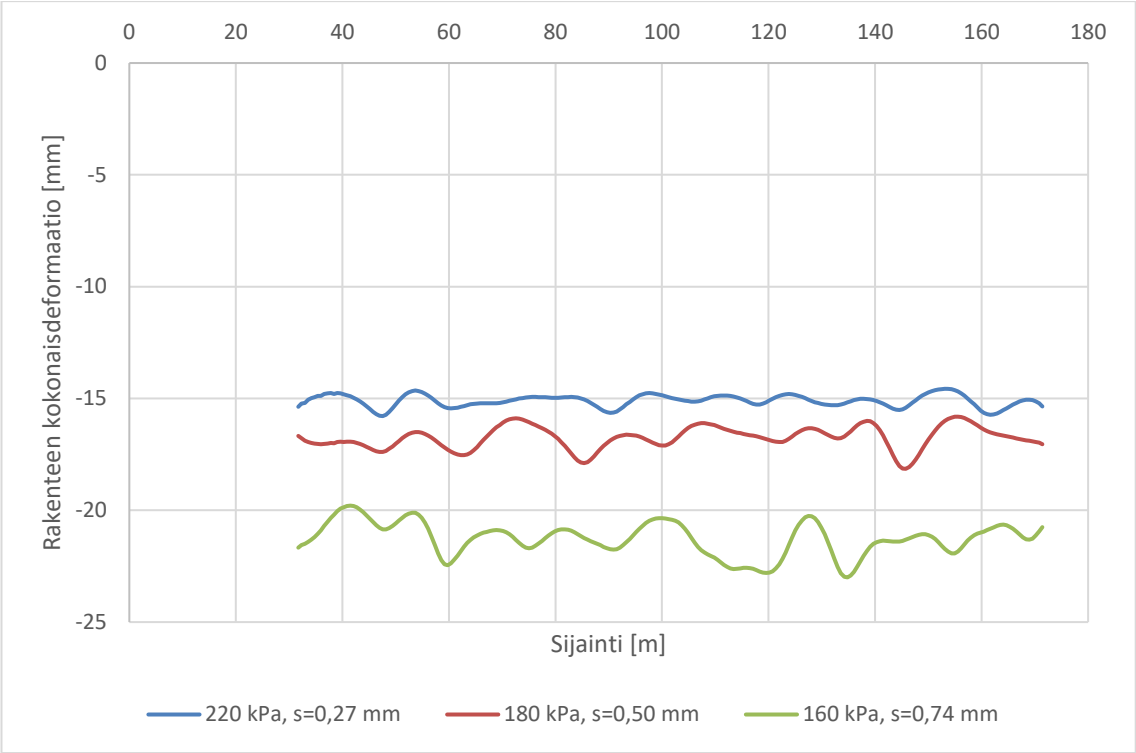
Kuva 57. Akselipainon vaikutus rakenteen kokonaisdeformaatioon kantavilla pohjamailla

160 kN akselipainolla deformaation keksihajonta on 1,1 mm ja 250 kN keskihajonta on 2,0 mm. 250 kN akselipainon keskihajonta on noin 1,9-kertainen verrattuna 160 kN akselipainoon. Pehmeiden pohjamaiden kohdalla ero deformaation keskihajonnoissa on 3,1-kertainen. Kantavilla pohjamailla akselipainon vaikutus deformaatioeroihin ei ole yhtä merkittävää kuin pehmeillä pohjamailla.

7.5 Alusrakenteen laadun vaihtelun merkitys

Tässä laskentaosiossa tarkastellaan alusrakenteen laadun vaihtelun merkitystä muodonmuutoserojen syntymiseen. Ruhasen (2021) tekemien kantavuusmittausten perusteella on päädytty tässä työssä käyttämään tuloksista saatavaa ± 15 % vaihteluväliä alusrakenteen laadulle. Variointietäisyys radan pituussuunnassa on 5 m ja syvyyssuunnassa 0,5 m. Suoraa yhteyttä kantavuuden ja syklisen rajajännityksen välille ei kuitenkaan voida tehdä eikä sitä ole tutkittu tarkemmin, kuinka kantavuus ja syklinen rajajännitys korreloivat keskenään. Pohjamaan syklisenä rajajännityksenä käytetään 150 kPa, joka vastaa rakeisuudeltaan hienoa hiekkaa. Alusrakenteen paksuus on vakio 1500 mm tarkasteluissa.

Seuraavassa kuvassa 58 on esitettynä muodonmuutokset, kun pohjamaa on 150 kPa ja alusrakenteen paksuus 1500 mm. Alusrakenteen sykliset rajajännitykset ovat 220 kPa, 180 kPa ja 160 kPa. Akselimäärä on 100 000 kappaletta.



Kuva 58. Rakenteen kokonaisdeformaatio eri alusrakennelaaduilla

Alusrakenteen syklisen rajajännityksen ollessa 220 kPa deformaation keskihajonta on 0,27 mm. Vastaavasti 180 kPa keskihajonta on 0,50 mm ja 160 kPa keskihajonta on 0,74 mm. Pelkällä alusrakenteen vaihtelulla ei näyttäisi olevan yhtä merkittävää vaikutusta geometriavirheen syntyyn. 220 kPa alusrakenteella keskihajonta on pienempää kuin 160 kPa alusrakenteella ja absoluuttinen deformaatiotaso on pienempi alusrakenteen suuremmalla syklisellä rajajännityksellä. Molemmilla alusrakennelaaduilla keskihajonta on kuitenkin pientä verrattuna esimerkiksi pehmeisiin pohjamaihin. Lisäksi on huomattava se, että näissä tarkasteluissa ei ole mukana pohjamaan vaihtelua, vaan pelkästään alusrakenteen vaihtelu. Pohjamaan syklinen rajajännitys näissä tarkasteluissa vastaa rakeisuudeltaan hienoa hiekkaa. Pehmeiden pohjamaiden kohdalla pystytään edellisten tarkastelujen perusteella toteamaan, että edes 220 kPa syklisellä rajajännityksellä ja 2 000 mm alusrakennepaksuudella ei pystytty täysin poistamaan pohjamaahan syntyviä deformaatiota.

Alustavasti näiden tulosten perusteella pelkän alusrakenteen laadun vaihtelulla ei näytä olevan suurta merkitystä geometriavirheen syntyyn. Tarkastelujen perusteella pohjamaan ominaisuuksien vaihtelulla vaikuttaisi olevan suurempi merkitys deformoitumisessa kuin alusrakenteen ominaisuuksien vaihtelulla. Karkearakeisemmalla hiekalla tehdyn alusrakenteen muodonmuutoserot jäävät varsin pieneksi. Hienorakeisemmalla hiekalla tehdyn alusrakenteen muodonmuutoserot kasvavat hieman, mutta ei merkittävästi. Näistä voidaan tehdä alustava päätelmä, ettei

alusrakenteen laadun ± 15 % vaihteluvälillä näyttäisi olevan merkittävää roolia geometriavirheen synnyssä.

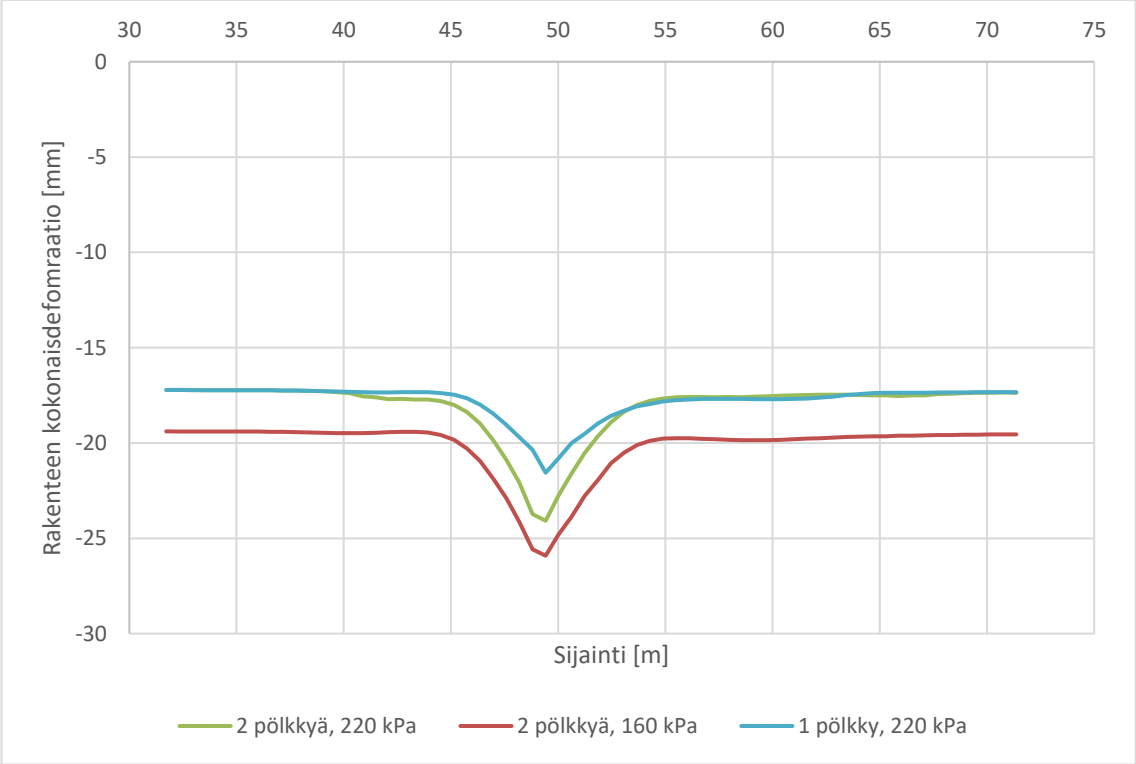
7.6 Ratapölkkyjen ja kiskon alkugeometriavirheet

Tässä laskentaosiossa tarkastellaan alusrakenteen laadun, kaluston ajonopeuden ja akselipainon merkitystä alustastaan irti olevien ratapölkkyjen aiheuttamaan geometriavirheeseen. Lisäksi tarkastellaan kaluston ajonopeuden ja akselipainon merkitystä kiskovian aiheuttamaan geometriavirheeseen. Tarkastelut tehdään sekä kevyemmälle kalustolle (akselipaino 160 kN) että raskaalle kalustolle (akselipaino 250 kN). Kevyemmän kaluston ajonopeus on 200 km/h ja raskaamman kaluston ajonopeudet ovat 80 km/h sekä 140 km/h. Kuten aiemmin työssä on todettu, akselipaino vaikuttaa huomattavan paljon deformoitumiseen. Tästä syystä tarkastelut toteutetaan kahdella eri akselipainolla. Kohdassa 7.4 kuitenkin todetaan, ettei kaluston ajonopeudella vaikuttaisi olevan merkittävää vaikutusta deformoitumiseen. Tässä yhteydessä kuitenkin käytetään raskaalle kalustolle kahta eri ajonopeutta, sillä ratapölkkyjen ja kiskovian alkugeometriavirheet ovat kohdan 7.4 geometriavirheeseen verrattuna huomattavasti pienipiirteisempiä. Tavoitteena on selvittää, millainen vaikutus kaluston ajonopeudella on pienipiirteisten geometriavirheiden kohdalla kertyvään rakenteen kokonaisdeformaatioon.

Tarkasteluissa alusrakenteen sykliset rajajännitykset ovat 160 kPa ja 220 kPa. Alusrakenteen paksuus on 1 000 mm ja se pidetään vakiona. Ratarakenteen paksuus korkeusviivasta mitattuna on 1 550 mm, jolloin tukikerroksen paksuus ratapölkkyjen alapinnasta mitattuna on 300 mm. Pohjamaan syklinen rajajännitys on 140 kPa, joka vastaa rakeisuudeltaan hiekkaa. Hyvin pehmeä ja hyvin kantava pohjamaa voivat vaikuttaa deformoitumiseen eri tavalla, mutta tässä yhteydessä pohjamaan roolia ei tarkastella enempää.

Kuvassa 59 ratapölkkyihin mallinnetaan alkugeometriavirhe radanpituussuunnassa noin sijainnille 49,5 m. Tässä kohtaa kahden ratapölkyn alapuolinen raidesepeli on 10 mm alempana kuin muiden ratapölkkyjen, jolloin kaikki ratapölkyt ja kisko ovat kuitenkin laskennan alussa samalla tasolla. Rakennekerrokset sekä pohjamaa ovat ominaisuuksiltaan homogeenisia, jotta saadaan yksiselitteisesti esille ratapölkkyjen aiheuttama geometriavirhe, ja tällä saadaan mallinnettua geometriavirhe samaan kohtaan eri laskentatapauksissa. Todellisissa rakenteissa tukikerroksessa, alusrakenteessa sekä pohjamaassa voi olla ominaisuuksiltaan poikkeavia kohtia, jotka saattavat lisätä geometriavirheen suuruutta. Kuvassa on myös vertailuna yhden alustastaan irti olevan ratapölkyn aiheuttama geometriavirhe. Kuvassa on 160 kN

akselipainolla ja 200 km/h ajonopeudella syntyvät geometriavirheet kahdella eri alusrakenteen syklisellä rajajännityksellä. Akselimäärä on vain 100 000 kappaletta näissä tarkasteluissa. Tällä akselimäärällä saadaan kuitenkin verrattua alusrakenteen merkitystä geometriavirheen syntyyn. Tuloksissa pitää huomioida se, ettei kyseessä ole täysin lujittuneen rakenteen tilanne. Kalusto ajaa radan pituussuuntaan nähden vasemmalta oikealle.

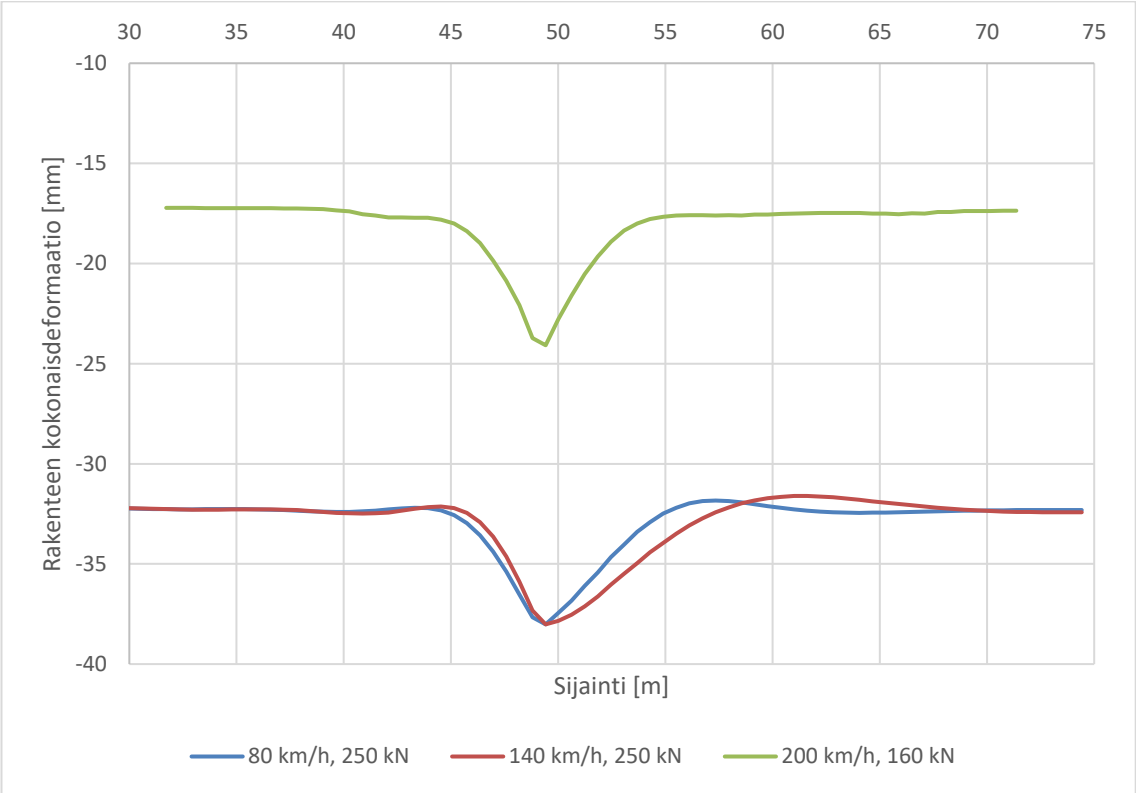


Kuva 59. Roikkuvien ratapölkkyjen aiheuttama geometriavirhe eri alusrakennelaaduilla

Kahden alustastaan irti olevien ratapölkkyjen tapauksessa kohdissa 44,5 m ja 49,5 m syntyvien deformaatioiden välinen erotus 160 kPa alusrakenteella on 6,33 mm ja 220 kPa alusrakenteella 6,27 mm. Tästä voidaan tehdä alustava johtopäätös, ettei alusrakenteen laadulla ole merkitystä ratapölkkyjen aiheuttamaan geometriavirheeseen. Kuitenkin 220 kPa syklisellä rajajännityksellä absoluuttinen deformaatiotaso on pienempi kuin 160 kPa syklisellä rajajännityksellä. Yhden alustasta irti olevan ratapölkyn tapauksessa deformaatioiden erotus kohtien 44,5 m ja 49,5 m välillä on 4,19 mm, joka on noin 2 mm pienempi kuin kahden pölkyn kohdalla. Yhden alustastaan irti olevan ratapölkyn alkugeometriavirhe tasaantuu näiden tarkastelujen perusteella enemmän kuin kahden ratapölkyn tapauksessa.

Seuraavassa kuvassa 60 on 250 kN akselipainon aiheuttama deformaatio kahdella eri ajonopeudella ja vertailuna edellisen kuvan 160 kN akselipainon aiheuttama

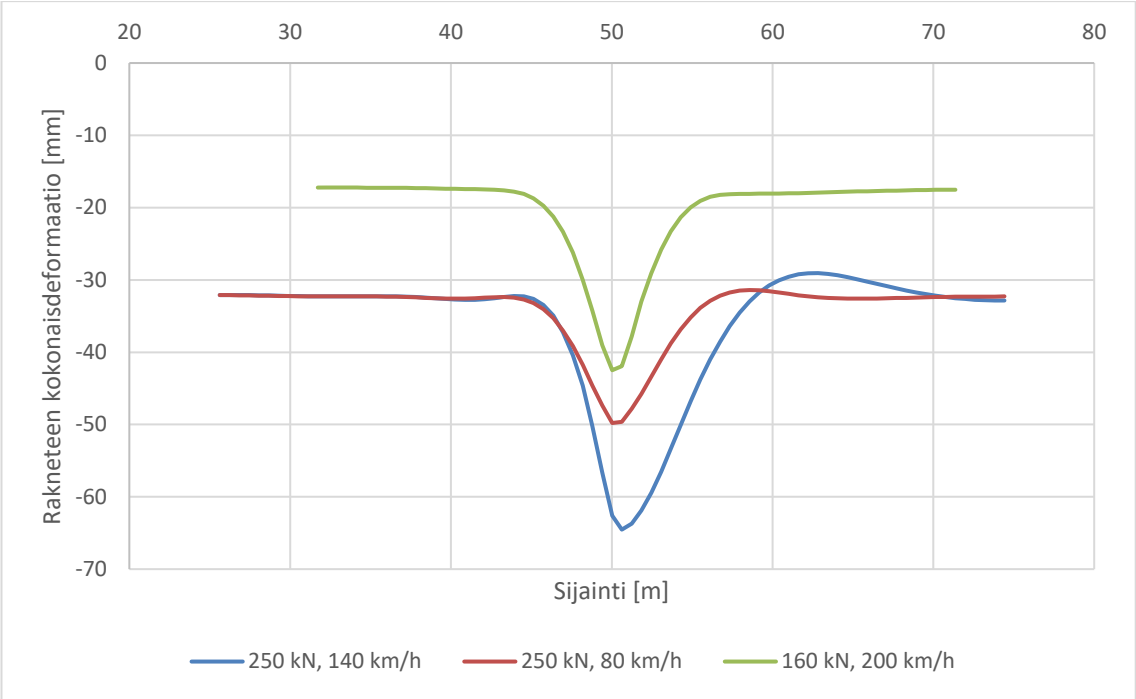
deformaatio. Alusrakenteen syklinen rajajännitys on 220 kPa, koska edellisessä kuvassa todettiin, ettei alusrakenteen laadulla näyttäisi olevan merkitystä deformoitumiseen.



Kuva 60. Ajonopeuden ja akselipainon vaikutus geometriavirheeseen

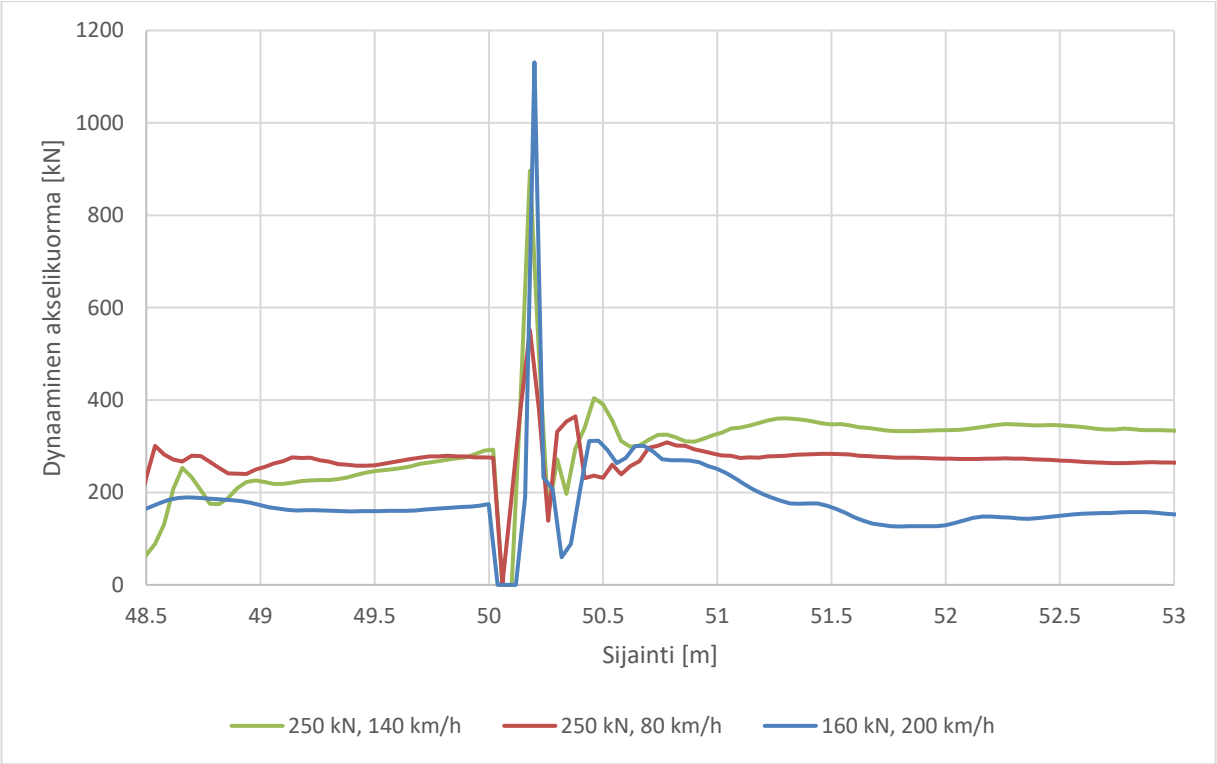
Kuvasta 60 havaitaan, ettei raskaan kaluston ajonopeudella ole merkittävää vaikutusta absoluuttiseen deformaatiotasoon alustastaan irti olevien ratapölkkyjen kohdalla. Ominaisuuksiltaan homogeenisen radan tapauksessa nopeampi ajonopeus kuitenkin tasoittaa enemmän geometriavirhettä kulkusuuntaan nähden vastapuolelta. 250 kN akselipainolla deformaation absoluuttinen taso on huomattavasti suurempi kuin kevyemmällä akselipainolla, ja kevyemmän akselipainolla korkeuspoikkeaman muoto on jyrkempi.

Kuvassa 61 on radan pituussuunnassa mallinnettu välille 50,0–50,2 m kiskovika, joka on 2 mm. Alusrakenteen syklinen rajajännitys on 220 kPa. Muilta osin radan rakenne on vastaava kuin kuvien 58 ja 59 tapauksissa. Akselimäärä on 100 000. Kuvassa 61 tarkastellaan ajonopeuden ja akselipainon vaikutusta geometriavirheen kertymiseen kiskovian kohdalla. Kalusto ajaa vasemmalta oikealle radan pituussuuntaan nähden.



Kuva 61. Kiskovian aiheuttama rakenteen kokonaisdeformaatio eri akselipainoilla ja ajonopeuksilla

Kuvan 61 perusteella kiskovian kohdalla raskaan kaluston ajonopeudella on merkitystä deformoitumisen absoluuttiseen tasoon. Tämä selittyy kaluston aiheuttamasta dynaamisesta iskuvoimasta, joka kohdistuu kiskon kautta syvemmälle rakenteeseen ja siitä syystä kaluston ajonopeudella on vaikutusta kiskovian kerryttämään rakenteen deformoitumiseen. Kuvasta kuitenkin havaitaan, että kevyen kaluston aiheuttama geometriavirhe on lähes yhtä suuri kuin raskaan kaluston aiheuttama. Kuvassa 62 on esitetty kiskovian kohdalla dynaamiset akselikuormat eri akselipainoilla ja ajonopeuksilla.



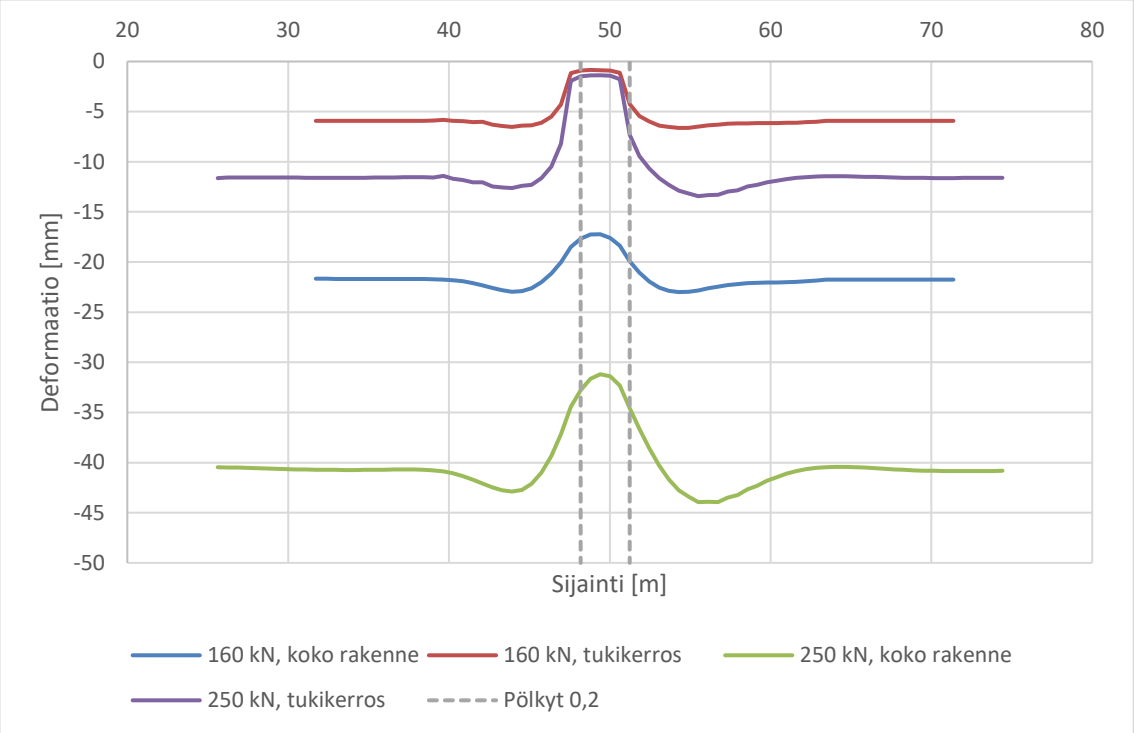
Kuva 62. Dynaamiset akselikuormat eri akselipainoilla ja ajonopeuksilla

Kevyemmän kaluston kiihtyvyys ja jousittamaton massa ovat suurempia kuin raskaalla kalustolla, minkä takia kevyemmän kaluston dynaaminen akselikuorma on kuvassa 61 suurempi kuin raskaan kaluston. Kuvassa 61 raskaan kaluston suurempi ajonopeus aiheuttaa suuremman deformaatioeron, ja kuvassa 62 raskaan kaluston suuremmalla ajonopeudella syntyy suurempi dynaaminen akselikuorma johtuen kaluston suuremmasta kiihtyvyydestä.

7.7 Tukikerroksen merkitys geometriavirheen syntyyn

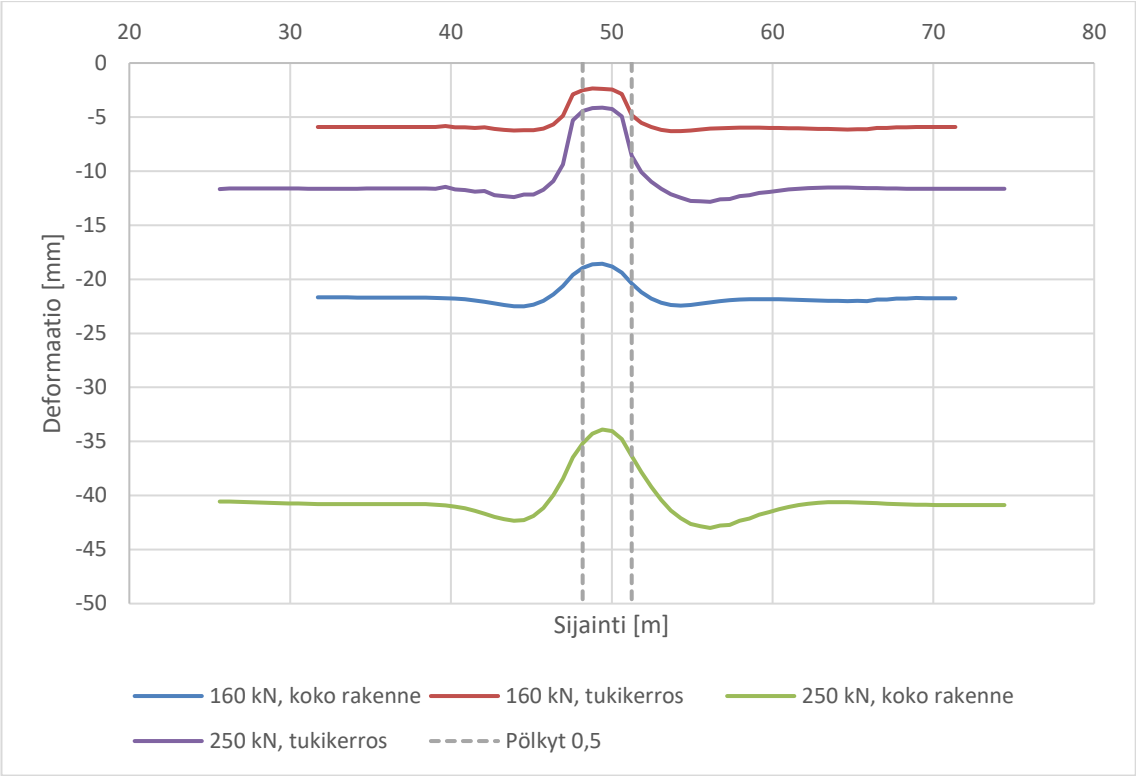
Edellisissä laskentatapauksissa on tarkasteltu alusrakenteen laadun ja paksuuden merkitystä geometriavirheen syntyyn. Tässä laskentaosiossa tarkastellaan tukikerroksen merkitystä geometriavirheen syntyyn. Laskentaohjelmaan syötetään lähtötiedot kisko-pölkky-rakenteesta, jossa voidaan määritellä ratapölkkyjen alapuolisen tukikerroksen deformoitumisesta niin kutsutun skaalauskertoimen avulla. Tämä kerroin määrittelee tukikerroksen deformaatiokäyttäytymistä pölkkykohtaisesti suhteessa laskentaohjelmaan parametrisoidun tukikerroksen deformaatiokäyttäytymiseen. Skaalauskertoimen arvolla 1 tukikerroksen deformoituminen vastaa tavanomaisen tukikerroksen deformaatiokäyttäytymistä ja kertoimen arvolla 0 tukikerrokseen ei synny lainkaan deformaatiota. Seuraavassa tarkastelussa radan pituusleikkauksen keskellä on viisi kappaletta ratapölkkyjä, joiden kerroin on 0,2 ja muiden ratapölkkyjen kerroin on 1.

Pohjamaan syklinen rajajännitys on 120 kPa ja alusrakenteen 180 kPa. Alusrakenteen paksuus on 1 000 mm. Pohjamaa ja alusrakenne ovat homogeenisia ominaisuuksiltaan. Kuvassa 63 on esitettynä laskentatulokset sekä 160 kN akselipainolla että 250 kN akselipainolla. Akselimäärä on 100 000 kappaletta.



Kuva 63. Tukikerroksen deformoitumisen skaalauskerroin 0,2

Kuvassa 63 on sekä rakenteen kokonaisdeformaatio että tukikerroksen deformaatio. Kuvasta havaitaan selkeästi se, että suuremmalla akselipainolla rakenteen kokonaisdeformaatio ja tukikerroksen deformaatio ovat huomattavasti suurempia. Suuremmalla akselipainolla on havaittavissa myös suurempi dynaaminen voimakeskittymä ennen ja jälkeen ratapölkkyjen, joiden skaalauskerroin on 0,2. Seuraavassa kuvassa 64 on esitettynä vastaavat tarkastelut skaalauskertoimen arvolla 0,5.



Kuva 64. Tukikerroksen deformoitumisen skaalauskerroin 0,5

Kuvassa 64 erityisesti raskaan kaluston aiheuttama rakenteen kokonaisdeformaation korkeuspoikkeaman muoto on kuvaan 63 verrattuna loivempi. Tämä ilmiö selittyy suuremmalla skaalauskertoimen arvolla, jolloin tukikerroksen deformaatiokäyttäytyminen on lähempänä tavanomaista tukikerrosta. Todellisuudessa tukikerroksen ominaisuudet eivät vaihtele yhtä voimakkaasti ja pienipiirteisesti kuin kuvissa 63 ja 64, mutta kuvista voidaan hahmottaa tukikerroksen deformaatiokäyttäytymisen merkitys. Tukikerroksella ja sen parametrisoinnilla on hyvin oleellinen merkitys ratarakenteen kuormituskäyttäytymisessä.

7.8 Siirtymäkiilat

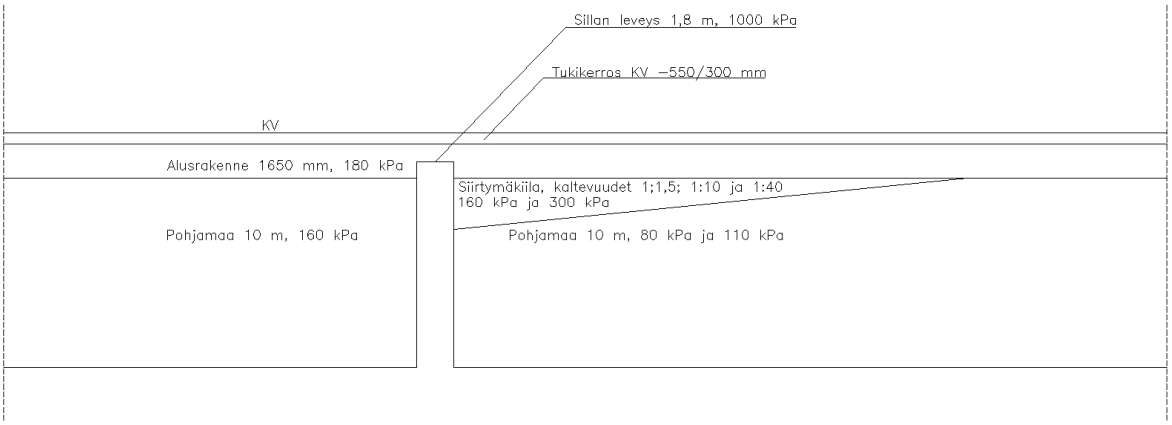
Seuraavaksi mallinnetaan epäjatkuvuuskohtien aiheuttamaa geometriavirhettä. Tarkastelujen tavoitteena on selvittää, millainen vaikutus siirtymäkiilassa käytettävällä materiaalilla on epäjatkuvuuskohdissa syntyviin geometriavirheisiin. Tavoitteena on selvittää myös, kuinka pitkä siirtymäkiila tarvitaan, jotta muodonmuutoseroista aiheutuvaa geometriavirhettä saadaan pienenettyä. Mallinnuksessa käytettävät epäjatkuvuuskohdat ovat rummut.

Laskentaohjelmaan ei suoraan pysty lisäämään rumpua geometriaan mukaan, joten rummun mallintamisessa täytyy tehdä seuraavia yksinkertaistuksia. Tässä oletetaan rummun olevan paalulaatalla, joka oletetaan painumattomaksi. Lisäksi itse rumpu

oletetaan olevan niin jäykkä, ettei siinä tapahdu muodonmuutoksia eli rummun dimensiot eivät muutu kuormituksen alaisena. Rumpu mallinnetaan suorakaiteenmallisena alueena, joka on paalulaatan levyinen ja sen yläpinta on rummun ylimmän kohdan tasolla. Rumpu mallinnetaan 1,8 m levyisenä ja sen yläpinta on korkeusviivasta mitattuna 1,4 m syvyydessä. Tämän alueen syklinen rajajännitys on 1 000 kPa ja E-moduuli 400 MPa. Tulosten yksiselitteisyyden kannalta pohjamaa ja alusrakenne oletetaan olevan tasalaatuisia eli satunnaista syklisen rajajännityksen variointia ei tässä yhteydessä käytetä.

Siirtymäkiilassa käytettävän materiaalin laadun merkityksen lisäksi tarkoituksena on selvittää, kuinka pitkä siirtymäkiila tarvitaan tämän kaltaisiin tapauksiin, jossa siirrytään pohjamaalta jäykälle alustalle. Tarkastelut tehdään 1:1,5; 1:10 ja 1:40 kiilakaltevuuksille. Vertailun vuoksi siirtymäkiila on vain radan toisella puolella, jossa pohjamaan syklinen rajajännitys on 80 kPa tai 110 kPa. Radan toisella puolella, jossa ei ole siirtymäkiilaa, pohjamaan syklinen rajajännitys on 160 kPa. Tarkasteluissa kalusto ajaa vain yhteen suuntaan. Kuvassa 65 on esitettynä laskentatapausten geometria.

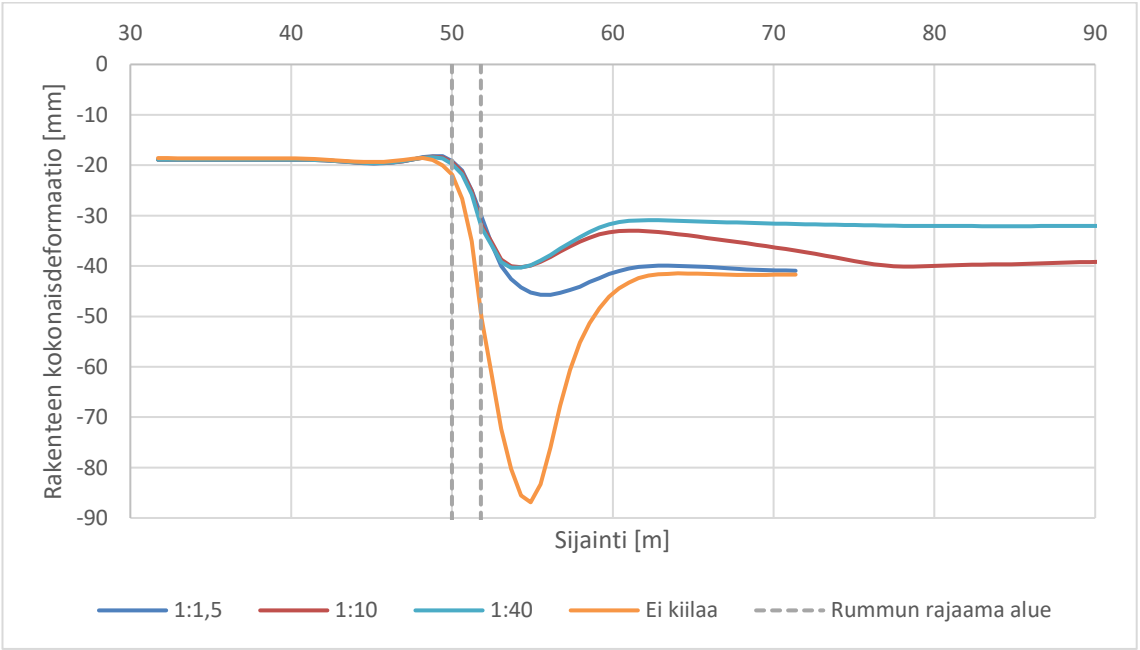
Ensimmäisessä tarkastelussa siirtymäkiila tehdään samasta materiaalista kuin toisella puolella oleva pohjamaa eli siirtymäkiilan materiaalin syklinen rajajännitys on 160 kPa. InfraRYL 2023/2 kohdan 21510.1.2 mukaan siirtymäkiilojen materiaalina ratarakenteissa käytetään ensisijaisesti routimatonta hiekkaa tai soraa. 160 kPa syklinen rajajännitys vastaa arviolta hiekkaa. Soran syklinen rajajännitys on suurempi kuin hiekalla suuremman kitkakulman takia, joten soran syklisenä rajajännityksenä käytetään 300 kPa. InfraRYL 2023/2 kohdan 21510.3.2 mukaan ratarakenteissa siirtymäkiilojen kaltevuudet määräytyvät alusrakenneluokan mukaan. Kohdan 21510.3.2 mukaan ratarakenteissa käytetään aina pituussuuntaisia siirtymäkiiloja, jos rummun yläpinta on lähempänä kuin 2,5 m radan korkeusviivasta mitattuna, ja siirtymäkiilan on aina oltava vähintään 300 mm radan rakennekerrosten syvyyttä suurempi, kuitenkin vähintään routimaton syvyys. Tarkasteluissa rakennekerrosten yhteispaksuus on 2,2 m, jolloin siirtymäkiilan paksuus on 2,5 m.



Kuva 65. Siirtymäkiilatarkastelujen laskentageometria

Tukikerroksen paksuus on korkeusviivasta mitattuna 550 mm, jolloin ratapölkkyjen alapinnasta mitattuna raidesepelikerroksen paksuus on 300 mm. Alusrakenteen paksuus on 1 650 mm, mutta rummun kohdalla alusrakenne on 850 mm. Alusrakenteen syklinen rajajännitys on 180 kPa.

Kuvassa 66 on 1:1,5, 1:10 ja 1:40 kiilakaltevuuksilla sekä ilman kiilaa saadut laskentatulokset, kun pohjamaan syklinen rajajännitys on rummun oikealla puolella 80 kPa. Akselipaino on 160 kN ja akselimäärä on 500 000 kappaletta. Kalusto ajaa radan pituussuuntaan nähden vasemmalta oikealle.

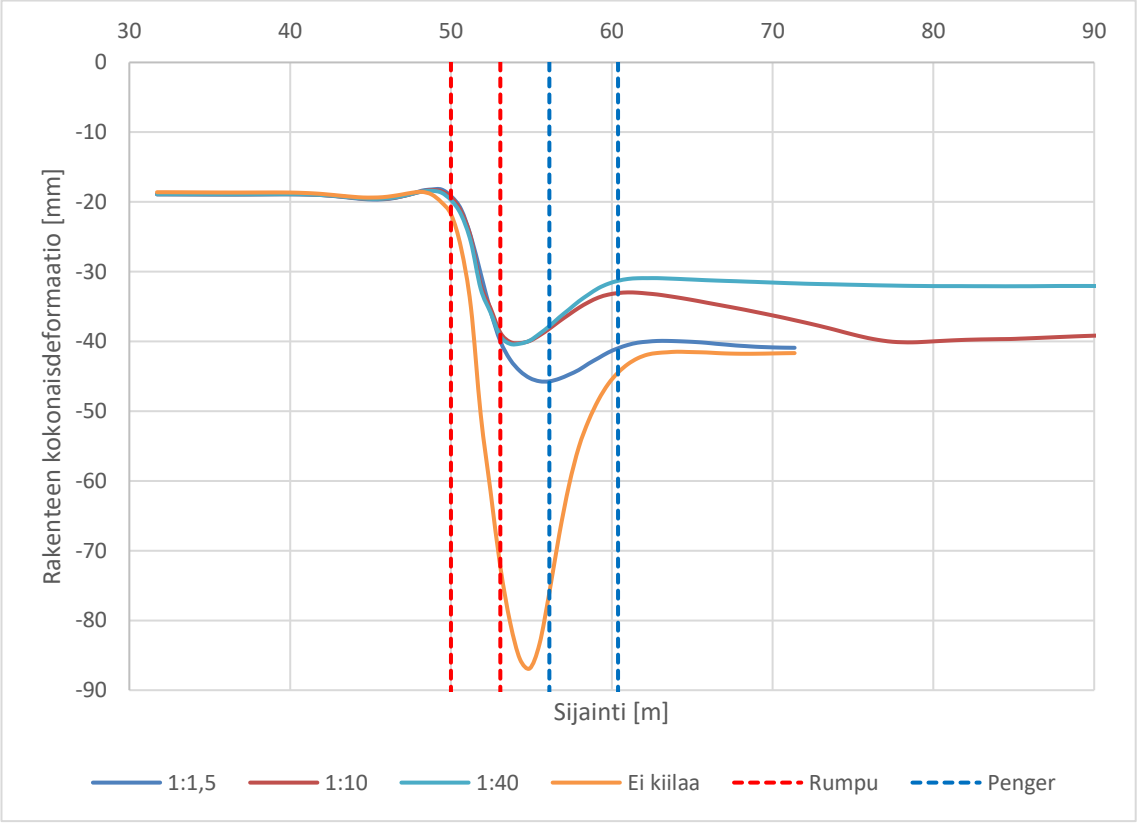


Kuva 66. Rakenteen kokonaisdeformaatio eri kiilakaltevuuksilla, pohjamaa 80 kPa

Kuvasta 66 huomataan, että pohjamaan syklisen rajajännityksen ollessa 160 kPa, siirtymäkiiloja ei tarvita. 160 kPa syklinen rajajännitys vastaa rakeisuudeltaan hiekkaa.

Ennen rummun kohtaa muodostuu dynaaminen voimakeskittymä. Ero voimakeskittymän aiheuttaman matalimman ja korkeimman kohdan välillä on kuitenkin vain 1,4 mm noin 4,3 m matkalla. Kuitenkin toisella puolella, jossa pohjamaan syklinen rajajännitys on 80 kPa ja siirtymäkiiloissa käytettävä materiaali on 160 kPa, muodonmuutoserot ovat huomattavat. Erityisesti ilman kiilaa syntyy merkittävä deformoituminen rummun viereen. Kuvasta kuitenkin havaitaan, että molemmilla 1:10 ja 1:40 kiilakaltevuuksilla suurin deformaatio rummun vieressä on suuruudeltaan samankaltainen. Siirtymäkiilalla 1:1,5 deformaatio rummun vieressä on suurempi kuin 1:10 ja 1:40 kaltevuuksilla.

Taulukossa 6 on esitettynä rummun jälkeisten pituuskaltevuuksien muutokset radan pituussuunnassa eri kiilakaltevuuksille ja deformaation maksimiarvot. Kuvassa 67 on esitettynä pituuskaltevuuksien laskentaan käytettävät laskenta-alueet, joita rajaavat katkoviivat.

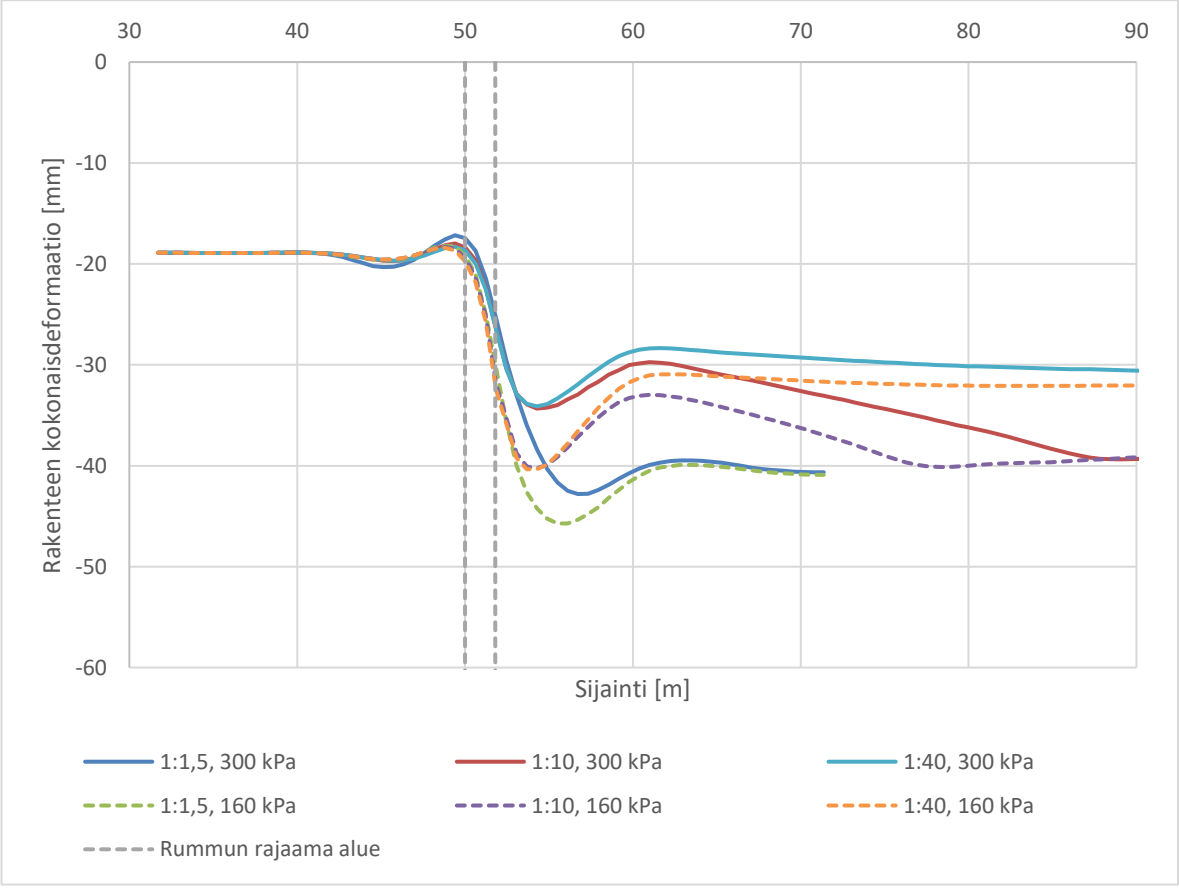


Kuva 67. Pituuskaltevuuksien muutosten laskenta-alueet

Taulukko 6. *Pituuskaltevuuden muutokset eri kiilakaltevuuksille ja maksimi deformaatiot, kun siirtymäkiilan materiaalin syklinen rajajännitys on 160 kPa*

Kiilakaltevuus	Pituuskaltevuuden muutos, rumpu [%]	Pituuskaltevuuden muutos, penger [%]	Maksimideformaatio [mm]
Ei kiilaa	1,65	0,74	86,9
1:1,5	0,68	0,11	45,7
1:10	0,63	0,12	40,2
1:40	0,63	0,15	40,3

Seuraavassa tarkastelussa siirtymäkiilassa käytettävän materiaalin syklinen rajajännitys on 300 kPa ja pohjamaa on 80 kPa. Kuvassa 68 on esitettynä laskennasta saadut tulokset. Vertailuna kuvassa on katkoviivalla myös edellisen kuvan 66 laskentatulokset.



Kuva 68. Rakenteen kokonaisdeformaatio, pohjamaa 80 kPa

Kuvasta 68 havaitaan, että kasvattamalla siirtymäkiilan syklistä rajajännitystä rakenteen deformaatioissa tapahtuu merkittäviä eroja kuvan 66 tapauksiin verrattuna. Esimerkiksi

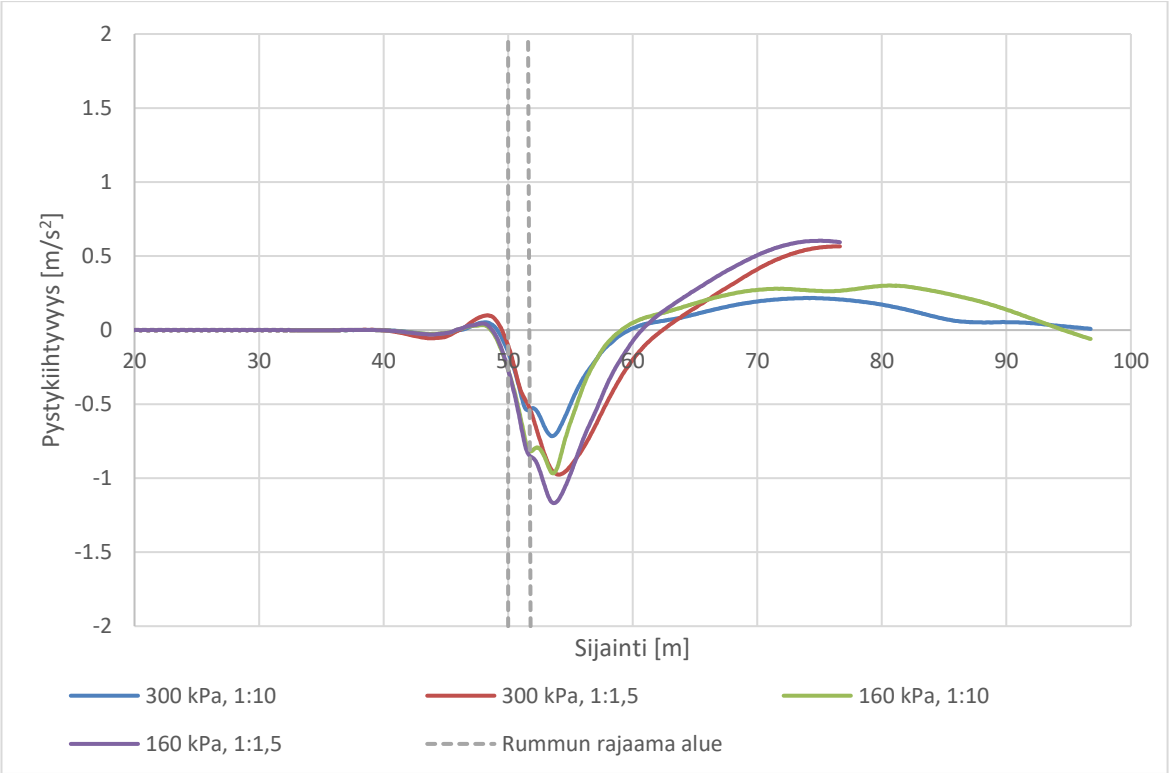
heti rummun jälkeen kohdassa 51,85 m 1:40 kiilakaltevuuksilla deformaatio eri syklisten rajajännitysten välillä on noin 6 mm. Taulukossa 7 on esitettynä vastaavat pituuskaltevuuden muutokset eri kiilakaltevuuksille, kun siirtymäkiilan syklinen rajajännitys on 300 kPa. Pituuskaltevuuden muutokset on laskettu vastaavasti kuin taulukossa 6 kuvan 67 mukaan.

Taulukko 7. *Pituuskaltevuuden muutokset eri kiilakaltevuuksille ja maksimi deformaatiot, kun siirtymäkiilan materiaalin syklinen rajajännitys on 300 kPa*

Kiilakaltevuus	**Pituuskaltevuuden muutos, rumpu [%]**	**Pituuskaltevuuden muutos, penger [%]**	**Maksimideformaatio [mm]**
1:1,5	0,51	0,05	42,8
1:10	0,45	0,08	34,3
1:40	0,46	0,09	34,1

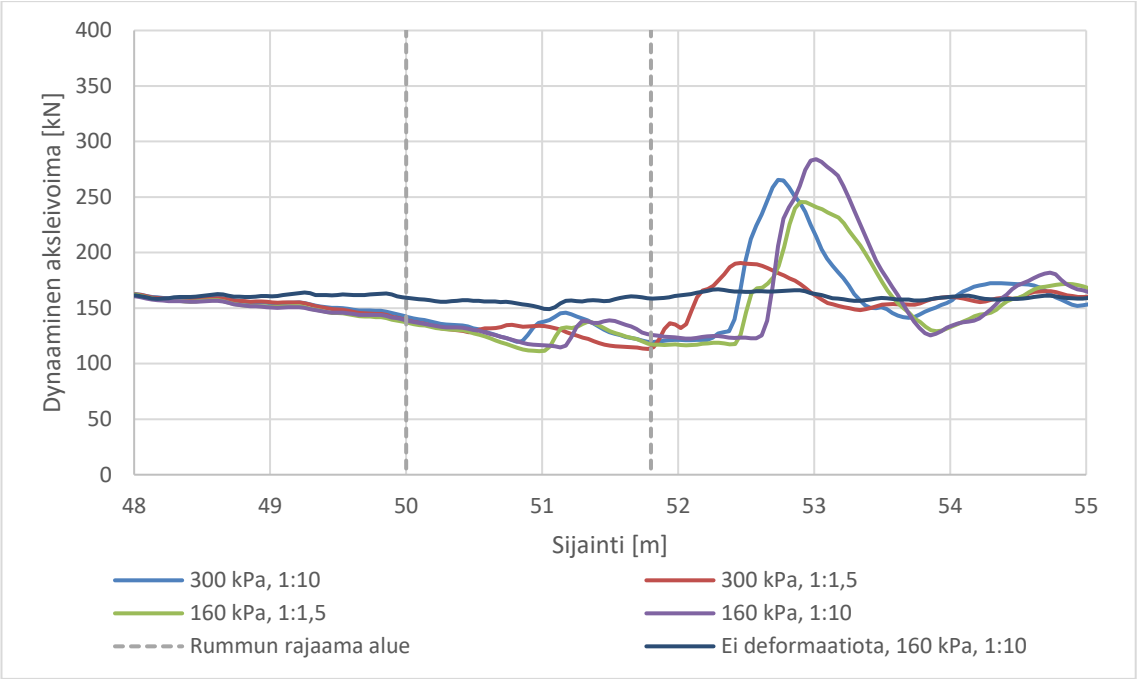
Taulukoiden 6 ja 7 perusteella voidaan tehdä johtopäätös, että 1:10 ja 1:40 kiilakaltevuuksien välillä ei ole heti rummun vieressä merkittävää eroa deformoitumisessa. Maksimideformaatiot pienevät huomattavasti suuremmalla siirtymäkiilan syklisellä rajajännityksellä erityisesti 1:10 ja 1:40 kiilakaltevuuksilla.

Kuvassa 69 on esitettynä vaunun korin kiihtyvyydet kuvan 68 laskentatapauksille, jossa siirtymäkiilan kaltevuudet ovat 1:1,5 ja 1:10. Kuvassa 70 on esitettynä vastaavien tapausten akselin aiheuttamat dynaamiset voimat ensimmäiselle pyöräkerralle.



Kuva 69. Vaunun korin pystykiihtyvyydet, akselimäärä 500 000

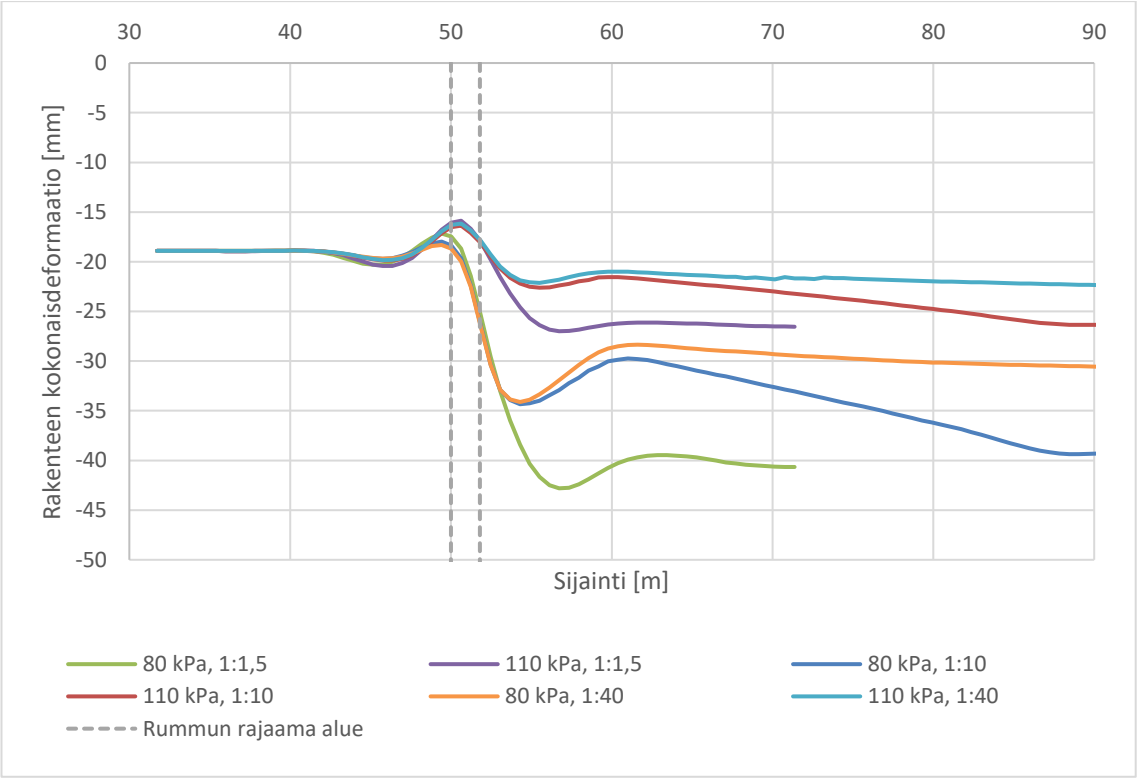
Kuvan 69 perusteella vaunun korin pystykiihtyvyydet ovat alhaisemmat kuin kohdassa 7.1 esitetyt kiihtyvyyksien raja-arvot, jolloin näiden kiihtyvyyksien perusteella ei tarvitse tehdä kunnossapitotoimenpiteitä matkustusmukavuuden näkökulmasta. Kuitenkin tässä on sama rajoite kuin kohdassa 7.1 eli kiihtyvyydet voivat olla todellista alhaisempia kaluston parametrisoinnista johtuen. Lisäksi kuvan 68 geometriavirheet voivat vaikuttaa muutoin radan toiminnallisuuteen heikentävästi, jonka takia radan kunnossapito on välttämätöntä, vaikka kiihtyvyydet olisivat matkustusmukavuuden kannalta sallituissa raja-arvoissa. Kuvasta 69 nähdään, että 1:10 kiilakaltevuudella vaunun korin pystykiihtyvyyden erot ovat pienempiä tulosuuntaan nähden kauempana rummusta, jolloin pidemmällä kiilalla saadaan tasattua kaluston kiihtyvyyksiä.



Kuva 70. Dynaamiset akselivoimat eri kiilakaltevuuksilla ja kiilan syklisillä rajajännityksillä

Kuvasta 70 havaitaan, että pienin dynaaminen akselivoima rummun tulopuolella syntyy 300 kPa syklisellä rajajännityksellä ja 1:1,5 kiilakaltevuudella. Puolestaan suurin dynaaminen akselivoima rummun tulopuolella syntyy 160 kPa syklisellä rajajännityksellä ja 1:10 kiilakaltevuudella. Kuvassa on lisäksi dynaaminen akselivoima 160 kPa siirtymäkiilan syklisellä rajajännityksellä ja 1:10 kiilakaltevuudella, kun kalusto on ylittänyt radan pituussuunnan ensimmäisen kerran, jolloin ei ole syntynyt vielä deformaatioeroja. Rakenneosien välisillä jäykkyyseroilla ei ole merkittävää vaikutusta laskentaohjelmalla saataviin dynaamisiin akselivoimiin.

Seuraavassa kuvassa 71 on esitettynä tarkastelut, jossa pohjamaan syklinen rajajännitys on 110 kPa sekä 80 kPa, ja siirtymäkiilan kaltevuudet ovat 1:1,5; 1:10 ja 1:40. Siirtymäkiilan materiaalin syklinen rajajännitys on 300 kPa.



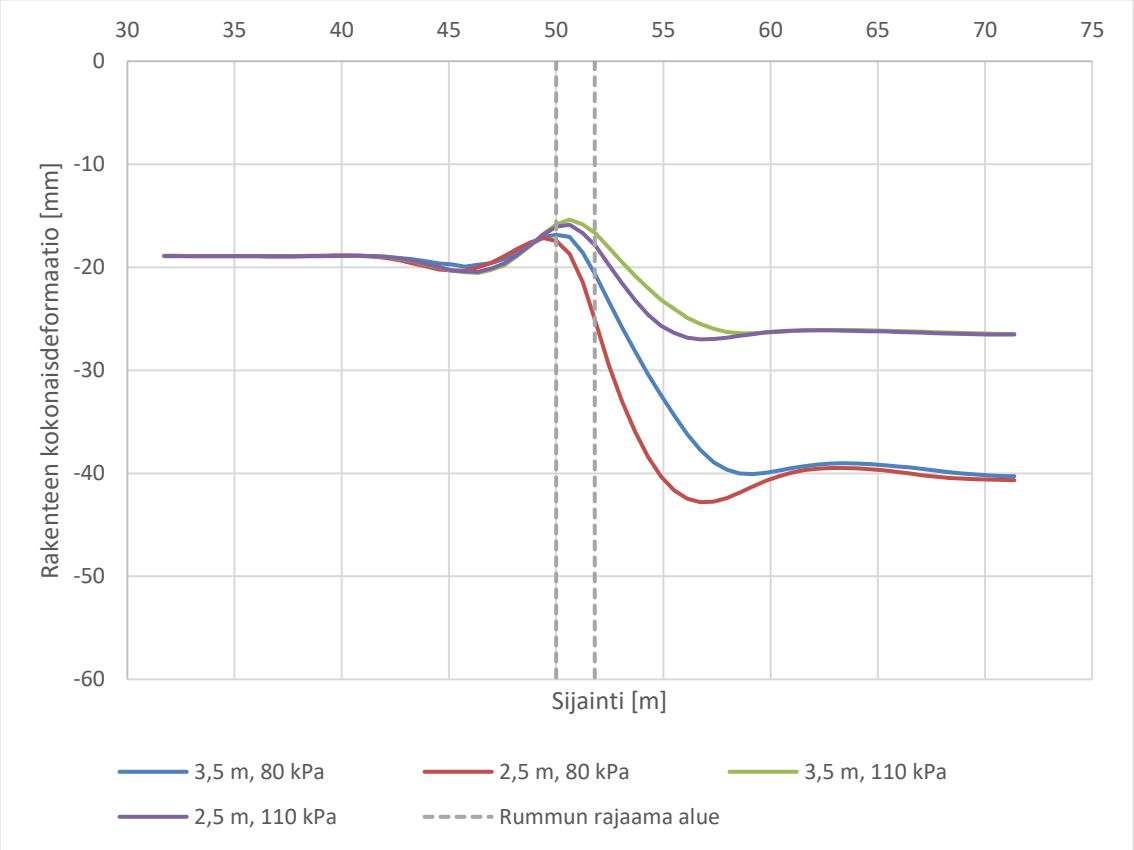
Kuva 71. Pohjamaan syklisen rajajännityksen vaikutus deformaatioeroihin eri kiilakaltevuuksilla

Pohjamaan syklisen rajajännityksen kasvattaminen jo 30 kPa verran vaikuttaa huomattavasti rummun ympärillä tapahtuviin deformaatioeroihin. Kohdassa 54,5 m, jossa syntyy suurin deformaatio, deformaatioero eri pohjamaiden välillä on noin 10 mm.

Näiden tulosten perusteella siirtymäkiilassa käytettävä materiaali vaikuttaa enemmän deformaatioeroihin kuin itse siirtymäkiilan pituus. Suuremmalla siirtymäkiilan syklisellä rajajännityksellä deformaatioerot pienenevät huomattavasti. Myös pohjamaan syklisen rajajännityksen kasvattamisella on merkittävä vaikutus. Molemmat tarkasteluissa käytetyt pohjamaan sykliset rajajännitykset vastaavat arviolta hienorakeisen maalajin syklistä rajajännitystä, joten näiden tulosten perusteella pohjamaan ominaisuuksien tunteminen on tärkeää, jotta saadaan mallinnettua realistisia tuloksia. Erot 1:10 ja 1:40 kiilakaltevuuksien välillä ovat melko pieniä heti rummun kohdalla tapahtuvassa deformaatiossa. Kuitenkin deformaatioero radan pituussuunnassa on loivempi pidemmällä kiilalla. Ero 1:1,5 ja 1:10 kiilakaltevuuksien välillä on kuitenkin merkittävä heti rummun kohdalla.

Seuraavassa tarkastelussa siirtymäkiilan paksuutta kasvatetaan 1 m verran eli siirtymäkiilan paksuus on 1,3 m rakennekerrosten yhteispaksuutta syvempi. Kuvassa 72 on esitettynä siirtymäkiilan syvyyden vaikutus deformaatioeroihin. Siirtymäkiilan syklinen

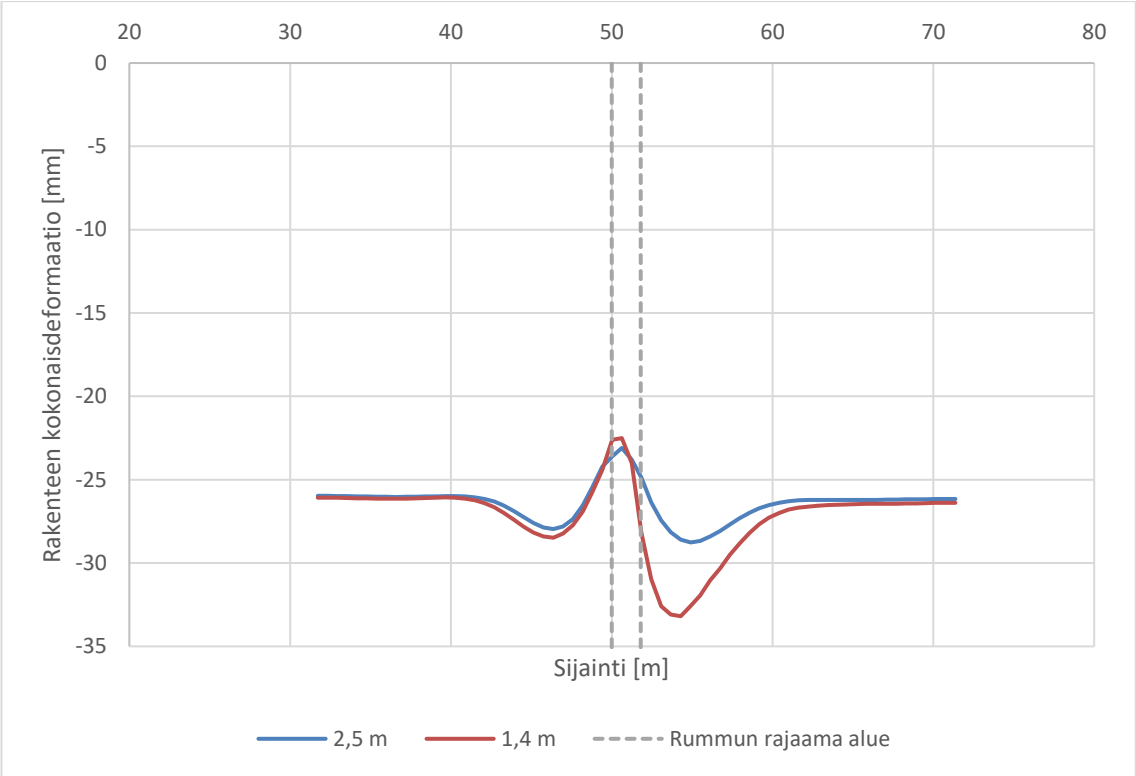
rajajännitys on 300 kPa, ja pohjamaan sykliset rajajännitykset ovat 80 kPa ja 110 kPa. Kiilakaltevuus on 1:1,5.



Kuva 72. Siirtymäkiilan paksuuden vaikutus deformaatioon

Paksummalla kiilalla saadaan pienennettyä deformaatioeroja, mutta vaikutus jää melko vähäiseksi verrattuna esimerkiksi siirtymäkiilassa käytettävän materiaalin syklisen rajajännityksen kasvattamiseen. Esimerkiksi pohjamaan syklisen rajajännityksen ollessa 80 kPa ero deformaatiossa siirtymäkiilan eri syvyyksillä on noin 2 mm.

InfraRYL 2023/2 mukaan siirtymäkiiloja ei tarvita ratarakenteessa, jos rummun ylätason asennussyvyys on 2,5 m korkeusviivasta mitattuna. Seuraavassa kuvassa 73 on esitettynä deformaatiot, kun rumpu asennetaan 2,5 m syvyyteen. Alusrakenteen paksuus on 1 650 mm ja tukikerroksen paksuus on radan korkeusviivasta mitattuna 550 mm. Vertailuna kuvassa on rumpu, joka on asennettu korkeusviivasta mitattuna 1,4 m ilman siirtymäkiiloja. Akselimäärä on 500 000 kappaletta.



Kuva 73. Rummun asennussyvyyden vaikutus deformaatioeroihin

Syvyydelle 2,5 m asennetulla rummulla syvin kohta on 28,8 mm ja syvyydellä 1,4 m syvin kohta on 33,2 mm. Erotus näiden välillä on 4,6 m. Näissä tarkasteluissa rummun molemmilla puolilla pohjamaan syklinen rajajännitys on 110 kPa. Molemmilla rakennepaksuuksilla rummun tulopuolelle muodostuu dynaaminen voimakeskittymä, mutta ohuemmalla rakennepaksuudella dynaamisen voimakeskittymän aiheuttama deformaatioero on suurempi johtuen heikon pohjamaan suuremmasta rasitustasosta. Taulukossa 8 on esitettynä pituuskaltevuuksien muutokset ja maksimideformaatiot kuvan 73 tapauksille.

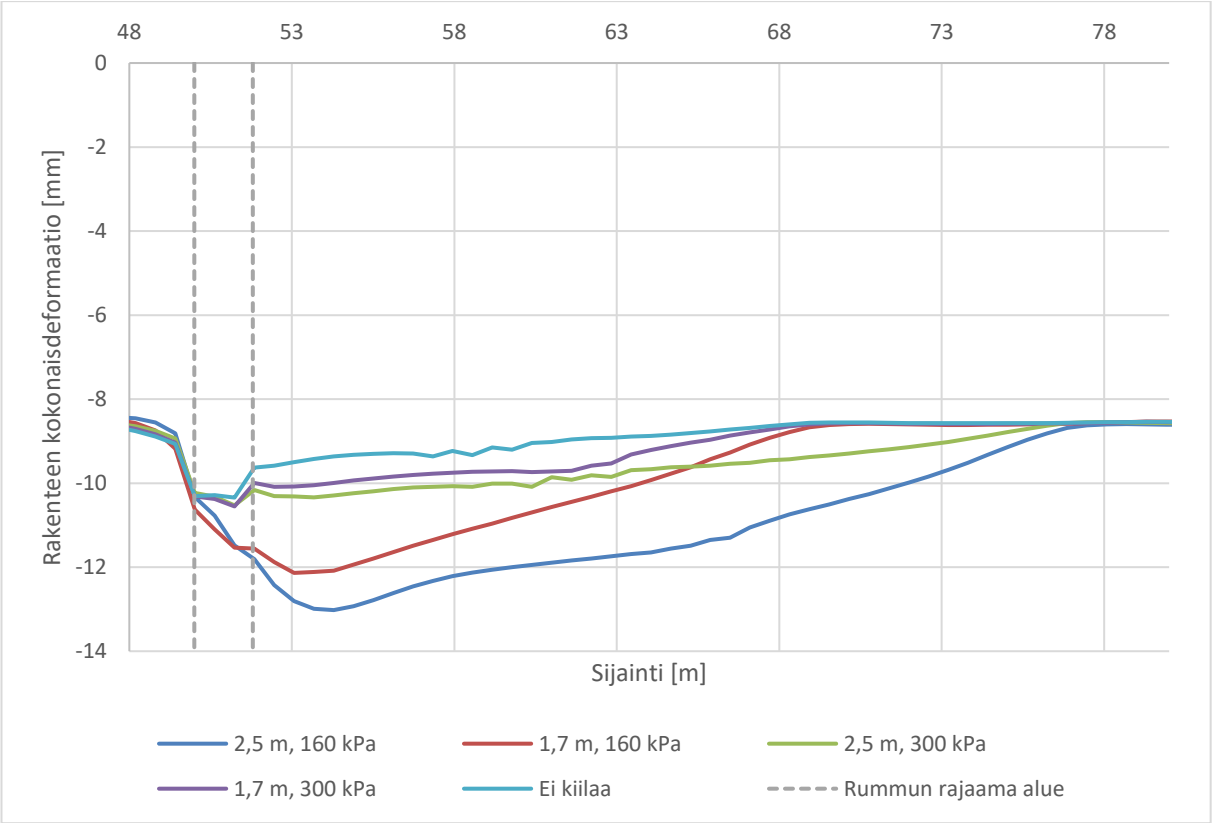
Taulukko 8. *Pituuskaltevuuden muutokset ja maksimi deformaatiot eri rummun asennussyvyyksille korkeusviivasta mitattuna*

Rummun syvyys [m]	**Pituuskaltevuuden muutos 50…54 m [%]**	**Pituuskaltevuuden muutos 55…60 m [%]**	**Maksimideformaatio [mm]**
1,4	0,25	0,05	33,2
2,5	0,17	0,10	28,8

Edellisissä tarkasteluissa pohjamaa ja alusrakenne ovat lujittamattomia eli ratarakenne vastaa uutta rataa, joka perustetaan aiemmin kuormittamattomalle pohjamaalle.

Kohdassa 7.1 todetaan, että pehmeiden pohjamaiden kohdalla jo yhden tukikerroksen tuennan jälkeen rakenteen kokonaisdeformaatiot pienenevät huomattavasti ja suurin osa kokonaisdeformaatiosta tulee tuennan jälkeen enää tukikerroksen deformaatiosta. Nämä tulokset osoittavat sen, että pohjamaan rooli rakenteen kokonaisdeformaatiossa alkaa pienenemään tietyn akselimäärän jälkeen, jolloin jo yhdellä tuennalla on mahdollista poistaa rakenteen pinnalta havaittavat pohjamaan aiheuttamat geometriavirheet.

Todellisuudessa rumpuja rakennetaan myös jo olemassa oleville eli lujittuneille radoille, jolloin myös pohjamaa on lujittunutta. Kuvassa 74 tarkastellaan tilannetta, jossa on olemassa oleva lujittunut ratarakenne pehmeällä pohjamaalla (syklinen rajajännitys 110 kPa), johon on kohdistunut 500 000 akselin ylitystä. Kaluston akselipaino on 160 kN ja ajonopeus 200 km/h. 500 000 akselin ylityksen jälkeen rakennetaan rumpu vastaavasti kuin edellisissä tarkasteluissa. Laskennassa uusitaan alusrakenne ja tukikerros. Alusrakenteen paksuus on vakio 850 mm koko pituusleikkauksessa poiketen edellisten kohtien tarkasteluihin. Rummun rakentamisen jälkeinen rakenteen kokonaisdeformaatio on laskettu 100 000 akselimäärän kohdalla. Siirtymäkiilan kaltevuus on 1:10 ja siirtymäkiilassa käytettävän materiaalin sykliset rajajännitykset ovat 160 kPa ja 300 kPa. Siirtymäkiila tehdään vain toiselle puolelle ja toisella puolella on lujittunut pehmeä pohjamaa (syklinen rajajännitys 110 kPa). Siirtymäkiilan paksuus on sama kuin edellisissä tarkasteluissa eli 2 500 mm sekä 1 700 mm. Rakennekerrosten yhteispaksuus on 1 400 mm, jolloin InfraRYL 2023/2 ohjeen mukaan siirtymäkiilan paksuus on 1 700 mm.



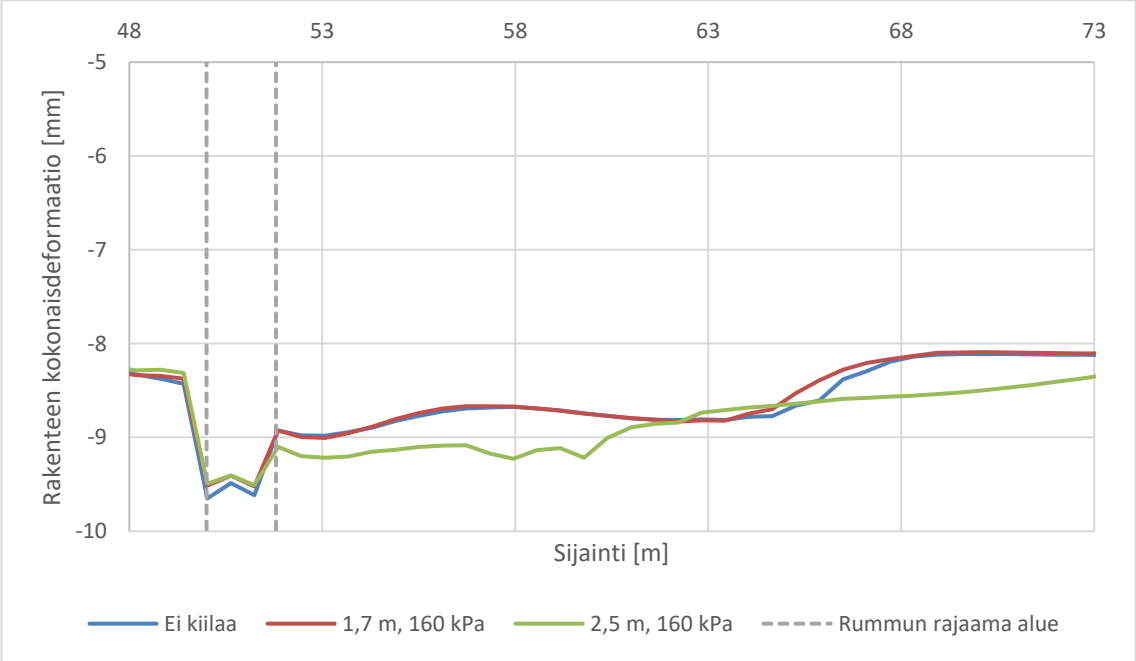
Kuva 74. Rakenteen kokonaisdeformaatio lujittuneilla ratarakenteilla, kiilan materiaalit 160 kPa ja 300 kPa

Näiden laskentatapausten perusteella ei tarvitse siirtymäkiiloja, jos pohjamaa on jo lujittunutta. Tässä kalusto ajaa vain yhteen suuntaan eli radan pituusleikkauksesta nähden vasemmalta oikealle. Tämä selittää sen, miksi ilman siirtymäkiilaa rummun oikealle puolelle muodostuu deformaatioero. Kuitenkin siirtymäkiilan kanssa deformaatioerot rummun eri puolilla ovat merkittävästi suurempia kuin ilman kiilaa. Siirtymäkiilan materiaalin syklisellä rajajännityksellä on olemassa olevilla radoilla merkittävä vaikutus deformaatioon. Jos syklinen rajajännitys on hienoa hiekkaa vastaava (160 kPa), materiaali alkaa lujittumaan kuormituksen alaisena. Tämä selittää sen, miksi siirtymäkiilan kohdalla tapahtuu suurempi deformaatio. Lujittuneilla pohjamailla syvempi siirtymäkiila aiheuttaa suuremman deformaation, koska siinä kohdalla on enemmän materiaalia, jolla on kapasiteettia lujittua.

Tästä voidaan tehdä alustava johtopäätös, että jo olemassa olevilla ja lujittuneilla ratarakenteilla ohuempi siirtymäkiila on optimaalisempi ja siirtymäkiilassa käytettävän materiaalin merkitys korostuu enemmän kuin uusilla radoilla. Tässä yhteydessä ei kuitenkaan olla huomioitu kaikkia materiaalien kuormituskäyttäytymiseen liittyviä ominaispiirteitä kuten materiaalien epähomogeenisuutta. Näissä tarkasteluissa ei olla huomioitu ympäristön aiheuttamia rasituksia, jotka saattavat muuttaa materiaalin ominaisuuksia. Esimerkiksi hienorakeisilla maalajeilla sulamis-

pehmenemiskäyttäytyminen sekä vesipitoisuuden kasvu vaikuttavat niiden lujuusominaisuuksiin usein heikentävästi. Erityisesti Suomessa tapahtuu hyvin voimakastakin sulamis-pehmenemistä roudan sulamisaikaan, joka muuttaa pehmeiden pohjamaiden ominaisuuksia. Näiden edellä esitettyjen syiden takia ei voida tehdä yksiselitteistä johtopäätöstä siitä, että olemassa oleville ja lujittuneille radoille ei tarvittaisi siirtymäkiiloja. Lisäksi tarkasteluissa pohjamaa on hienorakeista, jossa voi tapahtua konsolidoitumista hyvin pitkäänkin. Tämä vaikutus on jätetty pois tarkasteluista.

Kuvassa 75 on esitettynä vielä lujittuneilla pohjamailla rakenteen kokonaisdeformaatio, kun rummun rakentamisen jälkeen toteutetaan tukikerroksen tuenta 100 000 akselin ylityksen kohdalla.



Kuva 75. Tuennan merkitys deformaatioon lujittuneilla ratarakenteilla

Kuvassa 75 on toteutettu tukikerroksen tuenta hienorakeisemmasta materiaalista tehdyille siirtymäkiiloille. Kuvan 75 perusteella ilman kiilaa ja kiilan kanssa tukikerroksen tuennan jälkeen syntyvä deformaatio on melko samaa suuruusluokaltaan. Erityisesti 1,7 m paksuisella kiilalla ja ilman kiilaa deformaatio on lähes sama. Paksummalla kiilalla syntyy hieman suurempi deformaatio rummun tulopuolelle.

8. JOHTOPÄÄTÖKSET

Työn tavoitteena on laskennallisesti tarkastella radan rakennekerrosten ominaisuuksien vaikutusta geometriavirheen syntyyn hyödyntämällä uutta laskentaohjelmaa, joka on ensisijaisesti kehitetty radan kuormituskäyttäytymisen mallintamiseen. Työn tavoitteena on laskennallisesti tuottaa numeerista dataa radan kuormituskäyttäytymisestä ja siihen vaikuttavista tekijöistä, joiden avulla saadaan nykyistä parempi käsitys radan rakenneosien merkityksestä radan kuormituskäyttäytymiseen.

Johtopäätöksenä voidaan todeta, että edes erittäin voimakas pohjamaan vaihtelu ei näiden tulosten perusteella aiheuta välitöntä radan kunnossapitotarvetta matkustusmukavuuden näkökulmasta. Kuitenkin on otettava huomioon, että deformaatioerojen keskihajonta erityisesti ohuilla alusrakennepaksuuksilla on melko voimakasta ja tämän työn laskentatarkastelujen kiihtyvyydet voivat olla todellista alhaisempia. Alusrakenteen paksuudella ei ole aiemman käsityksen mukaista yhtä merkittävää vaikutusta deformoitumiseen näiden tulosten perusteella, mutta 1 200 mm alusrakennepaksuudella saadaan kuitenkin tasattua pohjamaan epätasaisesta deformoitumisesta johtuvia geometriavirheitä. Alusrakenteen syklisen rajajännityksen luontaisella vaihtelulla ei ole suurta vaikutusta rakenteen deformaatioerojen syntyyn.

Pienipiirteisten geometriavireiden kohdalla kaluston ajonopeudella on näiden tulosten mukaan vaikutusta erityisesti korkeuspoikkeaman muotoon. Näiden tulosten perusteella ei kuitenkaan voida tehdä lopullisia johtopäätöksiä ajonopeuden vaikutuksesta, koska tarkasteluissa on käytetty vain kolmea eri ajonopeutta ja kahta eri akselipainoa. Jatkotutkimuksena tulisi varioida kaluston ajonopeutta ja akselipainoa enemmän useissa erilaisissa geometriatapauksissa.

Tarkastelujen perusteella tukikerroksen tuennalla on suuri vaikutus radan epätasaisuuteen. Tuennalla saadaan korjattua pohjamaan epätasaisesta tiivistymisestä aiheutuneet geometriavirheet ohuillakin rakennepaksuuksilla ja hyvin pehmeillä pohjamailla. Tarkastelujen perusteella pystyjännitykset syvyyden suhteen vaimenevat melko voimakkaasti tukikerroksen jälkeen. Tämän perusteella olisi tarkoituksenmukaista tarkastella tukikerroksen paksuuden kasvattamista nykyisestä tai lisätä alusrakenteen ja tukikerroksen väliin välikerros, jonka syklinen rajajännitys on suurempi kuin alusrakenteen.

Siirtymäkiilojen kaltevuuksien 1:10 ja 1:40 välillä ei ole vaikutusta tämän työn laskentatapausten perusteella heti rummun kohdalla tapahtuvaan geometriaeroon, joka

on suurin ongelmakohta. Pidemmällä kiilalla on kuitenkin loivempi deformaatioero kauempana epäjatkuvuuskohdasta. Pienempi kiila on taloudellisempi ratkaisu, jonka takia pidemmän siirtymäkiilan käytön tarkoituksenmukaisuutta tulisi tarkastella enemmän. Siirtymäkiilassa käytettävällä materiaalilla on merkitys deformaatioeroihin. Nykyisellä ohjeella 160 kPa syklinen rajajännitys olisi sallittu siirtymäkiilassa käytettävälle materiaalille, mutta 300 kPa syklisellä rajajännityksellä saadaan pienennettyä deformaatioeroja huomattavasti enemmän. Siirtymäkiilojen kohdalla tulisi tarkastella siirtymäkiilan materiaalin ja kiilan pituuden optimointia nykyisestä ohjeesta. Näiden laskentatulosten perusteella lujittuneilla pohjamailla siirtymäkiila on huonompi ratkaisu, mutta laskentatuloksista ei voida tehdä yksiselitteisiä johtopäätöksiä. Lujittuneita ratarakenteita tulisi tutkia jatkossa enemmän. Tarkasteluissa tulisi ottaa huomioon ympäristöolosuhteiden vaihtelun vaikutus maamateriaalin lujuuteen ja kuormituskäyttäytymiseen. Tarkasteluissa tulisi ottaa lisäksi huomioon pohjamaan konsolidoitumisen merkitys. Lisäksi jatkotutkimuksena tulisi tarkastella siirtymälaattoja siltapäädyissä sekä siirtymäkiiloja uusien ja vanhojen ratarakenteiden välisissä siirtymäkohdissa.

Laskentaohjelmassa materiaalimalli on ensisijaisesti karkearakeisten maamateriaalien käyttäytymistä kuvaava. Laskentatarkastelujen perusteella havaitaan kehittämistarpeena laskentaohjelmaan materiaalimalli, joka kuvaisi erityisesti hienorakeisten maalajien käyttäytymistä ja ottaisi huomioon hienorakeisten maalajien ominaispiirteitä kuten huokosvedenpaineen merkityksen. Jatkotutkimuksena tulisi tarkastella hyvin hienorakeisilla pohjamailla, kuten lieju ja turve, tarvittavaa vähimmäisrakennepaksuutta. Muutoin laskentaohjelman nykyisen materiaalimallin malliparametri (syklinen rajajännitys) on melko yksinkertainen parametri määritellä, joka tekee materiaalimallista käytettävän. Näiden laskentatapausten pohjalta materiaalin syklisen rajajännityksen suuruusluokka on arvioitavissa materiaalin rakeisuuden perusteella. Jatkotutkimuksena tulisi tarkastella maamateriaalien rakeisuuksien ja lujuusparametrien välistä korrelaatiota.

LÄHTEET

Barksdale, R. D. (1972) Laboratory evaluation of rutting in base course materials. Proceedings of the third International Conference on Structural Desing of Asphalt Pavements. London. Volume 1, pp. 161-174.

Biot, A. M. (1935) Effect of certain discontinuities on the pressure distribution in a loaded soil. Journal of Applied Physics. Vol. 6, pp. 367-375

Brecciaroli, F. & Kolisoja, P. (2006) Deformation behavior of railway embankment materials under repeated loading. Literature review. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A5/2006. Helsinki.

Brown, S. F. & Hyde, A. F, L. (1975). Significance of cyclic confining stress in repeated-load triaxial testing of granular materials. Transportation Research Board, Transportation Research Record 537. Washington, D. C., pp. 49-58.

Brown, S. F. & Pell, P. S. (1967). An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads. Proceedings od the Second International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. University of Michigan. Ann Arbor, U.S.A. pp. 487-504.

Chan, W.K.F. (1990) Permanent Deformation Resistance of Granular Layers in Pavements. Ph. D Thesis, University of Nottingham.

Dawson. A. & Kolisoja, P. (2005) Permanent deformations. Report on task 2.1 Roadex II. Northern periphery.

Duncan, J., Wright, S. & Brandon, T. (2014) Soil Strength and Slope Stability. New York Academy of Sciences Series. 334 p.

Ehrola, E. (1996) Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet. Helsinki, Rakennustieto Oy.

Esveld, C. (2001) Modern Railway Track. Second Edition. MRT-Productions, The Netherlands. 654 p.

Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993) Soil Mechanics for Unsaturated Soils. New York, John Wiley and Sons. 517 p.

Hveem, F. N. (1955) Pavement deflections and fatigue failures. Highway Research Board Bulletin, s 114.

Indraratna, B., Salim, W. & Rujikiatkamjorn, C. (2011) Advanced Rail Geotechnology – Ballasted Track.

InfraRYL. (2023) Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset. Rakennustieto O, Helsinki.

Ionescu, D. (2004) Evaluation of the engineering behaviour of railway ballast. Ph. D Thesis, University of Wollongong.

Kalliainen, A., Kolisoja, P. & Nurmikoulu, A. (2014) Radan 3D- rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 55/2014. Liikennevirasto, Helsinki. 174 s.

Khosla, V. K. & Singh, R. D. (1978) Influence of Number of Cycles on Strains. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 15. pp. 584–592.

Kolisoja, P. (1993) Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet. Tielaitoksen selvityksiä 38/1993. Tielaitos, Helsinki.

Kolisoja, P. (1996) Sitomattomien materiaalien moduulit: muodonmuutosmoduulin arviointimenettely. Tielaitoksen selvityksiä 44/1996. Tielaitos, Helsinki.

Kolisoja, P. (1997) Resilient deformation characteristics of granular materials. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tampere.

Kolisoja, P., Levomäki, M., Mäkelä, E. & Niskanen, P. (1999) Radan tukikerroksen ja alusrakenteen kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 6/1999. Ratahallintokeskus, Helsinki.

Krahn, J. & Fredlund, D. G. (1972) On total matric and osmotic suctions. J. Soil Sci., vol. 114, no. 5. pp. 269-278.

Latvala, J. (2023) Ratarakenteen vesipitoisuuden vaikutus pysyvien siirtymien muodostumiseen. Väyläviraston julkaisuja 50/2023. Väylävirasto, Helsinki.

Lentz, R. W. & Baladi, G. Y. (1980) Simplifies procedure to characterize permanent strain in sand subjected to cyclic loading. Proceedings of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading. 7-11 January. Swansea, UK. Volume 1. pp. 89-95.

Lentz, R. W. & Baladi, G. Y. (1981) Constitutive equation for permanent strain of sand subjected to cyclic loading. Transportation Research Board, Transportation Research Record 810. Washington, D. C. 99. 50-54.

Li, D., Hyslip, J., Sussmann, T. & Chrismer, S. (2016) Railway Geotechnics. CRC Press/Taylor & Francis Group. 574 p.

Liikennevirasto. (2018) Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3. Radan rakenne. Liikenneviraston ohjeita 13/2018. Liikennevirasto, Helsinki.

Länsivaara, T. (1996) Maan mekaanisen käyttäytymisen mallintaminen. Lisensiaatintutkimus. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto. 80 s.

Pajunen, S. & Salmi, T. (2018) Lujuusoppi. Pressus Oy, Tampere.

Pappin, J.W. (1979) Characteristics of a Granular Material for Pavement Analysis. Ph. D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham.

Peltomäki, M. (2020) Ratarakenteen kuormituskäyttäytymisen mallintaminen. Diplomityö. Rakennustekniikan koulutusohjelma, Tampereen yliopisto.

Peltomäki, M. (2021) Radan alusrakenteen ja pohjamaan kuormituskestävyysmitoituksen kehittäminen. Väyläviraston julkaisuja 58/2021. Väylävirasto, Helsinki.

Peltomäki, M. (2024a) Ajonopeuden ja epätasaisuuden vaikutus tukikerroksellisen radan dynaamiseen kuormitusvasteeseen. Artikkelin julkaisematon käsikirjoitus. Saatavana artikkelin vastuulliselta kirjoittajalta.

Peltomäki, M. (2024b) Novel permanent deformation model for granular materials. Julkaisuvaiheessa oleva käsikirjoitus. Saatavana artikkelin vastuulliselta kirjoittajalta.

Peltomäki, M. (2024c) Simplified approach to estimate the loading response of traffic infrastructures. Julkaisuvaiheessa oleva käsikirjoitus. Saatavana artikkelin vastuulliselta kirjoittajalta.

Peltomäki, M. (2024d) Radan erilaisten geometriavirheiden merkitys kaluston ja ratarakenteen näkökulmasta. Julkaisematon käsikirjoitus. Saatavana artikkelin vastuulliselta kirjoittajalta.

Peltomäki, M. (2024e) Tukikerrosmalli. Julkaisematon käsikirjoitus. Saatavana artikkelin vastuulliselta kirjoittajalta.

Peltokangas, O. (2012) Radan pystysuuntainen jäykkyys ja sen pistemäinen mittaaminen. Diplomityö. Rakennustekniikan koulutusohjelma, Tampereen yliopisto.

Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. (1979) Geotekniikka. 22., muuttumaton painos. Hakapino Oy, Helsinki 2009.

Ratahallintokeskus. (2004) Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RATO) 13. Radan tarkastus.

Ruhanen, E. (2021) Radan eristys- ja välikerroksen luonnonmateriaalin rakeisuuden vaikutus kantavuuteen. Diplomityö. Rakennustekniikan koulutusohjelma, Tampereen yliopisto.

ROADEX. (2024a) Pysyvät muodonmuutokset, urautumisen luokittelu. ROADEX Network E-Learning. Verkkojulkaisu. Saatavissa (viitattu 15.4.2024): https://www.roadex.org/fi/e-learning/kurssit/pysyvat-muodonmuutokset/3-pysyvat-muodonmuutokset-urautumisen-luokittelu/

ROADEX. (2024b) Vesi tierakenteessa ja pohjamaassa, terminologiaa. ROADEX Network E-Learning. Verkkojulkaisu. Saatavissa (viitattu 5.3.2024): https://www.roadex.org/fi/e-learning/kurssit/teiden-kuivatus/2-vesi-tierakenteessa-ja-pohjamaassa-terminologiaa/

Saarenketo, T., Kolisoja, P., Vuorimies, N. & Ylitapio, S. (2001) Kantavan kerroksen murskeen imupaine- ja muodonmuutosominaisuudet. Tiehallinon selvityksiä 9/2001. Tiehallinto, Helsinki.

Selig, E.T. & Waters, J. M. (1994) Track geotechnology and substructure management. London, Thomas Telford Publications. 407 p.

Sweere, G.T.H. (1990) Unbound Granular Bases for Roads. Ph. D Thesis, Delft University of Technology. Delft.

Thom, N. H. (1988) Design of Road Foundations. Ph. D Thesis, University of Nottingham.

Verruijit, A. (2012) Soil Mechanics. Delft University of Technology.

Väylävirasto. (2023) Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 11. Radan päällysrakenne. Väyläviraston ohjeita 23/2023. Väylävirasto, Helsinki.

Wu, J.T.H & Tung, S. CY. (2019) Determination of Model Parameters for the Hardening Soil Model. Transportation Infrastructure Geotechnology (2020) 1:55-68.