

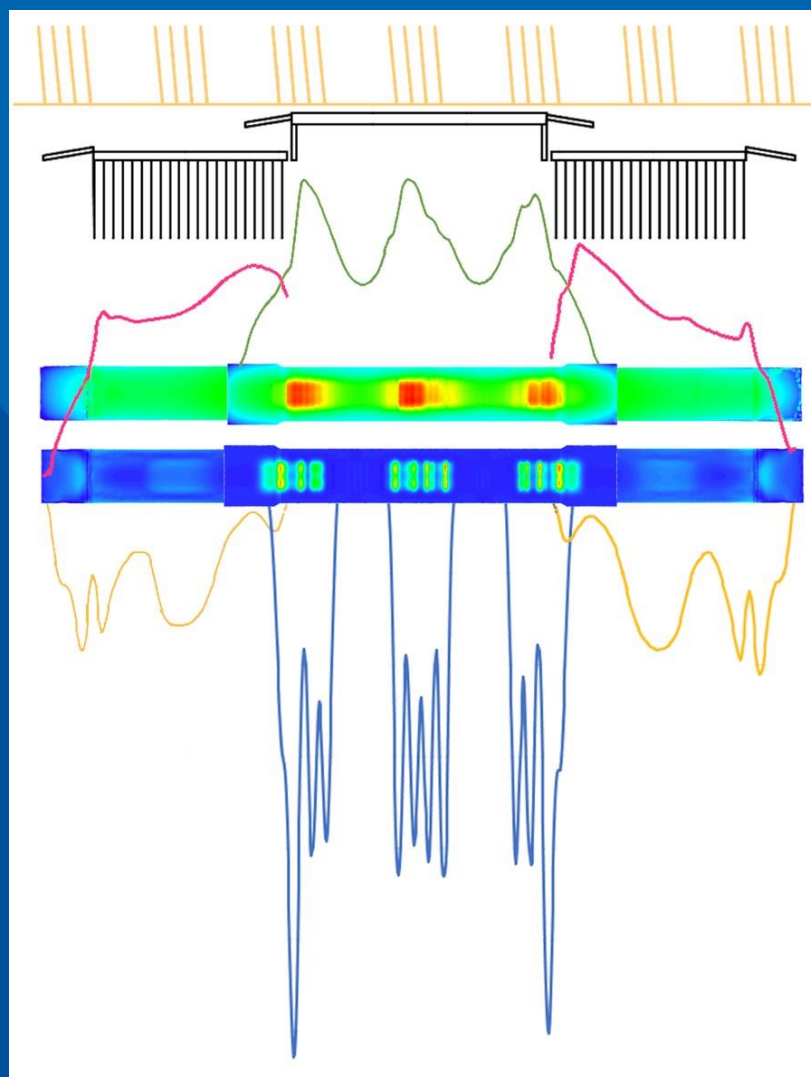


Väylävirasto
Trafikledsverket

Väyläviraston julkaisu
3/2022

Junakuorman aiheuttamat jännitykset maanalaisten rakenteiden pinnassa

FEM-laskennan työraportti



Kim Andersson-Berlin
Niilo Vehmas

Junakuorman aiheuttamat jännitykset maanalaisten rakenteiden pinnassa

FEM-laskennan työraportti

Väyläviraston julkaisuja 3/2022

Kannen kuva: Kim Andersson-Berlin

Verkkójulkaisu pdf (www.vayla.fi)

ISSN 2490-0745

ISBN 978-952-317-939-4

Väylävirasto
PL 33
00521 HELSINKI
puh. 0295 343 000

Kim Andersson-Berlin, Niilo Vehmas: Junakuorman aiheuttamat jännitykset maanalaisten rakenteiden pinnassa - FEM-laskennan työraportti. Väylävirasto Helsinki 2022. Väyläviraston julkaisuja 3/2022. 67 sivua ja 6 liitettä. ISSN 2490-0745, ISBN 978-952-317-939-4.

Avainsanat: rautatiet, kuormat, painolaatat, jännitykset, FEM, elementtimenetelmä

Tiivistelmä

Työssä on laadittu kaksi FEM-mallia, joilla on tutkittu junakuorman vaikutuksia radan alle tehtäviin rakenteisiin. Työn ensimmäisessä vaiheessa tutkittiin junakuorman vaikutuksia pelkään paalulaattaan. Myöhemmin mallia kehitettiin ja tutkittiin tilannetta, jossa lyhyen sillan molemmin puolin on paalulaatat.

Pystysuuntaisena keskimääräisenä junakuormana on käytetty 80 kN/m ja se on kohdistettu kiskoihin 12,5 t pistekuormina LM-71 mukaisen akseliryhmän geometriaa noudattaen. Akseliryhmien väli on valittu niin, että resultantiksi muodostuu 80 kN/m, mikä vastaa LM-71 nauhakuorman ominaisarvoa α -kertoimella 1,0. Vaaka-suuntaisena junakuormana on käytetty 25 % pystykuormasta.

Ensimmäisessä FEM-mallissa on tutkittu kv-1,5 m syvyydessä sijaitsevan elementtipaalulaatan käyttäytymistä. Elementtipaalulaatta on mallinnettu kolmen paalun elementeistä, joiden välissä on maakostea betoni ja jotka on kytketty kiinni toisiinsa teräskiinnikkein. Elementtilaatat tukeutuvat kahteen radan suuntaiseen paalujonoon, jotka voidaan asentaa ennen olemassa olevan raiteen purkamista. Mallinnuksessa todettiin elementtilaattojen taipuvan keskeltä, mikä heijastuu penkereen holvautumiseen. Ilmiötä on tutkittu erikseen liitteessä 1. Paalulaatta on mallinnettu 20 m pitkänä, mikä on tavanomainen laatan pituus, mutta se on lyhyt verrattuna junasta muodostuvan kuorman pituuteen. Laatta ja paalujen yläosa ovat mallissa pengermateriaalin sisällä. Tärkeimmät havainnot laskelmista on, että pystypaaluihin tukeutuvan paalulaatan vaakasuuntainen jäykkyys määräytyy suurelta osin ratapenkereen vaakasuuntaisen jäykkyyden mukaan. Pystypaaluilla perustettu paalulaatta on vaakasuuntaan hieman jäykempi kuin ympäröivä ratapenger, koska osa siihen kohdistuvasta kuormasta osa siirtyy paalujen päiden leikkausjännityksen kautta kovaan pohjaan. Osuus on riippuvainen paalujen pituudesta ja pitkillä paaluilla kovan pohjan vaikutus on erittäin pieni. Penkereen sisällä oleva laatta liikkuu siis penkereen vaakasuuntaisten liikkeiden mukaisesti.

Toisessa FEM-mallissa on tutkittu paalulaatta-silta-paalulaatta yhdistelmää. Sillan kannen pinta on mallinnettu tukikerroksen alapintaan ja paalulaattojen yläpinta on mallinnettu kv-3 m syvyyteen korkeusviivasta ja penkerettä ympäröivän maan tasoon. Sekä paalulaatat, että silta on perustettu mallissa vain pystypaaluille. (Vastaavaa vaakasuuntaisesti jäykkää paalulaattaa on tutkittu erikseen liitteessä.) Elementtipaalulaattamalli oli silta-paalulaatta mallin pohjana, joten tässäkin paalulaatat tukeutuvat kahteen paaluriviin, yksi molemmin puolin raidetta. Laskelmissa on tutkittu junakuorman jakautumista rakenteiden eri pinnoilla. Sillan kohdalla radan vaakasuuntaisessa jäykkyydessä on epäjatkuvuuskohta ja silta onkin laskelmissa osoittautunut vaakasuuntaisesti vähemmän jäykäksi kuin ratapenger. Junan vaakakuorma kumuloituu ennen siltaa paalulaatan ja sillan maatuen rajoittamalla alueella ja puskee sillan päätypalkkia. Sillan kannen kohdalla koko junakuorma käytännössä kohdistuu sillan kanteen ja siirtyy päätypalkin kautta penkereeseen ja

sitä kautta paalulaatalle. Sillan jälkeen vaakakuorma siirtää maapengertä mukanaan. Pitkä jarruttava juna sillan kohdalla ei kuormita ainoastaan siltaa vaan myös pengertä molemmin puolin siltaa. Sillan vaakatuki perustuu maanpaineeseen ja on hyvä muistaa, että sama vaakakuorma, joka kuormittaa siltaa kuormittaa myös sitä maata, joka tukee siltaa. Samalla ei saa kuitenkaan unohtaa, että maan omasta painosta syntyvä tukeva maanpaine on lyhyillä silloilla huomattavasti suurempi kuin junan jarrutuksesta siltaan muodostuva vaakasuora maanpaine, vaikka mallinuksessa käytettiin SFS-EN 1991-2 mukaista jarrukuorman ominaisarvoa. Lisäksi lasketut siirtymät ovat erittäin pieniä.

Kim Andersson-Berlin, Niilo Vehmas: Av trafiklasten orsakade spänningar i konstruktioner under järnvägar. Trafikledsverket. Helsingfors 2022. Trafikledsverkets publikationer 3/2022. 67 sidor och 6 bilagor. ISSN 2490-0745, ISBN 978-952-317-939-4.

Sammanfattning

I arbetet har man tagit fram två FEM-modeller med vilka man har modellerat lastens påverkan från tåg på underjordiska konstruktioner så som t.ex. pålplattor. I första skedet av arbetet studerades lastens påverkan på en pålplatta och i följande skeden utvecklades modell så att en bro med pålplattor i båda ändor modellerades.

Lasten i modellerna har modellerats i enlighet med måtten för axellasterna i LM-71. Avståndet mellan axelgrupperna har valts så att den vertikala resultanten blir 80 kN/m. Som horisontell komponent har använts 25 % av vertikalkomponenten.

I den första modellen har man undersökt lastspridningen på en pålplatta av prefabelement som ligger 1,5 m under rälsens höjd. Elementplattan har modellerats med element som stöder sig på tre pålar var. Materialet mellan elementen är modellerat som svag betong (utan. spec klass). Elementen är fästa i varan med fästen av stål. Prefabelementen står på två rader av pålar som kan installeras innan rivning av räls. Prefabelementen böjer sig på mitten under last vilket ger sig uttryck i en viss valvverkan i fyllningsmaterialet på dem (detta har undersökts i separat bilaga 1 till rapporten). Elementpålplattan har modellerats 20 m lång. Det är en naturlig längd för en dylik konstruktion men en mycket kort underjordisk konstruktion i förhållande till t.ex. lasten från ett bromsande tåg. Plattan och pålarnas överkant ligger i modellen ovanom fyllningsmaterialets underkant som ligger på mjuk lera. I modelleringen antas att tomrum bildas under pålplattan. De viktigaste resultaten av modelleringen är att den horisontella styvheten hos en pålplatta som står på vertikala pålar naturligt bestäms av markens vertikala styvhet. Pålplattan är aningen styvare än den omliggande järnvägsbanken eftersom en del av den horisontella lasten förs till hårt botten via skjuvlaster i pålarnas botten. Andelen beror på pålarnas längd och är mindre ju längre pålarna är. En pålplatta grundlagd på endast vertikala pålar rör sig alltså horisontellt i enlighet med den omkringliggande järnvägsbanken.

I den andra FEM-modellen har man undersökt en modell med en bro som är förlängd med pålplattor på bägge sidor. Brons överkant ligger i nivå med ballastlagrets underkant och pålplattorna ligger tre meter under rälsens höjd. Järnvägsbanken är modellerad tre meter hög så pålplattan ligger i höjd med den omkringliggande marken. Både bron och pålplattorna är grundlagda på enbart vertikala pålar (horisontellt styva pålplattor har undersökts i separat bilaga 5). Också i den här modellen ligger pålplattornas pålar i två rader, en på var sida om spåret. I beräkningarna har man undersökt tåglastens effekter på de olika konstruktionsytorna. I resultaten finner man att bron är mindre styv i horisontalled än järnvägsbanken. Ett långt tåg som bromsar då bron ligger vid halva tåget belastar inte endast bron utan också järnvägsbanken på båda sidor om bron. Brons horisontella stöd baserar sig på marktrycket mot ändbalkarna och man bör komma ihåg att samma horisontallast som belastar bron belastar också marken på båda sidor om bron. Samtidigt skall man inte glömma att det stödjande marktrycket p.g.a. jordens egen vikt är vid korta broar betydligt större än tåglastens horisontalkomponent (enligt SFS-EN 1991-2). I dessa modelleringar beräknade rörelser är väldigt små.

Kim Andersson-Berlin, Niilo Vehmas: Stresses caused by a train load on buried structure under railways. Finnish Transport Infrastructure Agency Helsinki 2022. Publications of the FTIA 67 pages and 6 appendices. ISSN 2490-0745, ISBN 978-952-317-939-4.

Executive Summary

In the work two different FEM-models for studying effects of a trainload on pile supported embankment slabs and a short bridge have been developed. In the first calculations only a piled embankment slab was modelled. Later the model was developed to include a short bridge with piled embankment slabs at both ends.

The loads used in the models have been modelled as 125 kN static point loads with geometry according to the axels in load model LM71 with the factor $\alpha=1$ (SFS-EN 1991-2). Distance between consecutive axle groups is chosen so that the resulting average line load is 80 kN/m. The horizontal component of the load is given as 25 % of the vertical load. For bridges, EN 1991-2 specifies a braking load of 20 kN/m to a maximum of 6,000 kN, which corresponds to 25 % of the vertical load of 80 kN/m. All calculations are made using the presented characteristic values for loads and material parameters.

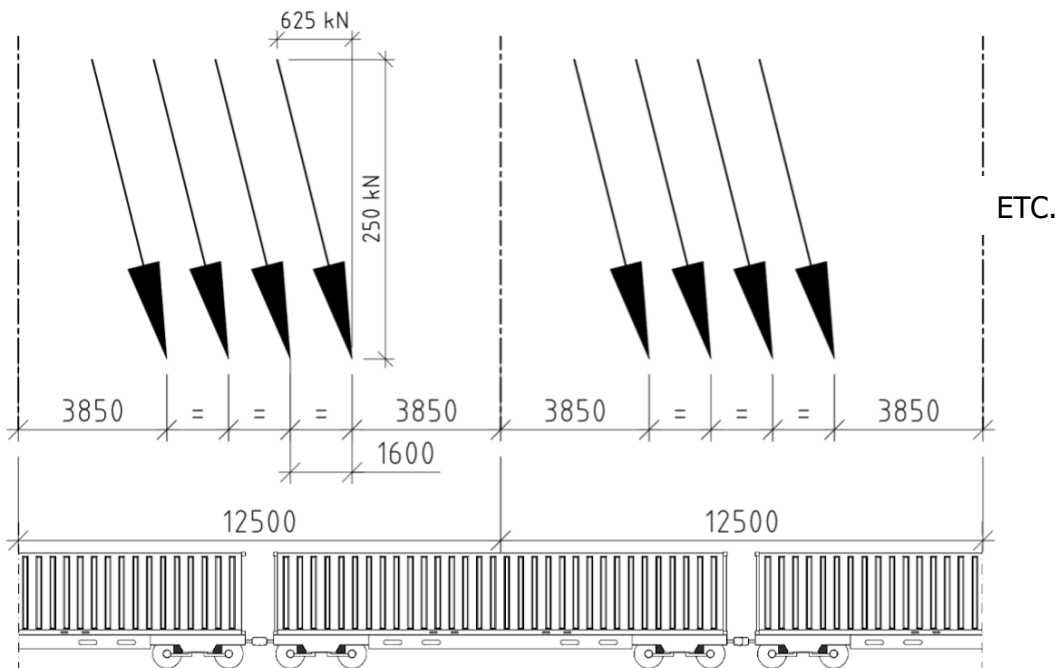


Figure 1. Load used in calculations. Vertical load is 250 kN/axle. Horizontal load is $0,25 \times 250 \text{ kN} = 62,5 \text{ kN/axle}$. The axle load is modelled as a point load of half of the axle load on each rail.

The soil models used in the calculations are based on the study made by Tampere University as presented in Finnish Transport Infrastructure Agency report 28/2017 (Kalliainen & Kolisoja). The parameters for the models are representative for the loaded situation in the soil.

The study was conducted with finite element analysis using Plaxis 3D software. A cross-section of the railway was modelled in detail composing all track superstructure components. The applied cross-section was the standard cross-section for a straight horizontal track section according to Finnish Transport Infrastructure Agency specification Ratatekniset ohjeet, Osa 3 (RATO 3). The top of the sleepers were elevated 50 mm from the ballast layer to separate the rail bottom from the ballast. A section of the general geometry of the pile supported embankment slab is shown in figure 3 and the larger model with bridge and piled slabs is shown in figure 2.

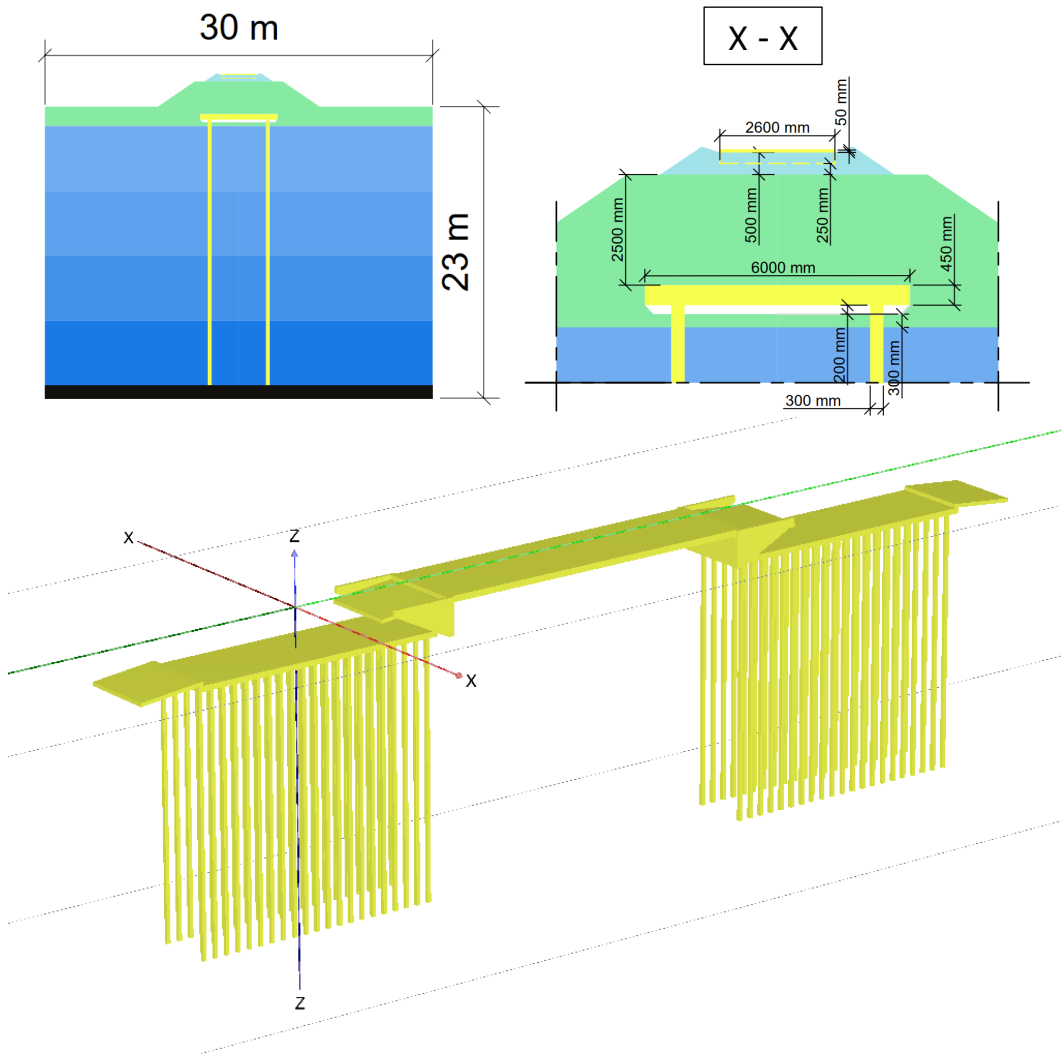


Figure 2. Above to the left: section showing general geometry of model at location X-X. Layers shown in blue are soft soils increasing in stiffness downwards. Green layers are coarser embankment materials and cyan colour is ballast. Above to the right: measurements of the embankment and pile supported embankment slab at 3 m below railway line. Below: showing the structures in the Plaxis 3D model. Pile supported embankment slab – bridge – second pile supported embankment slab. The pile supported slabs are 6 m wide and 21 m long. The bridge is 6,8 m wide and 26 m long. Both structures have 5 m long transition slabs.

One model was made to study the load effects on a pile supported embankment slab only (fig 3.) and the results from this model are presented first. The slab was modelled at 1,5 m below the railway. The pile supported embankment slab is founded with two rows of piles, one row on each side of the railway. In this way

the piles can be installed between passing trains: The railway need to be removed only when embankment slabs are installed. Slabs constructed in this manner bend slightly and some arch action can be detected in the embankment. Also, an empty space has been modelled under the slabs as materials under such slabs tend to have some settlement.

In figure 4, results from calculation with vertical loads are shown. The net resultant on the slab and transition slab is approximately 2,000 kN. The slabs have a total length of 25 m. The calculated average load is therefore 80 kN/m and it can be stated that the entire vertical train load is transferred to the slabs. However, the vertical load on the slab is not uniform and a peak load, approx. 150 kN/m, is observed. An empty space representing local settlements under the transition slab was modelled under 2/3 of the length of the slab and therefore, loads are carried to the end of the pile-supported slab and a peak in pressure can be observed at the connection point between them.

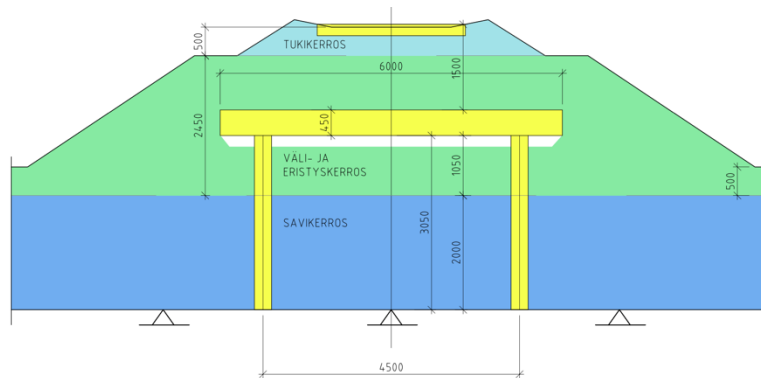


Figure 3. Cross section of the model with only piled slab and short 3 m long piles.

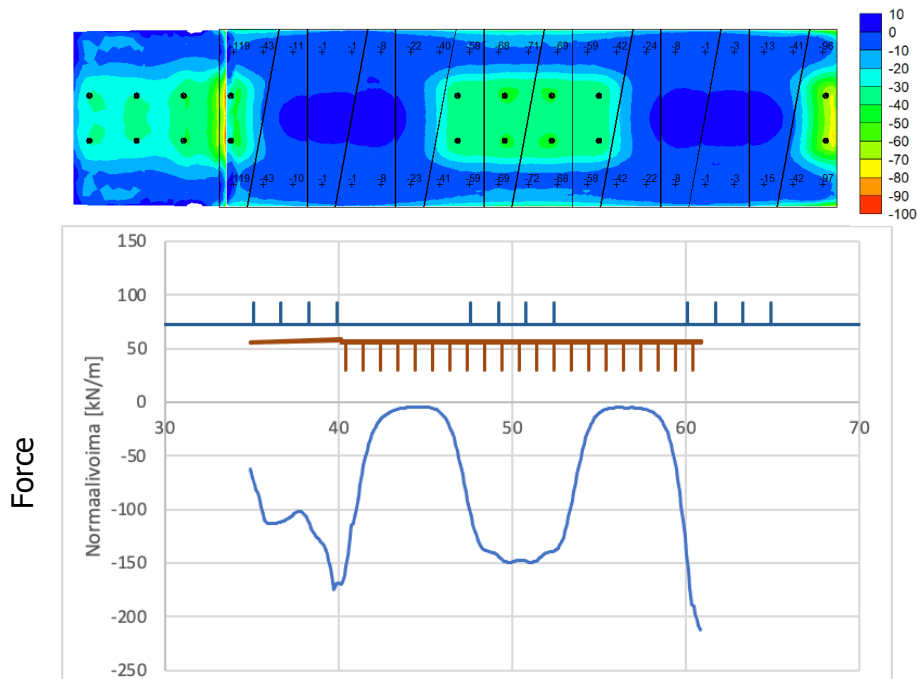


Figure 4. Above: top view of pile supported slab at 1,5 m dept. Colours represent the vertical stress at the surface of the slab caused by the vertical train load. Units are kPa. Below: Integrated sum of compression across the slab giving a force per meter.

In figure 5, similar results are shown for the horizontal train load. The net resultant on the slab and transition slab is approximately 400 kN. The slabs have a total length of 25 m. The calculated average load is therefore approx. 15 kN/m and it can be stated that approx. 75 % of the horizontal load is present as tension at the surface of the slab. A slight dip in the integrated sum can be seen between the axle groups and at the vertical step where transition slab rests on the piled slab but the calculated horizontal load on the slabs can be approximated at 15 kN/m.

In this case, the piled slab is slightly stiffer horizontally than the embankment as a part of the horizontal load is transferred to the bottom of the model through shear at the bottom end of the piles and the amount is inversely proportional to the length of the piles. In the model with only the piled slab, the piles are short, only 3 m, but in the model with bridge and piled slabs (fig. 2.) the effect is reduced by lengthening the piles significantly.

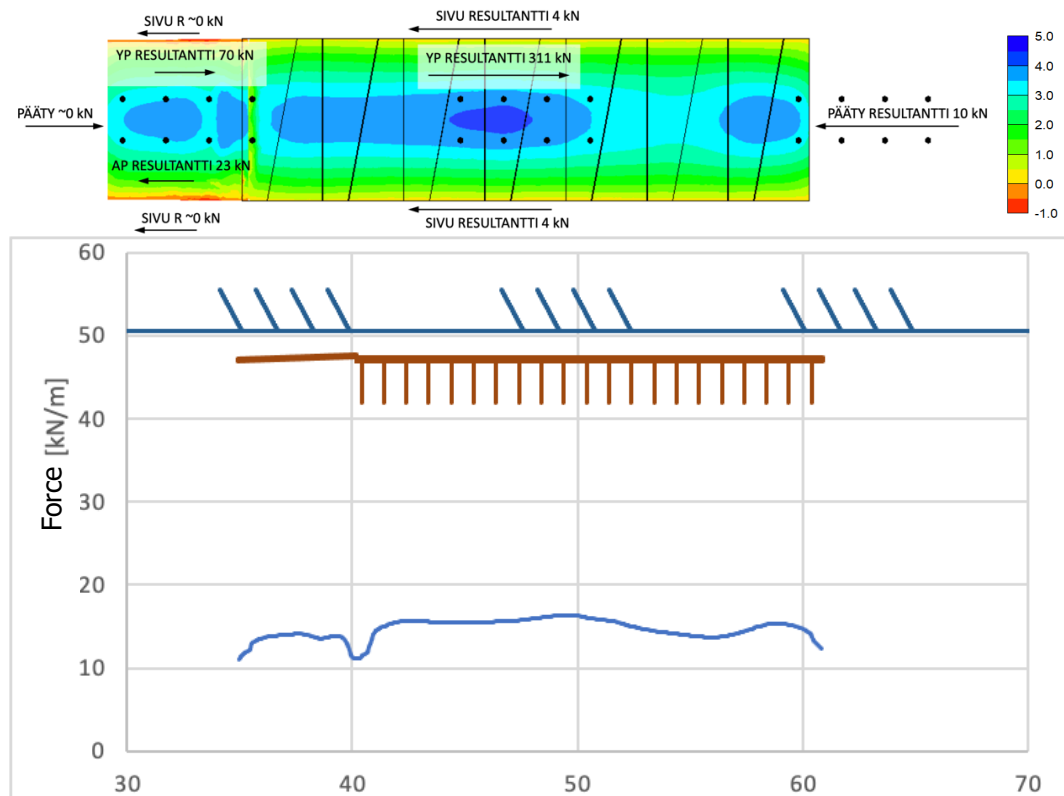


Figure 5. Above: topview of pile supported slab at 1,5 m depth. Colors represent the horizontal stress at the surface of the slab caused by the horizontal train load. Units are kPa. Black dots represent train load locations. Below: Integrated sum of shear stress across the slab giving the force per meter.

Corresponding results from the model with bridge and piled slabs are presented in figures 6 and 7.

In figure 6 results from calculation with vertical loads are shown. The net resultant on the bridge is approx. 3,000 kN and the net vertical load located directly above the bridge is 3,000 kN. The entire vertical load is transferred to the bridge. Peak loads of up to 300 kN/m can be observed at the connection between the bridge

and the transition slab. The same effect was also observed on the piled embankment slab earlier. The bridge at 0,5 m depth is only at 1/3 depth compared to the piled slab at 1,5 m depth earlier and the effect is greater.

The vertical load on the piled slabs was approximately 1,350 kN in the calculations. The piled slab is 21 m long and the average load is 80 kN/m so approximately 80 % of the vertical load is observed at the piled slab on 3 m depth.

As the bridge is vertically stiff and close to the load one can observe that the entire vertical trainload is transferred to the bridge. The load is however not uniform, and every axle is clearly visible, some peaks can be observed at the connection point between bridge and transition slab. One other result from the vertical load is settlement in the soil under and around the outer end of the transition slabs of the piled slabs. The vertical load in the middle of the model is transferred to the modelled supports of the bridge and the piles of the piled slabs. At both ends of the model the vertical load is transferred to the modelled soil. Movement directed towards the bridge is detected in the soil on both ends of the structure.

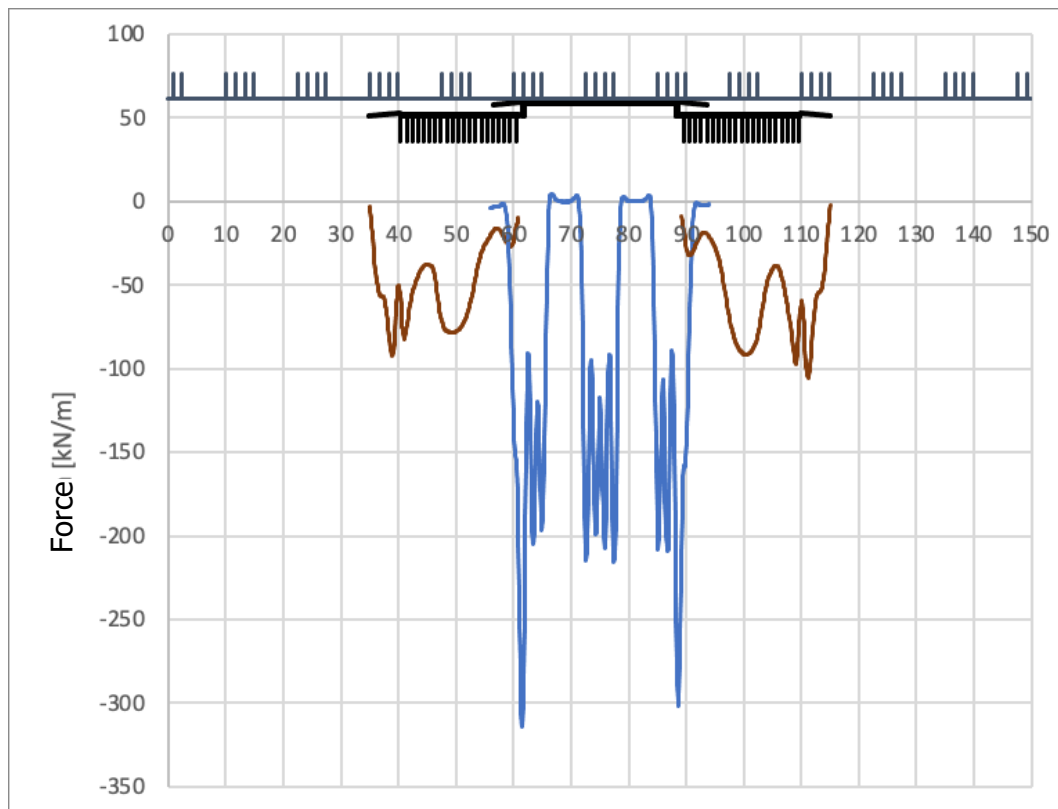


Figure 6. Vertical load on bridge under ballast and piled slabs at 3 m depth.

In figure 7 results are shown for the horizontal train load on the bridge and slab surfaces. The net resultant on the bridge is approximately 540 kN. The bridge is 26 m long, and the calculated average load is therefore 20 kN/m and it can be stated that 100 % of the horizontal load is present as tension at the surface of the bridge deck. It is however not uniformly 20 kN/m but varies from 30 kN/m under the axles to 10 kN/m between the axle groups.

The horizontal net resultant on the transition slabs of the bridge was approx. 100 kN and the net resultant on the piled slabs was approx. 400 kN. As the piled slabs are 21 m long the horizontal load on the piled slabs at 3 m depth is approx. 10

kN/m or 50 % of the trainload. It is not uniform but is close to the bridge approx. 20 kN and 0 kN in the other end. The resultant on the transition slabs of the piled slabs was negative approx. 60 kN. This means that the transition slabs, as they are connected to a horizontally very stiff structure, move more than the surrounding soil and a negative effect is observed. The transition slabs also rotate around the connection to the piled slabs.

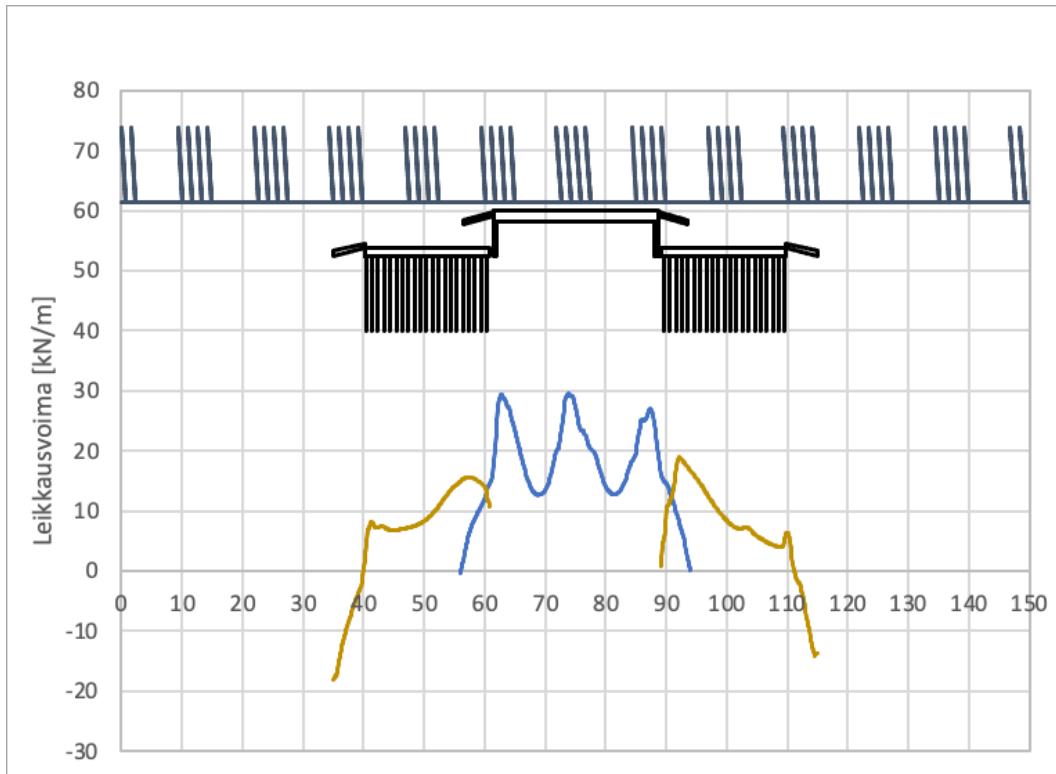


Figure 7. Horizontal load from horizontal train load on bridge surface under ballast and piled slab surface at 3 m depth.

In these calculations the effects of raked piles have not been studied. Structures with only vertical piles have been modelled. From the results it can be determined that a structure founded on only vertical piles has a lateral stiffness corresponding to the same of the surrounding soils. From the calculated displacements it can be observed that the bridge was the least stiff structure in the model. The piled embankment slabs are slightly stiffer than the surrounding soil as a portion of the lateral loads is transferred to the bottom of the model via shear at the connection between piles and model bottom. One observation from the modelling was that when the horizontal trainload is applied to the rails throughout the model the soil that is supporting the bridge is also showing displacements because of the load. So, a calculated "spring support" is stiffer if loads are applied only to the bridge. It is however good to bear in mind that the earth pressure from the weight of the soil on the end beams of the bridge is several times bigger than the horizontal train load. Also lateral earth pressure from the vertical trainload is locally much more significant than the breaking load of the train.

Esipuhe

Tässä selvityksessä on tutkittu pysty- ja vaakasuuntaisen junakuorman vaikutusta paalu-laattaan sekä paalulaattojen ja sillan yhteistoimintaan. Työssä on luotu FEM-malli, jolla määritettiin paalulaatan pintaan muodostuva normaali - ja leikkausjännitys, kun paalulaatta sijaitsee eri syvyydellä radan alla. Tavoitteena on ollut selvittää junakuorman vaikutus rakenteisiin sekä arvioida paalulaattojen suunnittelussa käytettävän junakuorman suuruutta ja jakautumista. Työn on toteuttanut Väyläviraston toimeksiannosta SWECO Arcus Oy (sekä työn lopussa Insinööritoimisto Profund Oy). Työstä on vastannut Kim Andersson-Berlin ja laskelmat on tehnyt Niilo Vehmas. Työtä on ohjannut ryhmä, jonka jäseninä ovat olleet Panu Tolla Väylävirastosta, Jaakko Heikkilä Insinööritoimisto Profund Oy:stä sekä Sami Noponen Sweco Rakennetekniikka Oy:stä.

Helsingissä tammikuussa 2022

Väylävirasto
Tekniikka- ja ympäristöosasto

Sisältö

1	JOHDANTO.....	14
1.1	Työn tavoite	14
1.2	Tutkimusmenetelmä.....	14
2	RAUTATIELIIKENTEEN KUORMAT.....	16
2.1	Kuormakaaviot.....	16
2.2	Veto- ja jarrukuormat.....	17
3	MALLINNUKSEN LÄHTÖTIEDOT.....	18
3.1	Yleiset lähtötiedot	18
3.1.1	Rakennekerrokset.....	18
3.1.2	Savi.....	19
3.1.3	Laatta.....	19
3.1.4	Paalut.....	20
3.1.5	Raide.....	21
3.1.6	Rajapinnat	21
3.1.7	Laskentaverkko	23
3.1.8	Kuorma	24
3.2	Elementtilaatan geometria	24
3.2.1	Elementtilaattamallissa käytetyt kuormitustapaukset.....	26
3.3	Paalulaatta- ja siltamallin geometria.....	27
3.3.1	Sillan paalujen mallinnus.....	30
3.3.2	Silta-paalulaattamallissa käytetyt kuormitustapaukset.....	32
4	LASKENTATULOKSET.....	35
4.1	Osio 1 – Elementtilaatta.....	36
4.1.1	Normaalijännitys paalulaatan yläpinnassa	36
4.1.2	Leikkausjännitys paalulaatan yläpinnassa.....	41
4.2	Osio 2 – Paalulaatta ja silta.....	44
4.2.1	Mallin kokonaissiirtymät	45
4.2.2	Pystykuormasta aiheutuva vaikutus sillan, paalulaattojen ja siirtymälaattojen yläpinnassa.....	47
4.2.3	Vaakakuormasta syntyvät vaikutukset sillan, paalulaattojen ja siirtymälaattojen yläpinnassa.....	53
4.2.4	Siltaan kohdistuvien vaikutusten resultantit.....	60
5	YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET	64
	LÄHDELUETTELO.....	67
	LIITTEET	
Liite 1	Elementtilaatan poikkileikkaustarkastelut	
Liite 2	Silta-paalulaattamallin yhdistetyt vaakavoimakuvaajat	
Liite 3	Leikkausvoima tukikerroksen alapinnassa	
Liite 4	Kiskon suuntainen voima/normaalivoima kiskossa	
Liite 5	Siirtymättömään laattaan kohdistuvien voimien ja jännitysten laskennan työraportti	
Liite 6	NCCI7 Liite 9 mukaisen kuorman leviämisen sovituksen mukaiset tarkistuslaskelmat	

1 Johdanto

1.1 Työn tavoite

Tässä työssä on tavoitteena ollut selvittää junakuorman vaikutus paalulaatan ja sillan yhdistelmään. Työn taustana on selvitys, jossa tutkittiin junakuorman vaikutusta vaakasuunnassa jäykästi tukeutuvaan paalulaattaan. Taustana olevan selvityksen tulokset on esitetty liitteessä 5. Työn aluksi tehtiin lisätarkastelu, jossa paalulaatta on ilman siltaa ja koostuu kolmionmuotoisista elementtilaatoista. Paalulaatan ja sillan mallinnuksessa päädyttiin mallintamaan koko siltarakenne siten, että sillan molemmissa päissä on paalulaatat. Paalulaatat ja silta on varustettu lisäksi siirtymälaatoilla.

Työn tavoitteena on tutkia paalulaatan ja sillan yhdistelmässä eri rakenneosiin syntyviä vaikutuksia.

1. Sillan kanteen ja paalulaattojen pintaan syntyvät pysty- ja vaakajännitykset
2. Kohdan 1 tuloksista lasketut metrikohtaiset kuormat
3. Sillan päätyihin/puskupalkkiin syntyvät vaikutukset
4. Sillan paaluille siirtyvät vaakakuormat
5. Paalulaatan päätyihin syntyvät vaikutukset
6. Paalulaatan kylkiin syntyvät vaikutukset
7. Paalulaatan paaluihin syntyvät vaikutukset
8. Paalulaatan ja sillan siirtymälaattoihin syntyvät vaikutukset

Lisäksi mallinnuksessa on pyritty selvittämään junakuorman vaikutusta tukikerroksen alapinnassa ja kiskojen kautta kulkeutuvan kuorman laajuutta junan etupuolelle ja takapuolelle.

1.2 Tutkimusmenetelmä

Mallintaminen tehtiin Plaxis 3D -ohjelmalla, joka perustuu elementtimenetelmään. Työssä esitellään käytetyt parametrit, geometria ja laskennan kulku sekä laskentatulokset. Laskentamallia parannettiin laskennan edetessä jatkuvasti, ja tässä raportissa on esitetty ne mallit, jotka todettiin toimiviksi.

Työssä on tutkittu kahta eri rakennetta kahdella eri FEM-mallilla. Toisessa mallissa on tutkittu elementtilaattaan kohdistuvia kuormituksia ja toisessa mallissa paalulaattojen ja sillan yhdistelmään kohdistuvia kuormituksia.

Elementtilaatan yläpinta mallinnettiin 1 500 mm syvyyteen korkeusviivasta. Sillan yläpinta mallinnettiin 550 mm syvyyteen ja sillan yhteydessä paalulaattojen yläpinta mallinnettiin 3 000 mm syvyyteen.

Mallinnus on tehty Keskimuilun sillan (ks. Kuva 14) geometriaa hyödyntäen. Mallissa on kolme maakerrosta. Alimpana on kohtalaisen pehmeä syvemmälle jäykkevä savi. Radan alusrakenne on mallinnettu jäykkänä kitkamaakerroksena, joka ulottuu paalulaatan pintaan. Sillan kannen yläpinta on asetettu tukikerroksen alapinnan tasoon. Ylimpänä on jäykkä tukikerros, jonka varassa pölkyt ja kiskot lepäävät. Radan päällys- ja alusrakennekerrokset on mallinnettu varsin jäykkänä

vastaamaan maan käyttäytymistä kuorman alla. Laskentatulokset pätevät sillalle, joka tukeutuu ympäröivään maahan päätypalkkien kautta ja paalulaatoille, joissa on vain pystypaaluja. Siirtymättömään laattaan kohdistuvia kuormituksia on tutkittu aikaisemmassa vaiheessa ja raportoitu erikseen. Ote aikaisemman vaiheen työraportista on tämän raportin liitteenä.

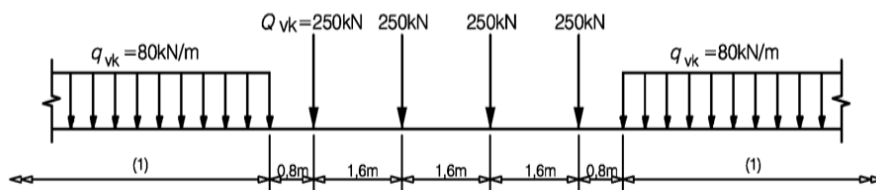
Laskennan periaatteena on ollut käyttää kolmea laskentavaihetta, joilla on määritetty penkereen vaikutus, junan pystykuorman vaikutus sekä junan vaakakuorman eli jarrukuorman vaikutus. Itse laskennassa, joissa on käytetty junakuormaa, on ollut luonnollisesti mukana myös pengerkuorma, ja junan vaakakuorman tapauksessa myös junan pystykuorma. Junakuorman vaikutusta on tutkittu vähentämällä laskentavaiheesta pengerkuorman vaikutus, ja junan vaakakuormaa tutkittaessa poistamalla myös junan pystykuorman vaikutus. Kaikki tulokset, joissa on esitelty junakuorman vaikutusta, perustuvat tähän superpositioperiaatteeseen.

2 Rautatieliikenteen kuormat

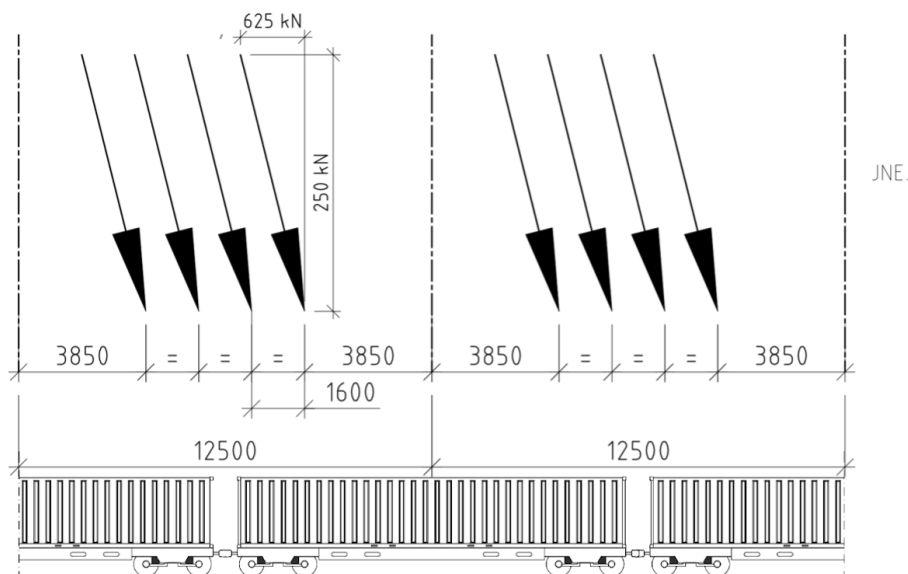
2.1 Kuormakaaviot

Junakuormien kuormakaaviot riippuvat siitä, onko kyseessä uuden radan tai rakenteen suunnittelu vai olevan radan tai rakenteen korjaus tai kuormien kestävyys-tarkastelu. Infrastrukturi-YTEN mukaisesti uusien ratojen tai rakenteiden geotekninen suunnittelu tehdään SFS-EN 1990 *Rakenteiden suunnitteluperusteet* mukaisesti. Mitoituksessa käytettävä junakuorma on määritetty standardissa SFS-EN 1991-2 *Siltojen liikennekuormat*. Maa- ja maapainerakenteet suunnitellaan standardissa määritetyn kuormakaavion LM71 mukaisille kuormille. Kun olevaa rataa tai rakennetta vain korjataan tai vahvistetaan, junakuorma määritetään standardin SFS-EN 15528 mukaan.

Tässä työssä kaikki kuormitustapaukset perustuvat LM71 pistekuormiin, jonka voidaan katsoa edustavan tiheää akseliryhmää, esimerkiksi kahden perättäisen vauunun telejä. Akselipaino on 250 kN ja akselien välinen etäisyys on 1,6 m (ks. kuva 1 ja 2), mikä vastaa LM71 pistekuormia Q_{vk} . Kun akseliryhmien väliseksi etäisyydeksi valitaan 12,5 m saadaan keskimääräinen 80 kN/m junakuorma, mikä vastaa LM71 q_{vk} nauhakuormaa.



Kuva 1. Kuormakaavio LM71 (SFS-EN 1991-2).



Kuva 2. Mallinnuksessa käytetty kuorma. Pystykuorma on 250 kN/akseli. Akselikuorma on mallinnettu kahtena pistekuormana 125 kN/kisko. Vaakakuorma on $0,25 \times 250 \text{ kN} = 62,5 \text{ kN/akseli}$. Vaakakuorma on mallinnettu kahtena pistekuormana 31,25 kN/kisko.

2.2 Veto- ja jarrukuormat

Raiteen yläpintaan aiheutuu pituussuuntaista veto- ja jarrukuormaa. SFS-EN 1991-2 antaa taulukon 1 mukaiset ominaisarvot veto- ja jarrukuormille, jotka kohdistuvat siltoihin. Taulukossa esitetty L_{ab} on veto- ja jarrukuormien vaikutuspituus tarkasteltavalla rakenneosalla.

Taulukko 1. Veto- ja jarrukuormien ominaisarvot.

Vetokuorma:	$Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1\,000 \text{ [kN]}$ kuormakaavioiden 71, SW/0, SW/2 ja HSLM yhteydessä
Jarrukuorma:	$Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6\,000 \text{ [kN]}$ kuormakaavioiden 71, SW/0 ja HSLM yhteydessä

SFS-EN 1991-2 mukaan radoilla, jotka välittävät erikoisliikennettä, veto- ja jarrukuormina voidaan käyttää 25 % akselikuormien summasta. Tällöinkin vetokuorman enimmäisarvo on 1 000 kN ja jarrukuorman 6 000 kN.

Käytettäessä kuormakaavioita LM71, veto- ja jarrukuormat tulee kertoa kertoimella α . Kertoimena α käytetään jotain seuraavista arvoista:

0,75 – 0,83 – 0,91 – 1,00 – 1,10 – 1,21 – 1,33 – 1,46 (SFS-EN 1991-2 ja Infrastrukturi-YTE)

Väyläviraston radoilla kerroin α saa arvon 1,00, kun suurin sallittu akselipaino on 22,5 tn, eli mitoituskuormakaavion akselikuorma on 250 kN ja nauhakuorma 80 kN/m (Liikennevirasto 2017, s. 22). Rakenteiden mitoituksessa käytettävät kertoimet määritetään Väyläviraston ohjeissa tai hankkeen suunnitteluperusteissa. Tässä työssä vaakakuorma oletetaan olevan 25 % pystykuormasta, eli 20 kN/m mikä vastaa yllä määritettyä jarrukuormaa. Mallissa neljän peräkkäisen akselin ryhmiä on 12 kpl. Tämä johtaa 3 000 kN jarrukuorman resultanttiin mallissa, mikä vastaa Eurokoodi SFS-EN 1991-2 mukaista keskimääräistä kuormaa.

Silloilla osa veto- ja jarrukuormista jakaantuu oletuksena penkereeseen sillan ulkopuolelle. Kuormien suuruus riippuu sillan rakenteesta, kiskotuksesta ja junakaluston ominaisuuksista (Liikennevirasto 2017, s. 30). Veto- ja jarrukuormista johdetuille siirtymille on määritetty yläraja-arvot julkaisussa SFS-EN 1991-2 (s. 89). Sen mukaan esimerkiksi jatkuvakiskoraiteella, jossa ei ole kiskonliikuntalaitteita tai vain toisessa päässä kansirakennetta on kiskonliikuntalaite, siirtymä saa olla enintään 5 mm. Myös pystysuuntaisten kuormien aiheuttamalle siirtymälle annetaan omat raja-arvonsa.

3 Mallinnuksen lähtötiedot

3.1 Yleiset lähtötiedot

3.1.1 Rakennekerrokset

Radan rakennekerroksiksi mallinnettiin tukikerros sekä alusrakenne. Alusrakenteessa ei eritelty väli- ja eristyskerrosta, vaan ne mallinnettiin yhtenä kerroksena. Tukikerroksen paksuudeksi asetettiin aluksi 550 mm, mutta laskelmissa haluttiin saada kiskot irti tukikerroksesta, jotta niiden välinen kitka ei vaikuttaisi laskentaan. Tästä syystä tukikerroksen yläpintaa laskettiin 50 mm ja kerroksen lopulliseksi paksuudeksi jäi 500 mm. Radan poikkileikkauksen mitat ovat Väyläviraston ohjeessa RATO 3 esitetyn normaalipoikkileikkauksen mukaisia. Pohjavedenpinta mallinnettiin rakennekerrosten alapinnan syvyyteen.

Työn tavoitteena on määrittää rakenteelle siirtyvien vaikutusten maksimiarvot, joten radan rakennekerrosten parametrit valittiin siten, että ne olisivat mahdollisimman jäykkien materiaalien mukaisia; vastaavat maan käyttäytymistä kuormitettuna.

Välikerroksen soralle oletettiin parametrit, jotka on esitetty taulukossa 2 Hardening soil -mallina. Tukikerroksen HS-mallin parametreina käytettiin Väyläviraston selvityksessä 28/2017 (Kalliainen & Kolisoja, s. 16) esitettyjä parametreja. Ne on kehitetty vastaamaan lyhytaikaisen kuorman alaisen tilanteen alusrakenteen vastetta/parametreja.

Taulukko 2. Radan rakennekerrosten parametrit HS-mallilla.

	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	m	c	ϕ'	ψ	K_0	ν_{ur}
Väli- ja eristyskerros, sora	200	190	400	0,5	10	42	5	0,347	0,3
Tukikerros	275	230	550	0,5	20	45	10	0,3	0,2

Taulukossa 3 on esitettyinä Hardening soil -materiaaliparametrit muunnettuna Mohr Coulomb -mallin parametreiksi. Hardening soil -parametrit muunnettiin ensin sopivaksi Mohr Coulomb -mallille ja sen jälkeen arvot sovitettiin vielä murskeelle käyttämällä 30 % korkeampia arvoja kuin soralle. Laskennoissa käytettiin väli- ja eristyskerroksen materiaalina mursketta.

Taulukko 3. Radan rakennekerrosten parametrit Mohr Coulomb -mallilla.

	E (MPa)	G (MPa)	E_{oed} (MPa)	ν_{nu}
Väli- ja eristyskerros, sora	230	88,5	309,6	0,3
Väli- ja eristyskerros, murske	299	115	402,5	0,3
Tukikerros	340	130,8	457,7	0,3

Parametrien muunnos HS-mallista Mohr Coulomb -malliin tehtiin Plaxis-mallinnus-ohjelmistossa. Maakerroksille syötettiin ensin HS-mallin mukaiset parametrit, jonka jälkeen materiaalimalliksi valittiin Mohr Coulomb. Ohjelmisto kääntää tällöin automaattisesti arvot Mohr Coulomb -mallin parametreiksi, jolloin Poissonin luvun (ν_{nu}) arvoksi tulee 0. Poissonin luku muutettiin yleisesti käytetyksi arvoksi 0,3 ja E_{oed} arvo pidettiin samana, jolloin parametrien E ja G arvot laskettiin uudestaan em. perusteella.

Hooken lain mukaan suhde kimmokertoimen E, leikkausmoduulin G ja tangenttimoduulin E_{oed} välillä voidaan esittää yhtälöillä

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

ja

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 - \nu)}$$

3.1.2 Savi

Radan rakennekerrosten alla oleva kohtalaisen pehmeä syvemmälle jäykkenevä savi mallinnettiin neljänä erillisenä savikerroksena. Savi mallinnettiin mahdollisimman heikkona, kuitenkin niin, että laskenta onnistui kohtuullisessa ajassa. Lisäksi oli estettävä, että mallin kohtiin, missä ei ole paalulaattaa tai siltaa, ei muodostuisi niin suuria pystysuuntaisia siirtymiä, että laskenta ei menisi läpi ja että tulosten tulkinta ei vaikeutuisi. Savikerroksen jäykkyys- ja lujuusparametrit on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. Savikerrokset mallissa.

Savikerros	E (kPa)	Su (kPa)
1	12 500	25
2	17 500	30
3	22 500	35
4	27 500	40

3.1.3 Laatta

Paalulaatta on mallinnettu tilavuutena, jolle annettiin lineaarikimmoinen materiaa-
limalli, jonka parametrit on esitetty taulukossa 5. Paalulaatan paksuudeksi asetettiin 450 mm.

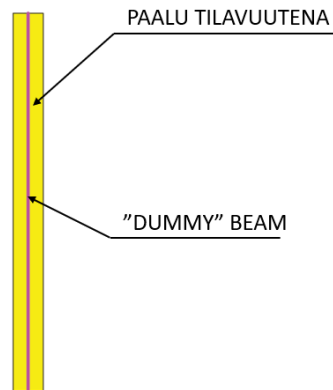
Taulukko 5. Betonille syötetyt parametrit Plaxis 3D -ohjelmassa.

	Drainage type	γ_{unsat} [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν
Betoni	Non-porous	25	30 000 000	0,2

3.1.4 Paalut

Malleissa käytettävät paalut olivat 300x300 betonipaaluja. Paalut mallinnettiin tilavuuselementteinä. Yksinkertaisempaa embedded pile -elementtiä harkittiin käytettäväksi paalujen mallintamisessa, mutta kyseisiä elementtejä ei ole tarkoitettu sivuvastuksen mallintamiseen. Ne ovat erittäin herkkiä mallin elementtiverkon karkeudelle. Embedded pile -elementit soveltuvat paaluun kohdistuvien momenttien tai leikkausvoimien laskemiseen mutta huonosti paalun pinnan ja ympäröivän maan siirtymä – jännitys suhteiden laskemiseen eli maan tai paalun liikkeistä aiheutuva maanpaine paalun pintaan ei olisi mallintunut oikein paaluihin.

Paalujen sisäiset voimat saatiin ulos mallista "dummybeamien" avulla, joita Plaxis suosittelee käytettäväksi yhdessä tilavuuspaalujen kanssa (Best Practices and Recommendations for Piles Modelling in PLAXIS 3D). Dummybeamit ovat palkkielementtejä, jotka laitetaan tilavuuspaalujen neutraaliakselille, ja joilla on paaluja vastaavat parametrit sillä erotuksella, että jäykkyys on vain 0,1 % paalun jäykkyydestä. Paaluelementti on havainnollistettu paalupoikkileikkaukseen kuvassa 3.



Kuva 3. Beam-elementti tilavuuspaalun sisällä.

Jäykkyyden erotus annettiin kimmomoduulin E avulla, jolloin dummybeamin kimmomoduuli oli 0,1 % betonin kimmomoduulista. Tällöin pystyttiin palkkiteorian avulla osoittaa seuraavat yhteydet normaalivoimalle ja momentille.

$$N_{todellinen} = (EA)_{todellinen} \cdot \varepsilon = (EA)_{todellinen} \frac{N_{dummy}}{(EA)_{dummy}}$$

$$\frac{(EA)_{todellinen}}{(EA)_{dummy}} = 1000$$

$$N_{todellinen} = 1000 \cdot N_{dummy}$$

$$M_{todellinen} = (EI)_{todellinen} \cdot \varepsilon = (EI)_{todellinen} \frac{M_{dummy}}{(EI)_{dummy}}$$

$$\frac{(EI)_{todellinen}}{(EI)_{dummy}} = 1000$$

$$M_{todellinen} = 1000 \cdot M_{dummy}$$

Tällöin voitiin tarkastella paalujen rakennevoimia suoraan dummybeamien tulokista kertomalla ne 1 000:lla. Toisena vaihtoehtona olisi ollut käyttää Plaxikseen sisäänrakennettua raskasta tilavuusintegrointimenetelmää, jossa elementtiverkon karkeus voi vaikuttaa paljonkin tuloksiin.

3.1.5 Raide

Raiteesta mallinnettiin ratapölkkyt ja ratakiskot. Ratapölkkyjen materiaaliksi mallinnettiin betoni, jossa käytettiin samoja parametreja kuin paalulaatan betonissa. Pölkkyjen pituus oli 2 600 mm, leveys 300 mm ja korkeus 200 mm. Pölkkyjen etäisyys toisistaan oli 610 mm.

Ratakiskot mallinnettiin palkkielementteinä (beam) taulukossa 6 esitetyillä parametreilla. Kiskoina käytettiin 60 E1 -kiskoja. Tällaisen kiskon massa on 60,34 kg/m, joten tilavuuspainoksi saatiin 0,6034 kN/m / 0,007686 m² ≈ 78,5 kN/m³ (Ratahallintokeskus 2002).

Taulukko 6. Kiskon parametrit.

	A [m ²]	γ [kN/m ³]	E [kN/m ²]	I ₃ [m ⁴]	I ₂ [m ⁴]
Kisko	0,007686	78,5	207 * 10 ⁶	0,03055 * 10 ³	5,12 * 10 ⁻⁶

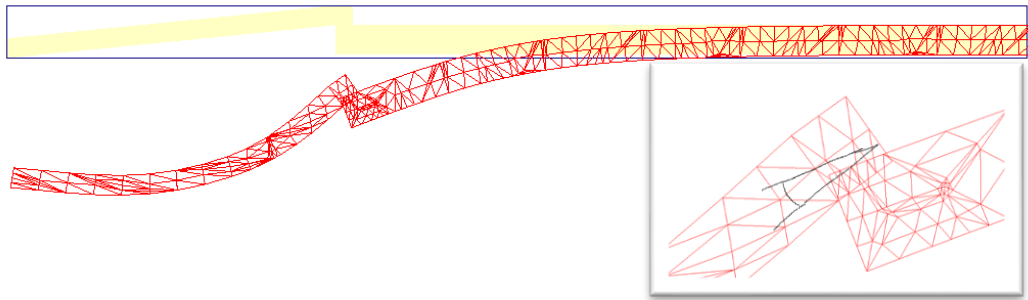
Raideleveytenä käytettiin mittaa 1 524 mm.

3.1.6 Rajapinnat

Rajapintaelementit (interfaces) ovat laattamaisia elementtejä, joita voidaan lisätä maakerroksen ja rakenteen tai kahden maakerroksen väliin, jotta niiden välinen vuorovaikutus saadaan mallintumaan oikein. Lisäksi rajapinnoista voidaan tutkia niihin vaikuttavia voimia.

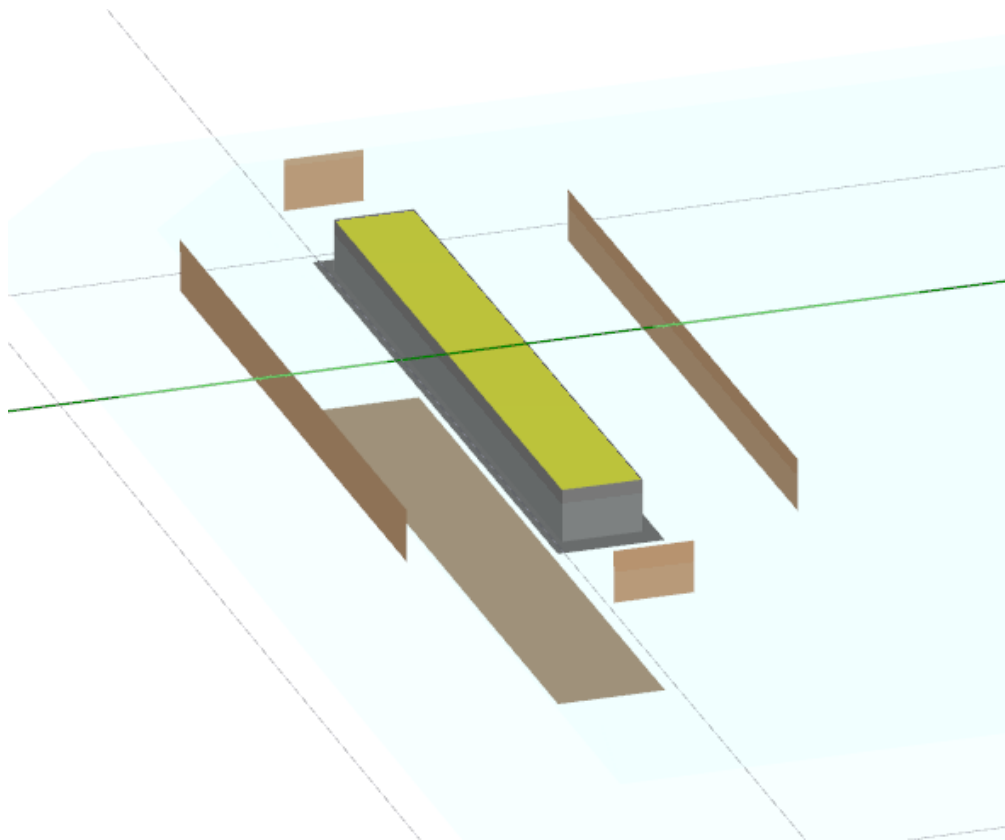
Rajapinnalle määritetään lujuusvähennyskerroin R_{inter} väliltä 0,01...1, joka vaikuttaa kitkakertoimeen ja jäykkyyssparametreihin. Rajapinnalle voidaan erikseen luoda materiaaliparametrit tai voidaan käyttää viereisen maakerroksen parametreja. Oletusarvoisesti ohjelma käyttää viereisen maan parametreja. Maakerroksilla on oletuksena $R_{inter} = 1$, jolloin maakerroksen ja rakenteen välillä vaikuttaa maakerroksen koko kitkakulma ja interface-elementin jäykkyys vastaa täysin maakerroksen jäykkyyttä.

Kaikki rakenteet pyrittiin tekemään tilavuuselementteinä, jolloin maan ja rakenteen yhteistoiminta mallintuisi mahdollisimman oikein. Eri rakennetilavuuksien väliset rajapinnat vaativat erityistä huomiota, jotta niiden kontakti mallintuisi halutulla tavalla. Kahden tilavuuksien välillä ei pysty antamaan suoraan niiden välisen kontaktin vapausasteita eli sitä pääseekö tilavuudet kiertymään toistensa suhteen. Ohjelma lähtökohtana on jäykkä kiinnitys. Tämä aiheutti ongelmia esimerkiksi paalulaatan ja siirtymälaatan välisessä kiinnityskohdassa, joka haluttiin mallintaa nivellisenä. Kiinnitys vapautettiin mallissa joustavalla interface-elementillä, jolloin rakenteen pääsivät kiertymään toistensa suhteen. Asiaa on havainnollistettu kuvassa 4, jossa on esitetty poikkileikkaus paalulaatasta ja sen siirtymälaatasta.



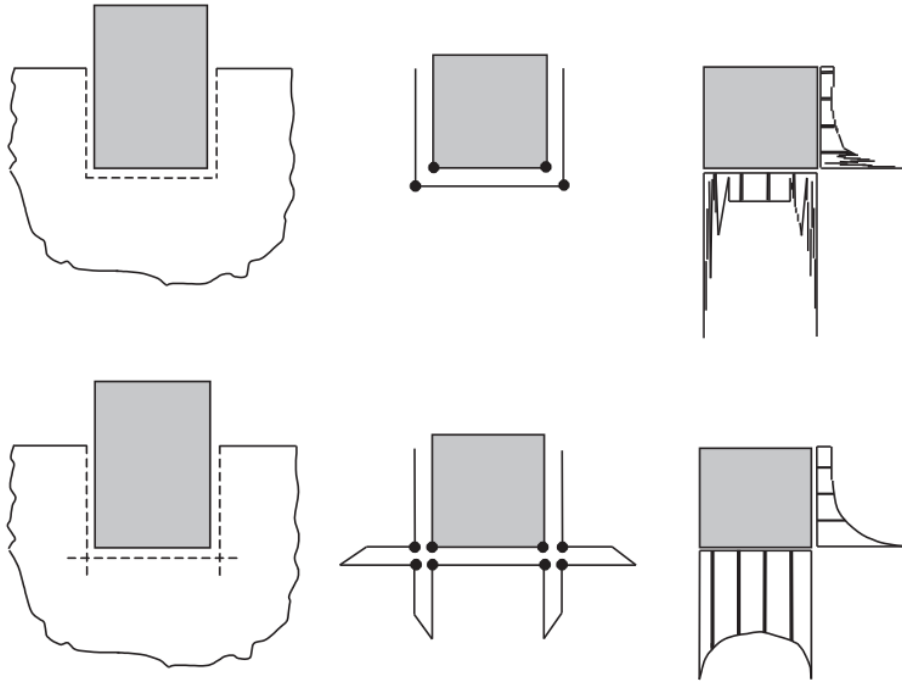
Kuva 4. Paalulaatan ja siirtymälaatan välinen kontakti pituusleikkauksessa. Kuvan suurennoksesta nähdään, että interface-elementtien käyttö paalulaatan ja siirtymälaatan välillä sallii rakenteiden kiertymisen toistensa suhteen. (Laatat myös näyttävät painautuvan toistensa sisään mikä johtuu interface-elementtien laskennallisesta paksuudesta). Kuvassa siirtymät esitetty 1 000-kertaisena.

Pölkkyjen sivuille ja alapuolelle mallinnettiin rajapinnat, jotta ratapölkkyt eivät ole jäykästi kiinni tukikerroksessa. Kuvassa 5 on mallinnettuna keltaisella ratapölkky ja harmaalla rajapintaelementit. Ruskeat "heijastukset" rajapinnoista ilmaisevat kumman puolen materiaalista ohjelma ottaa parametrit, jos niitä ei itse muuta. Tässä tapauksessa se käyttää siis pölkkyä ympäröivän tukikerroksen lujuus ja jäykkyysarvoja redusoituna R_{inter} -kertoimella, joka pölkyn sivuilla oli 0,80 ja pölkyn alapinnassa 0,90.



Kuva 5. Mallinnettu ratapölkky ja sen rajapintaelementit. Rajapintaelementit on kuvassa esitetty irrallisena ratapölkkyistä havainnollisuuden vuoksi.

Pölkyn alapuolinen rajapinta laitettiin menemään hieman yli pölkyn sivuilta, jotta rajapintojen nurkkapisteet saatiin mallintumaan oikein. Jos rajapintojen kulmat ovat samassa pisteessä, ei kulma pääse liikkumaan kuten muu rajapinta ja sinne kerääntyy ylimääräisiä jännityksiä. Kuvassa 6 on havainnollistettu tätä rajapintojen piirrettä.



Kuva 6. Ylemmässä kolmen kuvan sarjassa on esitetty kulmapiste, joka aiheuttaa huonolaatuisia jännityskuvaajia. Alemmassa kuvasarjassa on esitetty joustava kulmapiste, joka tuottaa parempilaatuisia jännityskuvaajia (Plaxis 2012, s. 82).

Lisäksi betonilaatan ja alusrakennekerroksen väliin mallinnettiin rajapintaelementti, jotta voitiin tarkastella laatan yläpinnassa vaikuttavia voimia. Tämän rajapinnan arvo oli jokaisessa laskelmassa $R_{\text{inter}} = 0,80$.

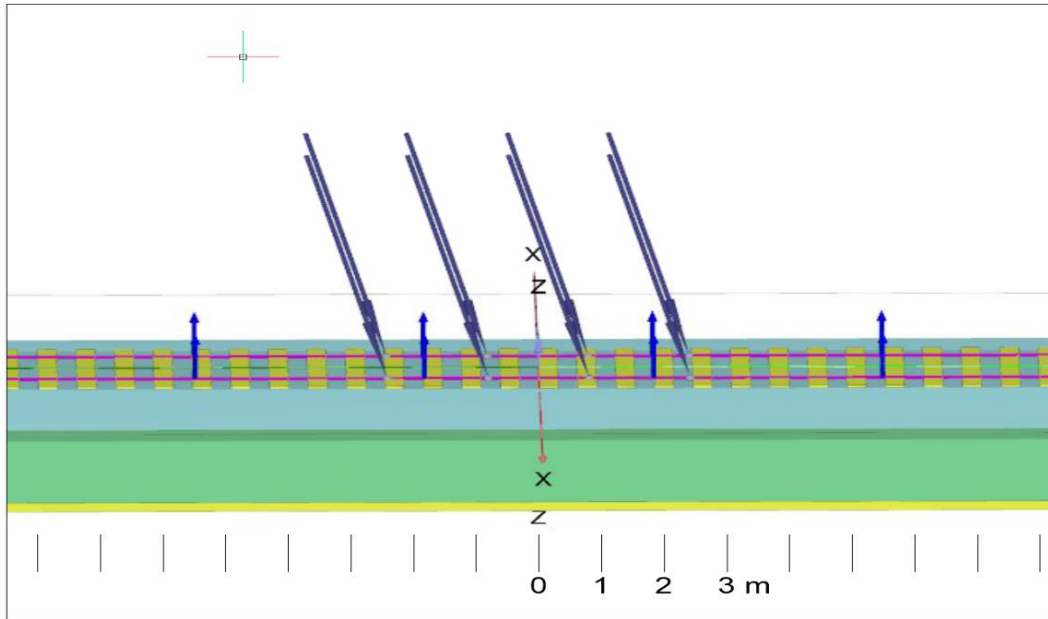
3.1.7 Laskentaverkko

Laskentaverkolle määriteltiin tiheys eli montako elementtiä ohjelma luo mallinnettuun geometriaan. Tiettyyn rajaan asti tiheämpi verkko antoi tarkemmat laskentatulokset. Toisaalta laskenta kesti kauemmin tiheämmällä verkolla. On suositeltavaa tehdä tiheämpi laskentaverkko niille alueille, joilla tapahtuu suurimmat muodonmuutokset, ja harventaa verkkoa esimerkiksi mallin reuna-alueilla.

Laskentaverkon tiheys määritellään kahdella tavalla: valitsemalla koko mallissa käytettävä yleinen verkkoelementtien jako (element distribution) ja tihentämällä tai harventamalla mallin eri osia paikallisesti määrittämällä niille karkeusarvot (coarseness factor). Verkkoelementtien jaon voi valita viidestä valmiista vaihtoehdosta, joita on hyvin hienosta hyvin karkeaan. Vaihtoehtoisesti voidaan valita koko itse.

3.1.8 Kuorma

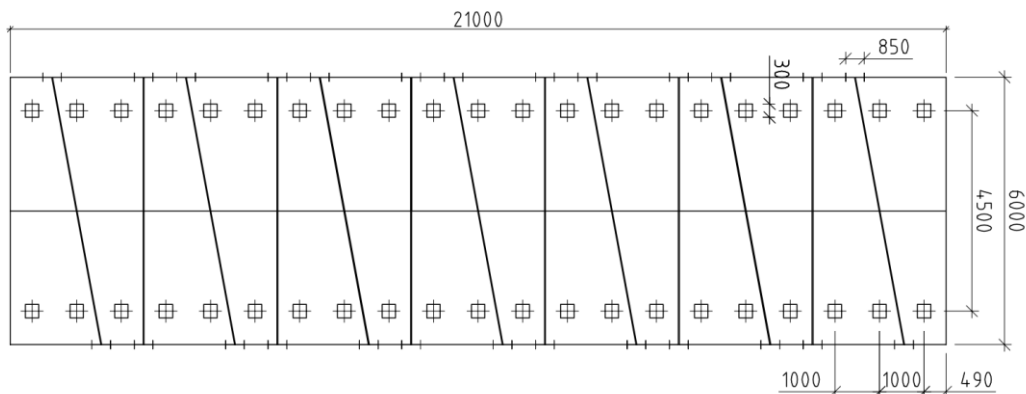
Akselikuormana käytettiin 250 kN. Kuorma sijoitettiin kiskoille 125 kN suuruisina pistekuormina. Tarkastelussa oli myös junan jarrutusvaihe. Tällöin oletetaan, että kiskoon kohdistuu vaakasuuntainen kuorma, joka on 25 % pystykuormasta. Toiseksi kuormaksi laitettiin siis jokaiseen pisteeseen 31,25 kN vaakakuorma kiskojen suuntaisesti. Yhden pistekuorman suunnatuksi resultantiksi tuli tällöin 128,8 kN. Ohjelmaan mallinnettu pistekuormamalli on esitetty kuvassa 7.



Kuva 7. Mallinnettu pistekuormaryhmä kuormakaaviolla LM71 ilman nauhakuormaa. Akselien välinen etäisyys on 1,6 m.

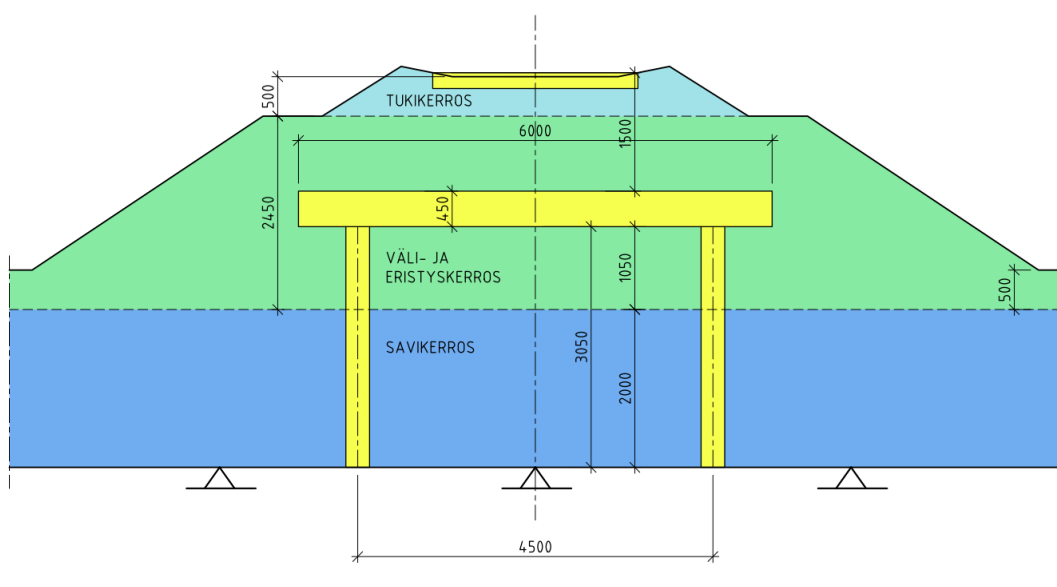
3.2 Elementtilaatan geometria

Radasta tehtiin 100 m pitkät malli 1,5 m pengerkorkeudella. Laattaelementtien väleihin asetettiin interface-elementit. Laatan toiseen päähän mallinnettiin lisäksi 5 m pitkä siirtymälaatta. Elementti laatta koostui 14 elementistä. Elementtilaatan mitat ja paalujen sijainnit on esitetty tarkemmin kuvassa 8.



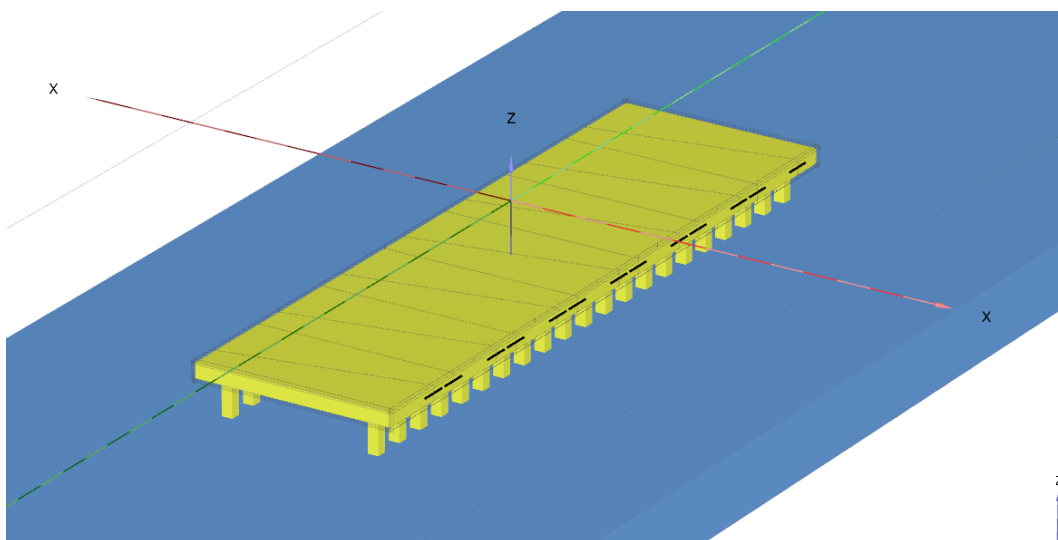
Kuva 8. Tasokuva elementtilaatan geometriasta.

Alusrakenteen paksuus oli elementtilaatta-mallissa 1 500 mm. Elementtilaattamallissa käytetyt kerrospaksuudet on esitetty kuvassa 7. Malliin luotiin lisäksi laatan alle 200 mm korkea tyhjä tila, jolloin laatan alapinta ei saanut tukea alapuolen maaelementeistä. Paalulaatan alle muodostuu yleensä aina tyhjätillaa johtuen vanhan ratapenkereen painumasta tai paalutustyön aiheuttaman huokosvedenpaineen nousun purkautumisesta aiheutuvasta painumasta. Laatan vähäinen irtoaminen maasta nolaa laatan ja maan välisen kitkan.



Kuva 9. Mallinnetun elementtilaatan poikkileikkaus. Laskennassa laatan alapinnan alapuolelta poistettiin 200 mm paksu maakerros, jotta laatta ei saanut mitään tukea maasta vaan kaikki kuorma siirtyi paaluille.

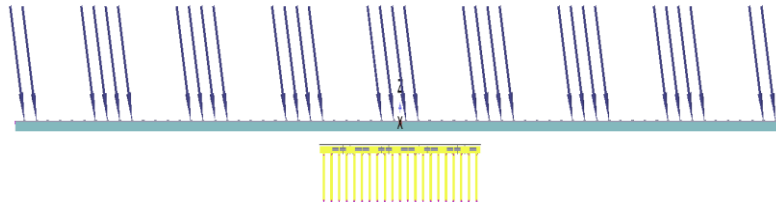
Elementtien väliin lisättiin lisäksi D24 mm teräksiset node-to-node-ankkurit, joilla mallinnettiin elementtilaatoissa käytettäviä tappeja. Elementtilaatta ilman siirtymälaattaa on esitetty kuvassa 8. Node-to-node-ankkurit näkyvät kuvassa 10 mustalla värillä.



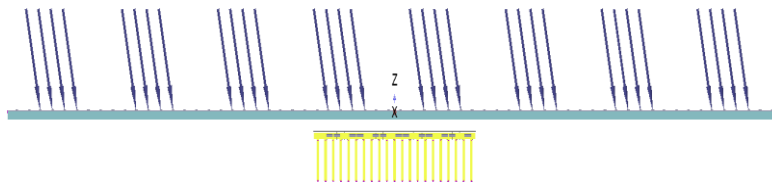
Kuva 10. Elementtilaatta Plaxis-ohjelmassa. Mustalla värillä M24-ankkurit.

3.2.1 Elementtilaattamallissa käytetyt kuormitustapaukset

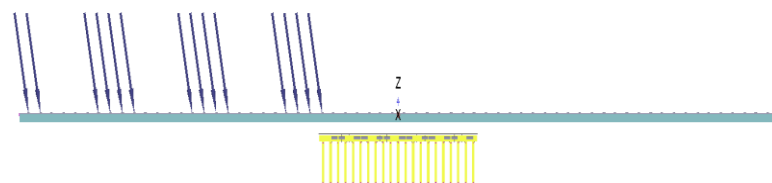
Kuormat mallinnettiin kuormakaavion LM71 mukaisilla pistekuormilla ilman nauhakuormaa. LM71 kuormakaavion mukainen nauhakuorma on 80 kN/m ja tässä tarkastelussa LM71 mukaiset akseliryhmät asetettiin sellaiselle etäisyydelle toisistaan, että keskimääräiseksi kuormaksi muodostuu 80 kN/m. Elementtipaalulaattaa tarkasteltaessa kuormitustapauksia oli kolme, EL1, EL2 ja EL3. Kuormitustapaukset on esitetty kuvissa 11, 12 ja 13, joissa tarkastellaan radan pituusleikkausta. Keltainen osuus kuvissa 11, 12 ja 13 on elementtilaatta ja sen paalut.



Kuva 11. Elementtilaatan kuormitustapaus 1 (EL1). Kokonaispystykuorma on 8 000 kN eli 80 kN/m kun mallin pituus on 100 m (akseliryhmässä 4 x 250 kN). Kokonaisvaakakuorma on 2 000 kN eli 20 kN/m (25 % pystykuormasta).



Kuva 12. Elementtilaatan kuormitustapaus 2 (EL2). Kokonaispystykuorma on 8 000 kN eli 80 kN/m kun mallin pituus on 100 m (akseliryhmässä 4 x 250 kN). Kokonaisvaakakuorma on 2 000 kN eli 20 kN/m (25 % pystykuormasta).

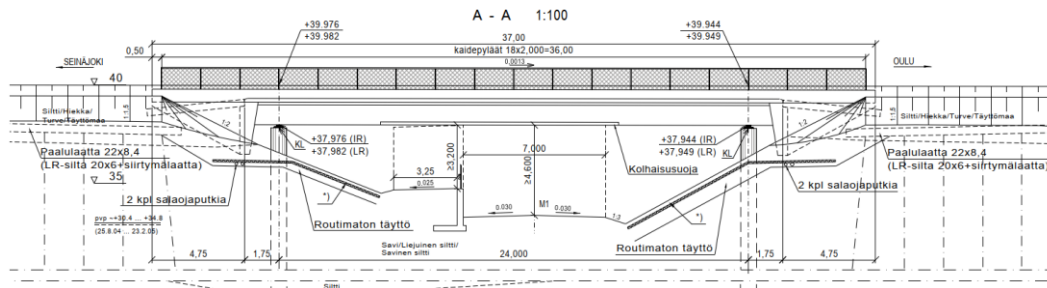


Kuva 13. Elementtilaatan kuormitustapaus 3 (EL3). Kokonaispystykuorma on 3 500 kN eli 80 kN/m 43,75 m matkalla (akselit 250 kN). Kokonaisvaakakuorma on 875 kN eli 20 kN/m 43,75 m matkalla (25 % pystykuormasta).

3.3 Paalulaatta- ja siltamallin geometria

Sillan ja paalulaattojen yhteistoiminnan mallinnusta varten rakennettiin malli, joka perustuu aiempaan elementtilaattamalliin. Elementtilaatan geometria säilytettiin samana sillä erotuksella, että elementit yhdistettiin ja koko laatta mallinnettiin yhtenä kappaleena. Paalulaatta sijoitettiin pohjamaan pinnan tasoon, joka oli 3 m syvyydellä korkeusviivasta. Paalulaatan alapinta asettui tällöin samalle tasolle kuin sillan päätypalkin alapinta. Mallin korkeutta kasvatettiin siten, että penkereen alle saatiin luotua 20 m paksu savikerros.

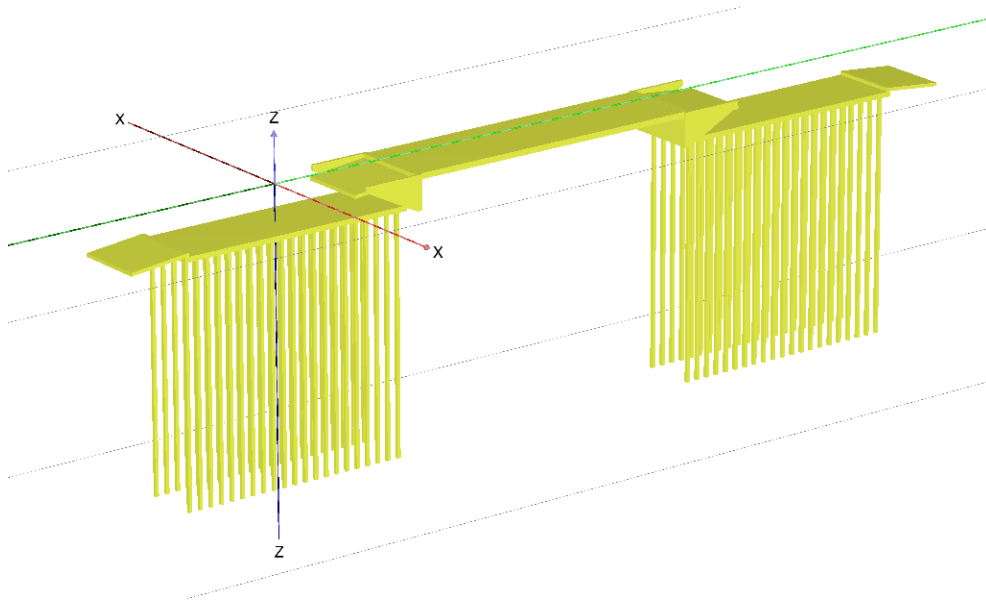
Silta luotiin malliin tilavuutena, jonka mallina käytettiin olemassa olevaa Keskimuilun alikulkusiltaa. Sillan pituusleikkaus on esitetty kuvassa 14. Siltageometriaan tehtiin muutoksia: paalulaatta siirrettiin lähemmäs 500 mm etäisyydelle sillan päätytuesta ja paalulaatan alapinta asetettiin samalle tasolle päätytuen alapinnan kanssa. Pohjamaa ei vastaa Keskimuilun siltapaikkaa. Mallin pohjamaana on yksinkertaistettu, tasapaksu savikerros, joka jäykkenee syvemmälle mentäessä.



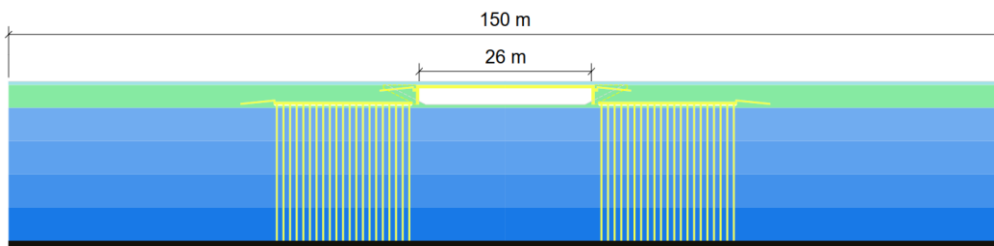
Kuva 14. Keskimuilun alikulkusilta (ote yleispiirustuksesta 4032-AKS-9511-1).

Sillan mallintamista kokeiltiin aluksi siten, että malli päättyy sillan puoliväliin. Päätyvastusten mallintaminen jousina osoittautui kuitenkin niin suuritöiseksi, että päädyttiin mallintamaan myös sillan toinen pää. Mallista tehtiin samalla symmetrinen eli molemmissa päissä oli paalulaatta yhdessä siirtymälaatan kanssa. Mallin elementtimääräksi tuli noin 640 000. Mallin elementtiverkkoa tihennettiin kohdissa, joihin kohdistui suurimmat jännitykset. Keskimääräinen elementtikoko oli 0,564 m ja pienin elementtikoko oli 0,01 m. Laskenta-ajan kasvu asetti rajoituksen elementtiverkon lisätiheykselle. Laskenta-aika oli kaikki kuormitustapaukset laskettuna noin 30 h. Tästä huolimatta mallin kokoon suhteutettuna pienien rakenneosien kuten esim. ratapölkkyjen reunojen tai paalujen reunojen tarkan käyttäytymisen tutkimiseen malli on liian karkea. Malli soveltuu junakuorman jakautumisen tutkimiseen maassa ja on tarkoitettu paalulaatta-silta-paalulaatta rekenne yhdistelmään kohdistuvien voimien tutkimiseen.

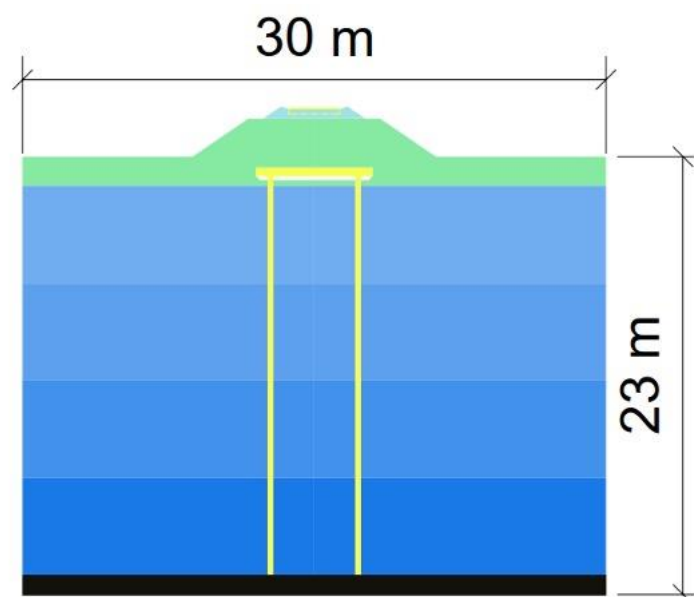
Mallin geometriaa ja mittoja on esitetty kuvissa 15...20.



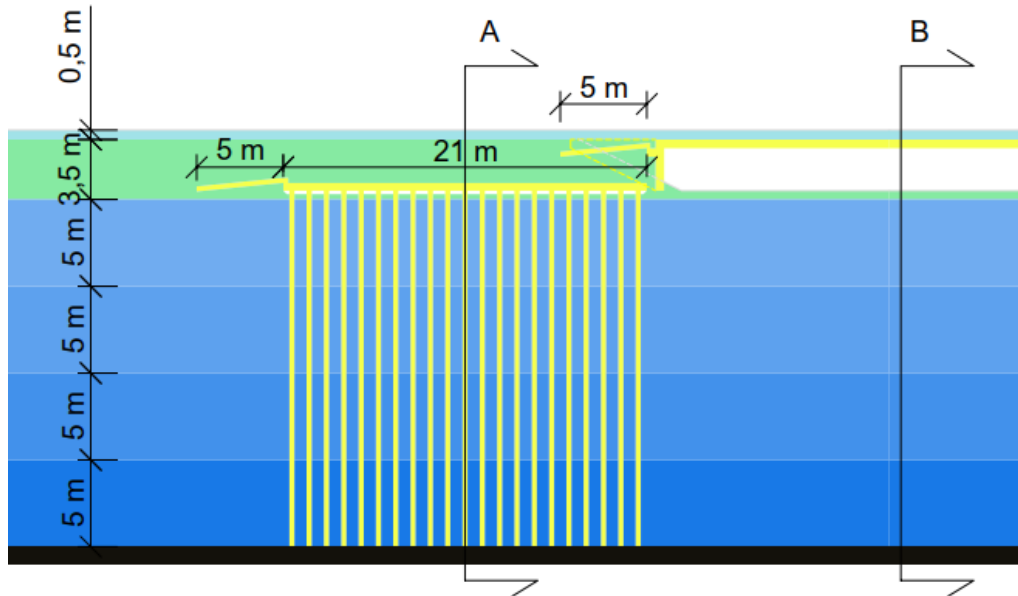
Kuva 15. 3D-esitys sillan ja paalulaatan betonirakenteista laskentamallissa. Paalulaatta on 6 m leveä ja 21 m pitkä. Silta 6,8 m leveä ja 26 m pitkä. Molempien rakenteiden päässä olevat siirtymälaatat ovat 5 m pitkiä.



Kuva 16. Pituusleikkaus paalulaatta- ja siltamallin läpi. Mallin kokonaispituus on 150 m ja sillan kannen pituus on 26 m.

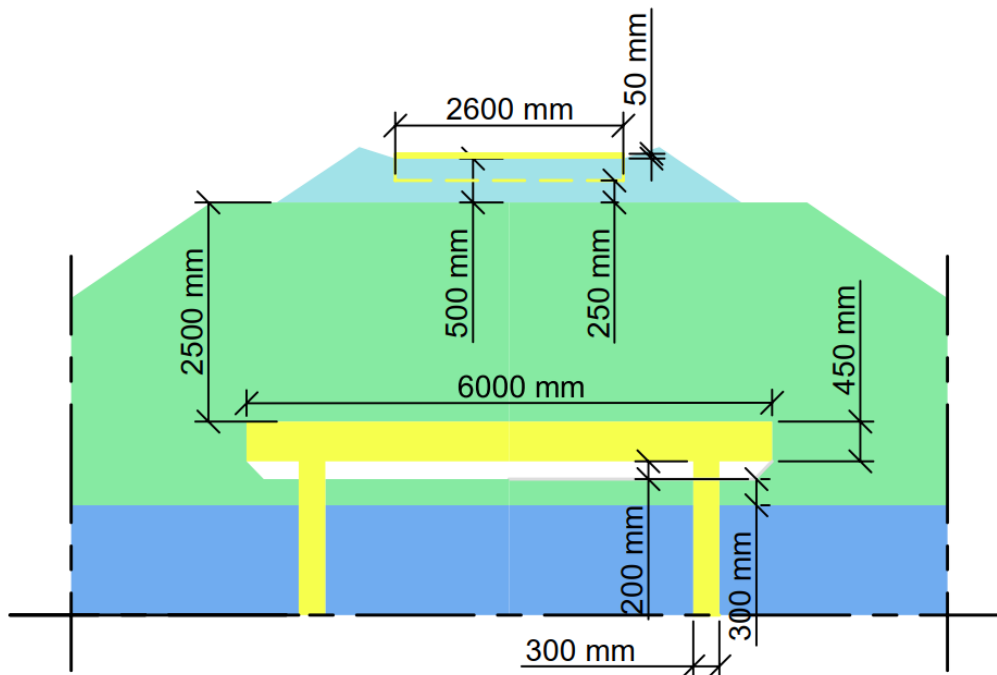


Kuva 17. Poikkileikkaus paalulaatan kohdalta paalulaatta- ja siltamallissa. Mallin korkeus vaihtelee välillä 23 m reunalla ja 25 m penkereen kohdalla.

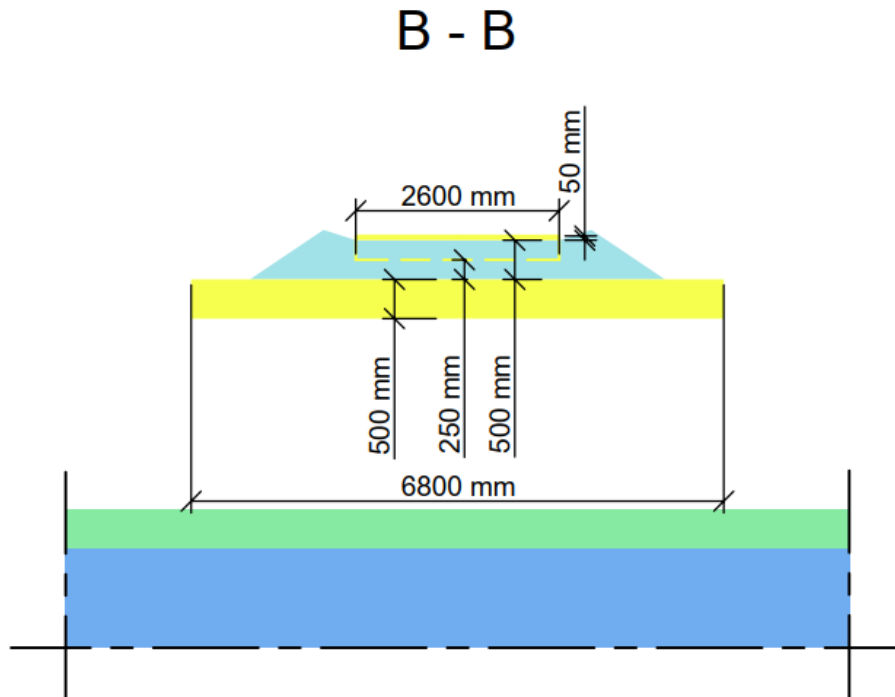


Kuva 18. Paalulaatta- ja siltamallin mittoja. (Savikerrokset: $E = 12\,500\text{ kPa} - 27\,500\text{ kPa}$, $\Delta E/\text{kerros} = 5\,000\text{ kPa}$, $s_u = 25\text{ kPa} - 40\text{ kPa}$, $\Delta s_u = 5\text{ kPa}$.)

A - A



Kuva 19. Paalulaatta- ja siltamallin mittoja poikkileikkauksesta, joka on otettu paalulaatan keskeltä. Paalulaatan alle on jätetty 200 mm tyhjä tila.



Kuva 20. Paalulaatta- ja sillamallin mittoja poikkileikkauksesta sillan kohdalta. Sillan päätypalkin leveys oli 6 800 mm.

3.3.1 Sillan paalujen mallinnus

Sillan paalut mallinnettiin erilliseen silta-paalulaattamalliin jousina. Jousien määrittämiseksi tehtiin pienempi paalumalli vastaavilla maakerroksilla, jotka ovat käytössä silta-paalulaattamallissa. Paalutyypinä käytettiin vastaavaa kuin Keskimuulun alikulkusillassa.

Paalu mallinnettiin lineaarikimmoisena tilavuuselementtinä siten, että sen jäykkyys vastasi betonoitua ja raudoitettua 813 mm halkaisijan teräsputkipaaluja 12,5 mm materiaalipaksuudella. Paalun ominaisuudet on esitetty taulukossa 7 ja laskentamalliin johdettu kimmomoduuli taulukossa 8.

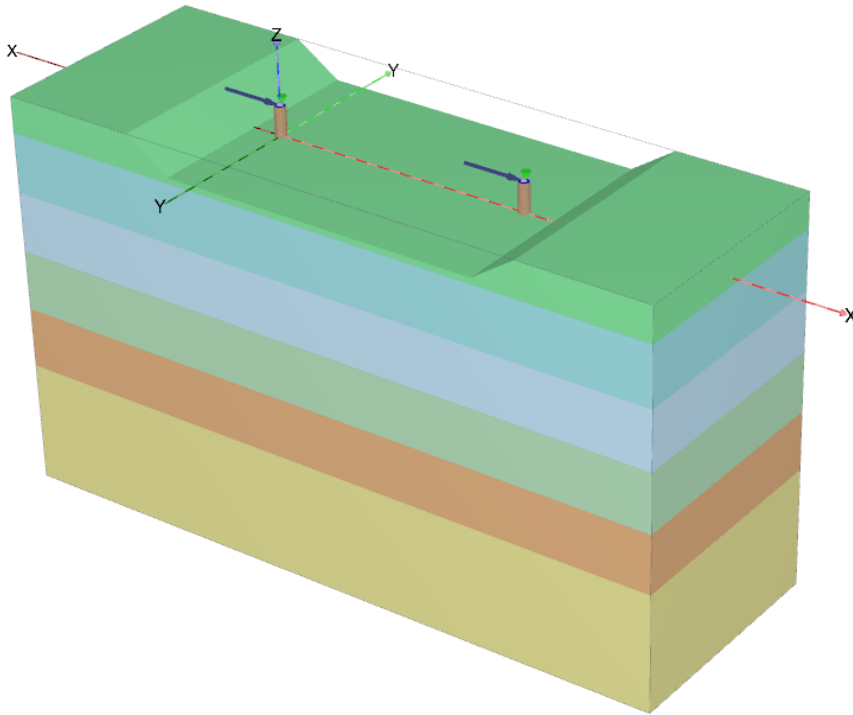
Taulukko 7. Todellisen $D = 813$ liittopaalun EI .

	EI [kNm²]
teräskuori	528 907
raudoitus	127 191
betoni	601 600
yhteensä	1 257 697

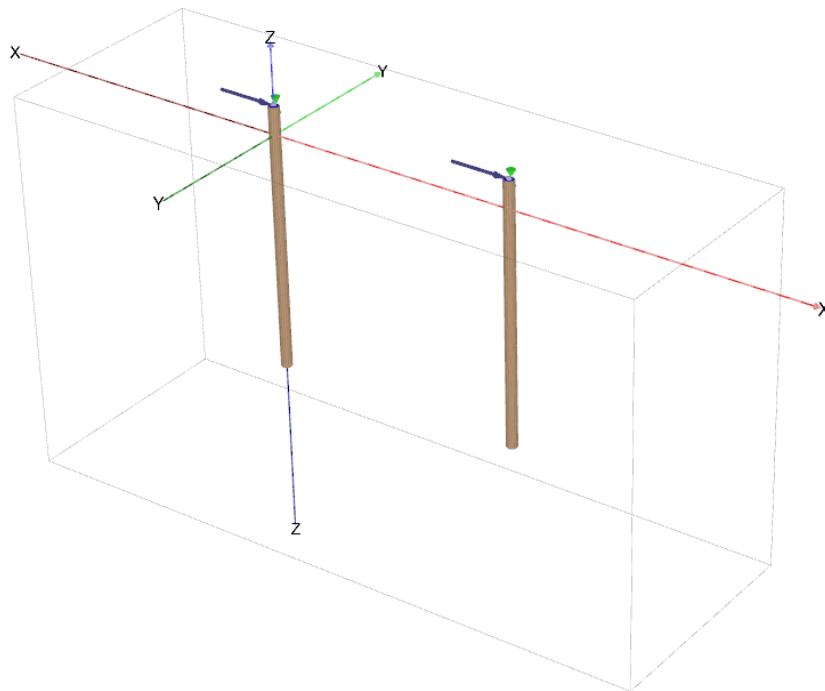
Taulukko 8. Mallinnetun $D = 813$ mm homogeenisen paalun kimmomoduuli E , kun EI on sama kuin todellisessa paalussa.

I [m⁴]	E [MN/m²]
0.021445	58 647

Paalun yläpään kiertyminen sallittiin. Laskentamalli Plaxis 3D -ohjelmassa on esitetty kuvissa 21 ja 22.

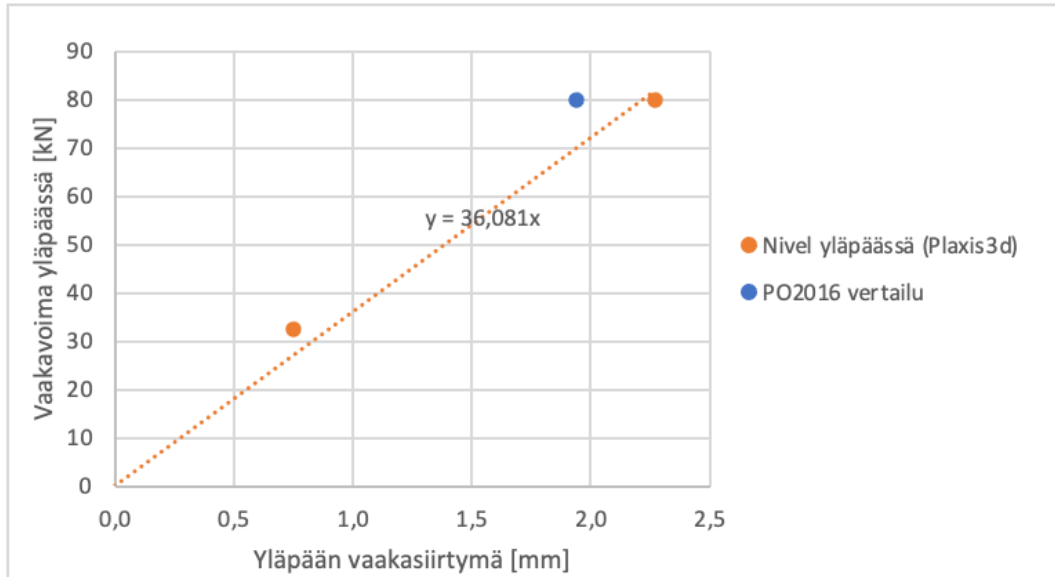


Kuva 21. Laskentamalli paalun sivuvastuksen mallintamiseen jousella.



Kuva 22. Laskentamalli paalun sivuvastuksen mallintamiseen jousella.

Jousivakio määritettiin kuvasta 28. Jousivakioksi saatiin yhdelle paalulle yläpäässä noin 35 000 kN/m, jota käytettiin silta-paalulaatta-mallin neljän paalun jousissa. Vertailulaskelma tehtiin Paalutusohje 2016:n mukaisesti määrittämällä alustaluku suljetun tilan kimmomoduulin perusteella. Kimmomoduulina käytettiin vastaavia arvoja kuin silta-paalulaatta-mallissa. Maaperä jaettiin jousiksi 500 mm välein. Vertailussa saatu jousivoima on esitetty Plaxis-tuloksen yhteydessä kuvassa 23.

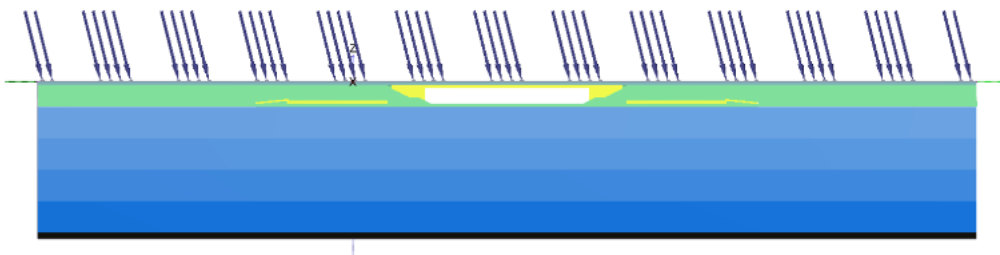


Kuva 23. Jousivoiman määrittäminen.

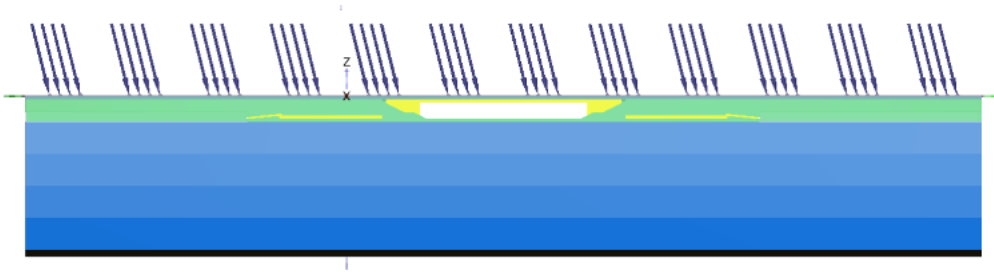
Todellisuudessa jousi on epälineaarinen ja sen jäykkyys riippuu kuormituksesta. Silta-paalulaatta-mallissa pidettiin kuitenkin jousen jäykkyys vakiona riippumatta vaakakuorman suuruudesta. Tarkempi jousivoiman mallinnus Plaxis-ohjelmistolla olisi vaatinut iterointia jousilaskelman ja silta-paalulaatta-mallin välillä erikseen jokaisella kuormitustapauksella. Jousena käytetään yleensä yksinkertaistuksena lineaarista jousia tietyllä siirtymä-jännitys-välillä. Jousivoima päätettiin pitää täten vakiona silta-paalulaatta-mallissa. Sillan vaakasiirtymät mallin kuormilla ovat hyvin pieniä alle 2,5 mm joten edellä esitettyä jousivakiota voidaan pitää edustavana.

3.3.2 Silta-paalulaattamallissa käytetyt kuormitustapaukset

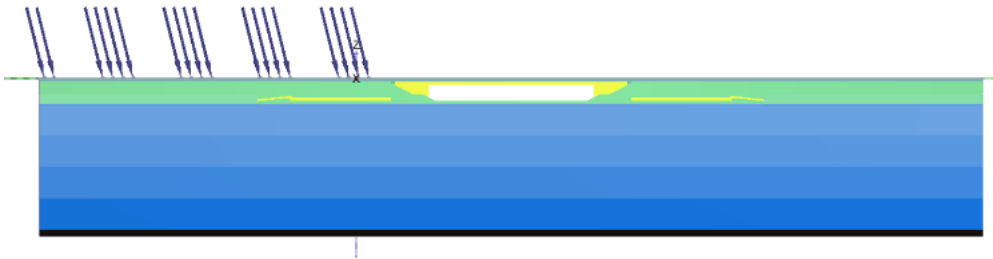
Junakuorma sijoitettiin malliin eri tavoin. Osa kuormista jatkui koko mallin läpi ja osa loppui ennen siltaa ja sillalla. Yhdessä tapauksessa kuorma alkoi sillan jälkeen. Kuormien sijainnit suhteessa paalulaattaan ja siltaan on esitetty kuvissa 24...29.



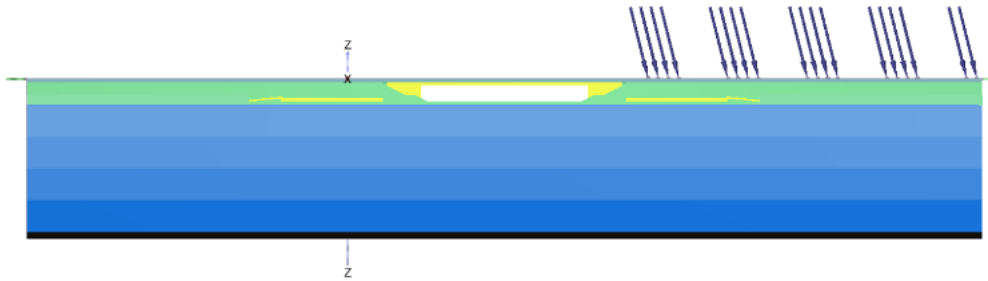
Kuva 24. Sillan ja paalulaattojen kuormitustapaus 1 (SL1). Kokonaispystykuorma on 12 000 kN tai 80 kN/m (akseliryhmässä 4 x 250 kN). Kokonaisvaakakuorma on 3 000 kN tai 20 kN/m (25 % pystykuormasta).



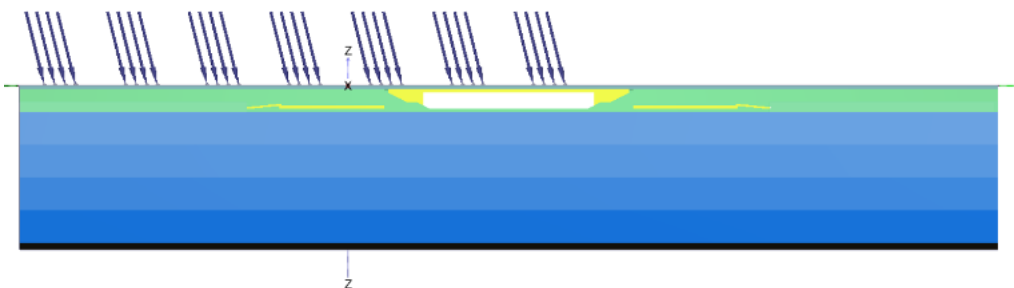
Kuva 25. Sillan ja paalulaattojen kuormitustapaus 2 (SL2). Kokonaispystykuorma on 12 000 kN tai 80 kN/m (akseliryhmässä 4 x 250 kN). Kokonaisvaakakuorma on 3 000 kN tai 20 kN/m (25 % pystykuormasta).



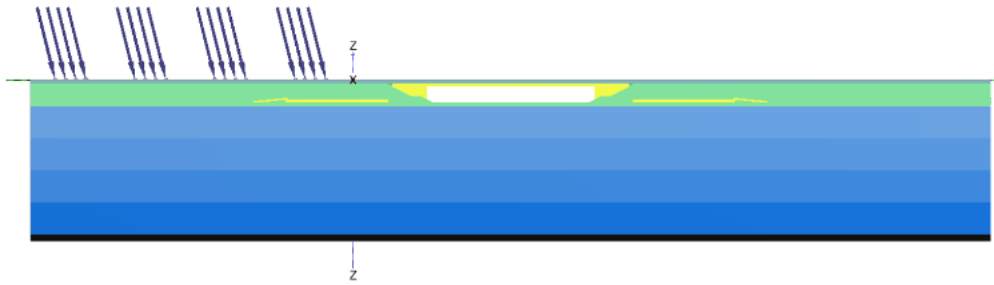
Kuva 26. Sillan ja paalulaattojen kuormitustapaus 3 (SL3). Kokonaispystykuorma on 4 500 kN tai 80 kN/m (akseliryhmässä 4 x 250 kN). Kokonaisvaakakuorma on 3 000 kN tai 20 kN/m (25 % pystykuormasta).



Kuva 27. Sillan ja paalulaattojen kuormitustapaus 4 (SL4). Kokonaispystykuorma on 4 500 kN (akseliryhmässä 4 x 250 kN). Kokonaisvaakakuorma on 1 125 kN (25 % pystykuormasta).



Kuva 28. Sillan ja paalulaattojen kuormitustapaus 5 (SL5). Kokonaispystykuorma on 7 000 kN (akseliryhmässä 4 x 250 kN). Kokonaisvaakakuorma on 1 750 kN (25 % pystykuormasta).



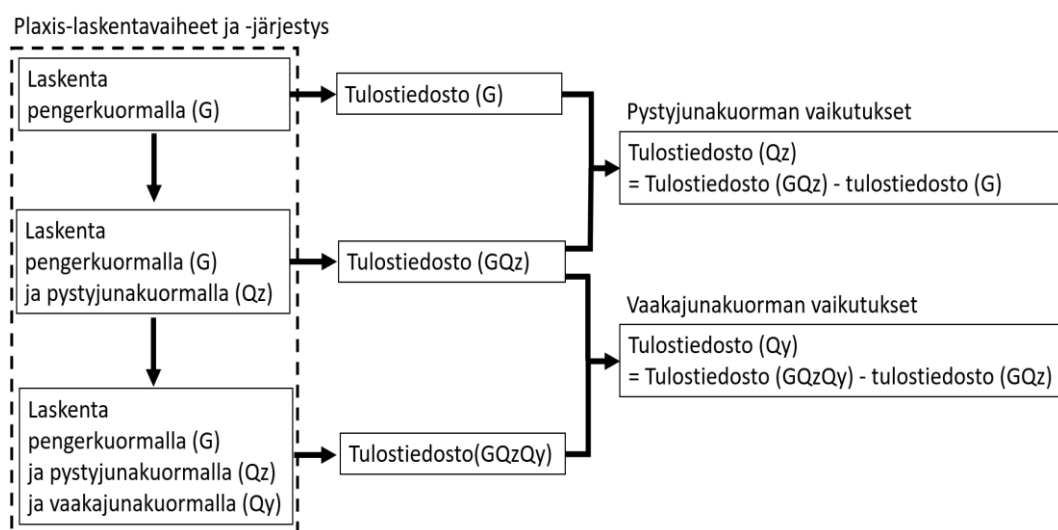
Kuva 29. Sillan ja paalulaattojen kuormitustapaus 6 (SL6). Kokonaispystykuorma on 4 000 kN (akseliryhmässä 4 x 250 kN). Kokonaisvaakakuorma on 1 000 kN (25 % pystykuormasta).

4 Laskentatulokset

Tässä kappaleessa on esitetty Plaxis-laskentojen tulokset. Laskennassa on käytetty kappaleessa 3 esitettyjä malleja.

Vaakasunnassa jäykästi tukeutuvaan paalulaattaan toimintaa on tutkittu aikaisemmassa vaiheessa. Ote aikaisemman vaiheen työraportista on tämän raportin liitteenä 5. Paalulaatasta saadaan käytännössä siirtymätön rakenne radan pituus-suuntaisten vinopaalujen avulla.

Tuloksiin on eritelty junakuorman vaaka- ja pystykomponentista aiheutuvat jännitykset, voimat ja siirtymät ellei toisin ole ilmoitettu. Laskennan periaate on esitetty kuvassa 30. Negatiiviset arvot normaalivoimissa ja -jännityksissä ovat puristusta.



Kuva 30. Laskennan ja tulosten kokoamisen periaate.

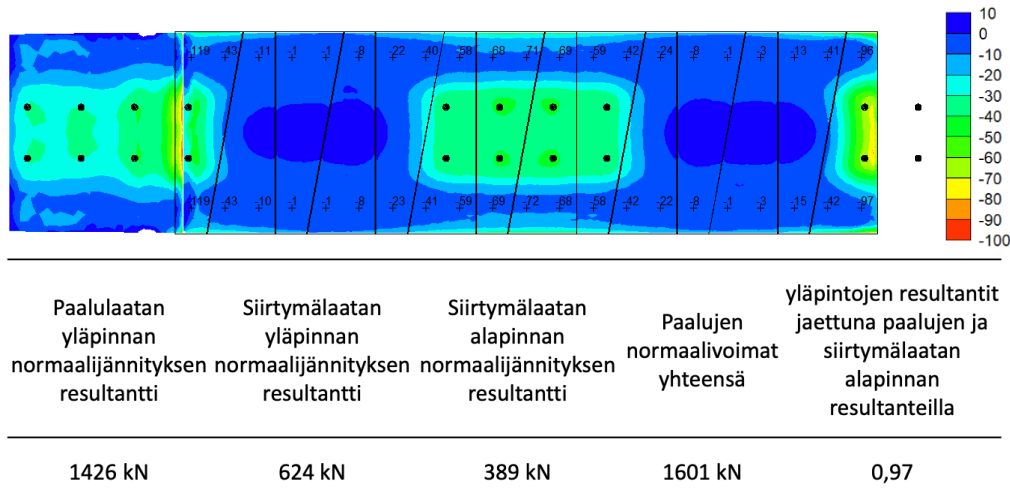
Pysty- ja vaakajunakuorman vaikutuksia ei saa Plaxiksesta suoraan tulosteina. Kuvassa 30 esitetyt tulostiedostot Qz ja Qy luotiin käsin Excelissä elementtitaatan tuloksia käsiteltäessä. Paalulaatta- ja siltamallissa erottelu toteutettiin varta vasten tehdyllä Python-skriptillä erittäin suuren datamäärän vuoksi. Skripti teki automaattisesti erotukset Plaxiksesta saaduille tulostiedostoille (G, GQz ja GQzQy). Skriptin toiminnan virheettömyys tarkistettiin tekemällä erotukset käsin Excelissä muutamilla tiedostoilla. Tasoihin kohdistuvien normaali- ja leikkausjännitysten integrointi resultanteiksi ja viivakuormiksi tehtiin käsitellyistä tulostiedostoista 3D-win-ohjelmalla.

4.1 Osio 1 – Elementtilaatta

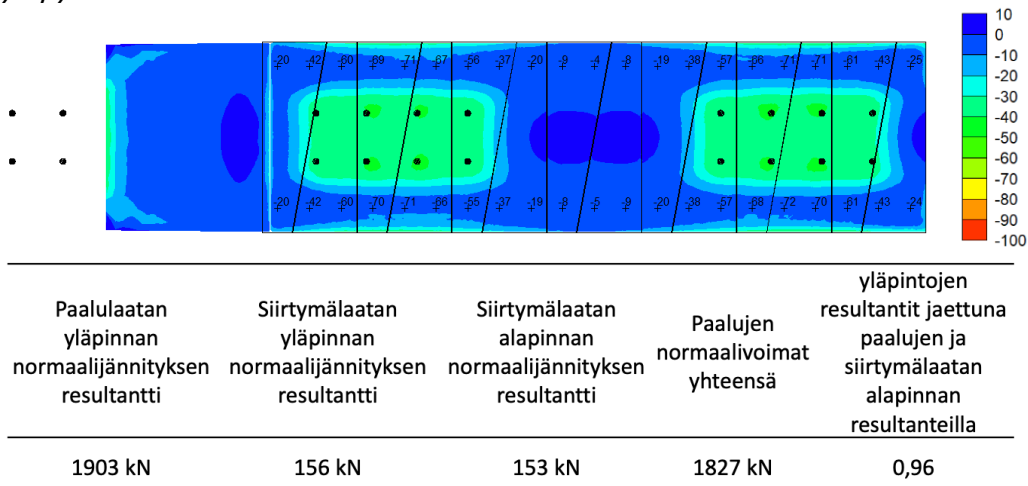
Elementtilaatussa käytetty geometria ja muut laskennan lähtötiedot on esitetty kappaleissa 3.1 ja 3.2.

4.1.1 Normaalijännitys paalulaatan yläpinnassa

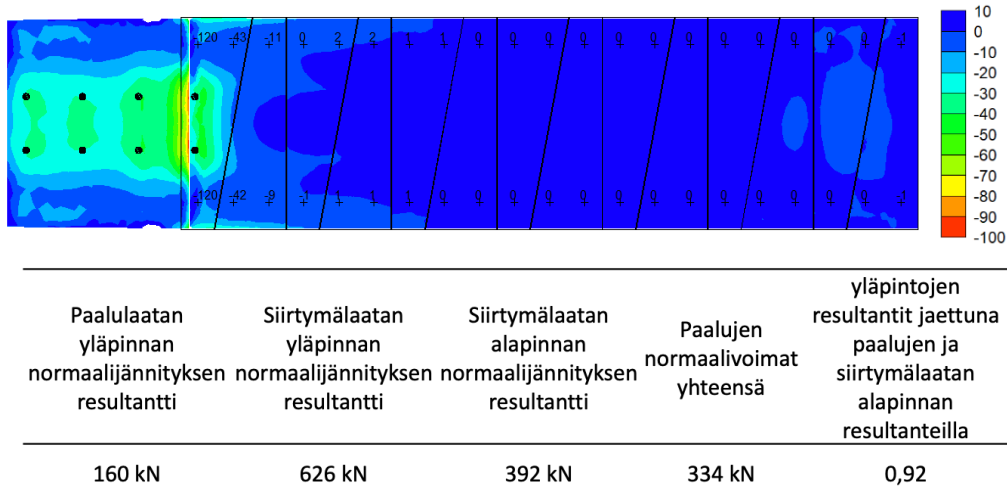
Kuvissa 31...33 on esitetty paalulaatan ja sen siirtymälaatan yläpintaan kohdistuva normaalijännitys värikarttana. Mustat ympyrät ovat kuormapisteiden sijainti ta-
sossa. Kuvissa näkyy lisäksi paaluille tuleva normaalivoima numeroarvoina.



Kuva 31. Kuormitustapaus 1 (EL1). Normaalijännityksen [kPa] suuruus paalulaatan yläpinnassa eri väreillä. Paaluihin muodostuva normaalivoima paalukohtaisesti lukuarvona. Junakuorman sijainti havainnollistettu mustilla ympyröillä.

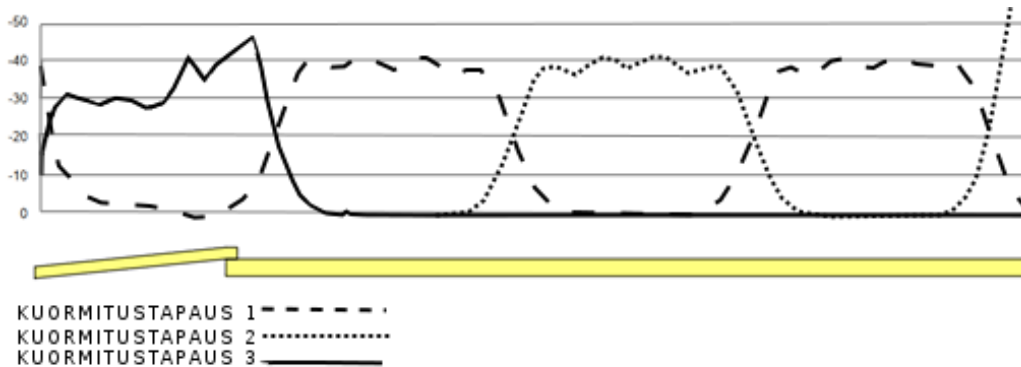


Kuva 32. Kuormitustapaus 2 (EL2). Normaalijännityksen [kPa] suuruus paalulaatan yläpinnassa eri väreillä. Paaluihin muodostuva normaalivoima paalukohtaisesti lukuarvona. Junakuorman sijainti havainnollistettu mustilla ympyröillä.



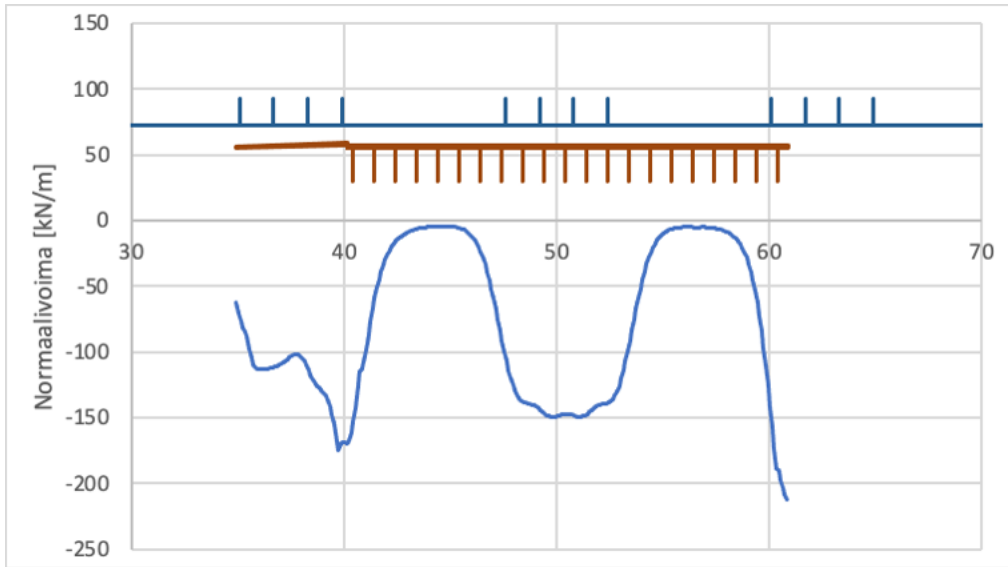
Kuva 33. Kuormitustapaus 3 (EL3). Normaalijännityksen [kPa] suuruus paalulaatan yläpinnassa eri väreillä. Paaluihin muodostuva normaalivoima paalukohtaisesti lukuarvona. Junakuorman sijainti havainnollistettu mustilla ympyröillä.

Kuvassa 34 on esitetty paalulaatan yläpintaan kohdistuva normaalijännitys pituusleikkauksena raiteen kohdalla.



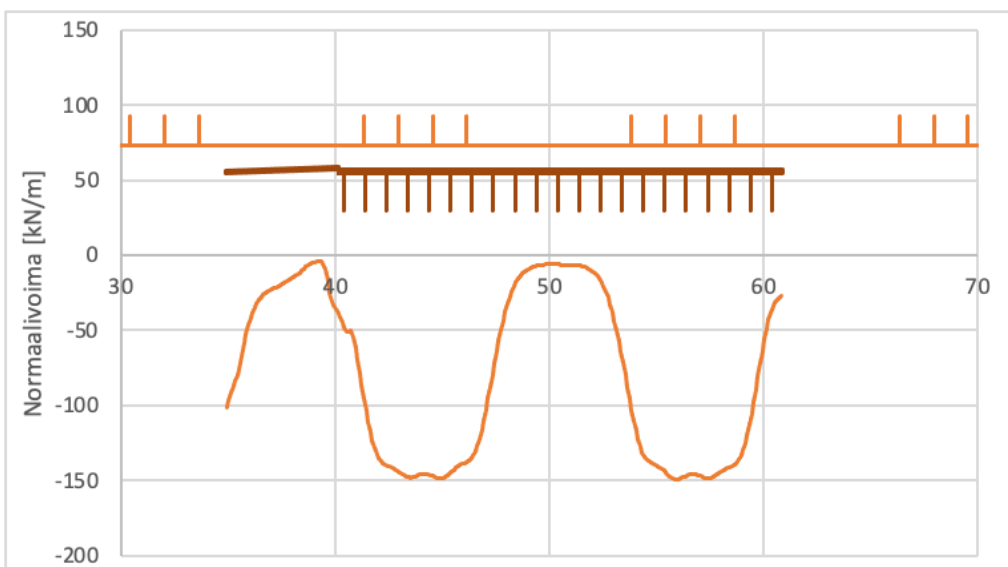
Kuva 34. Paalulaatan yläpintaan muodostuva normaalijännitys [kPa] kiskon kohdalla kuormituksilla EL1, EL2 ja EL3.

Kuvissa 35...37 on esitetty laatan yläpintaan kohdistuva normaalijännityksestä integroitu viivakuorma (kN/m). Kuormien ja paalulaatan suhteellinen sijainti on esitetty käyrän yläpuolella. Vaaka-akseli on laskentamallin y-koordinaatti.



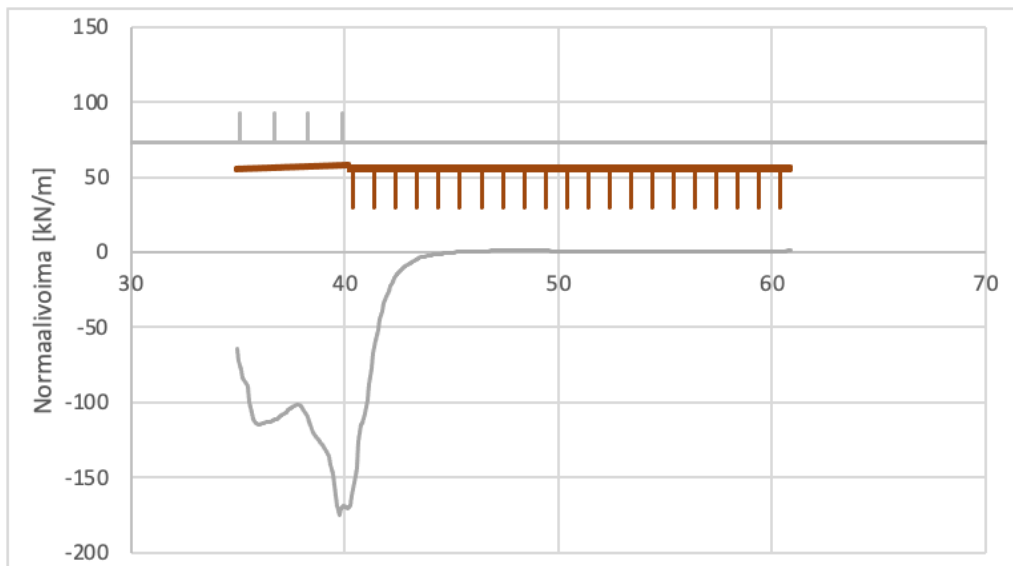
Kuva 35. EL1 – junakuorman pystykomponentista aiheutuva viivakuorma elementtilaatan yläpinnassa.

Paalulaatan oikeassa päässä on havaittavissa jännityshuippu kuormitustapauksessa EL1. Paalulaatan reuna kerää siinä läheisestä junakuormasta aiheutuvia jännityksiä ilman siirtymälaatan tasoittavaa vaikutusta. Paalulaatan ja siirtymälaatan kontaktikohdassa on myös havaittavissa pieni huippu. Paalulaatta on pystysuunnassa jäykempi kuin siirtymälaatan maanvarainen osa. Siirtymälaatta tukeutuu maahan matkalta, joka on kolmasosa siirtymälaatan pituudesta. Paalulaatan alapuolinen tyhjätila jatkuu mallissa siirtymälaatan alle noin kaksi kolmasosaa siirtymälaatan pituudesta. Siirtymälaatan maanvarainen osa siirtyy kuormitettaessa hieman pystysuunnassa alaspäin. Tästä johtuu se, että siirtymälaatan päällä oleva kuorma aiheuttaa suuremman vaikutuksen siirtymälaatan paalulaatan puoleiseen reunaan. Sama vaikutus näkyy EL3 laskennassa. Paalulaatan yläpintaan kohdistuva viivakuorma on noin 150 kN/m paalulaatan keskellä junakuorman alapuolella.



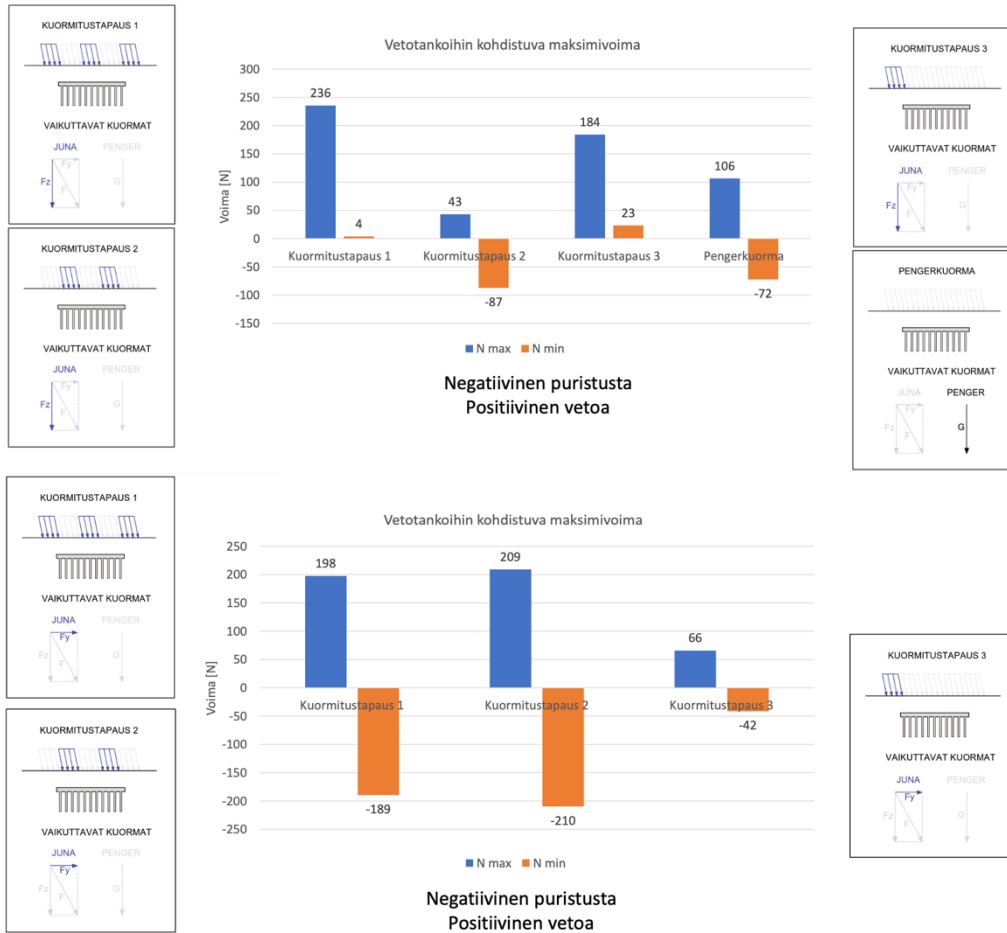
Kuva 36. EL2 – junakuorman pystykomponentista aiheutuva viivakuorma elementtilaatan yläpinnassa.

Kuorma on EL2:ssa kauempana paalulaatan reunoista, jolloin pieniä jännityshuippuja ei synny rakenteen reunoille. Laatan yläpintaan kohdistuva viivakuorma on junakuormien alapuolella noin 150 kN/m. Siirtymälaatan vierellä paalulaatalla oleva kuorma menee lähes kokonaan paalulaatalle. Seuraava kuorma vasemmalle kuvassa kohdistuu osittain siirtymälaatan reunalle ja muodostaa siihen noin 100 kN/m huipun. Maa välittömästi siirtymälaatan vierellä painuu enemmän kuin maa siirtymälaatan päällä ja kuormaa siirtyy jäykemmälle rakenteelle, eli siirtymälaatalle, maan leikkauslujuuden kautta.



Kuva 37. EL3 – junakuorman pystykomponentista aiheutuva viivakuorma elementtilaatan yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa EL3 on havaittavissa yhtäläinen jännityshuippu kuin EL1:ssä. Huippu on noin 175 kN/m.



Kuva 38. Laattojen välisiin 24 mm terästappeihin mobilisoitua voima. Yllä pystykuormista ja alla vaakakuormista.

Jotta maa pysyi laattojen päällä ja laskenta konvergoisi, oli elementtilaattojen väleihin mallinnettava niihin asennussuunnitelmien mukainen maakosteaa betoni. Vaakasuuntaiset voimat laattojen välillä välittyi pääasiassa tämän maakostean betonin kautta ja node-to-node-ankkureihin mobilisoitui hyvin pienet muutaman sadan Newtonin voimat. Laskentakuormien vaakakomponentit ovat tässä laskennassa kaikki sellaisia, että ne aiheuttavat puristusta elementtipaalulaattaan.

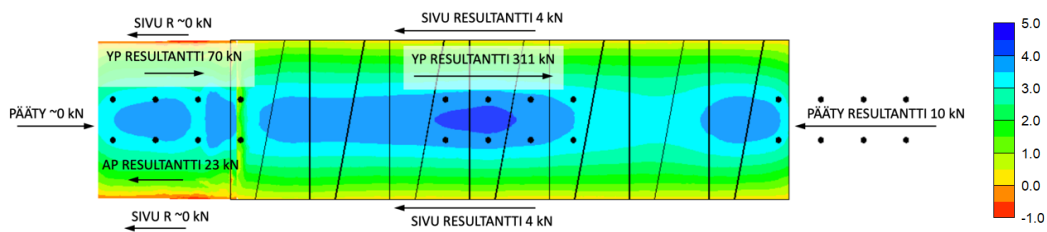
Havaintoja:

1. Paalulaattaan kohdistuva normaalivoima on n. 150 kN/m kuormien alapuolella.
2. Suurimmillaan viivakuorma on noin 210 kN/m kuormitustapauksessa EL1, jossa huippu syntyy paalulaatan reunalle, missä ei ole siirtymälaattaa.
3. Siirtymälaattaan kohdistuva voima on n. 115 kN/m. Siirtymälaatan ja paalulaatan kiinnityskohtaan syntyy huippu kuormitustapauksessa EL1 ja EL3, jossa kuorma on suurimmillaan noin 175 kN/m.
4. Kuorman alla kolmen paalun elementtilaatan paalukuormaksi muodostuu noin 70 kN.
5. Paalulaatan pään paaluihin kohdistuu suuremmat paaluvoimat kuin muihin paaluihin: ilman siirtymälaattaa voima on noin 100 kN ja siirtymälaatan kanssa noin 120 kN. Voimat voivat olla mahdollisesti vielä isommat, mikäli kuorman sijoittelu laatan reunan suhteen olisi epäsuotuisampi.

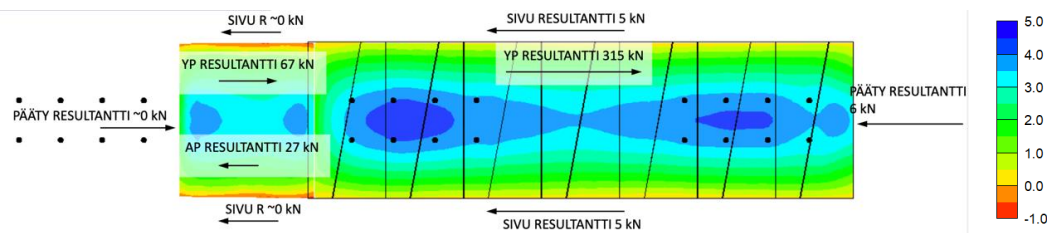
4.1.2 Leikkausjännitys paalulaatan yläpinnassa

Tässä kappaleessa on tarkasteltu junakuorman vaakakomponentista aiheutuvia leikkausjännityksiä laatan yläpinnassa. Mallin korkeudesta johtuen mallin pohja vaikuttaa vaakasuuntaisiin siirtymiin, koska mallin pohjan elementtien vaakasuuntainen siirtymä on estetty. Paalut ovat myös momenttijäykästi kiinni mallin pohjassa (3 m syvyydessä laatan alla). Hieman alle puolet vaakasuuntaisesta kuormasta siirtyy paalujen leikkauksen kautta mallin pohjaan. Kyseistä paalulaattamallia ei ole laadittu voima-siirtymäsuhteiden tarkasteluun vaan laatan pintaan muodostuvien jännitysten laskentaan.

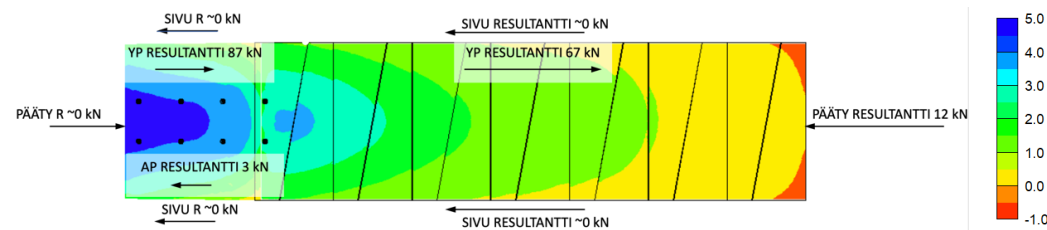
Kuvissa 39...41 on esitetty paalulaatan ja sen siirtymälaatan yläpintaan kohdistuva leikkausjännitys värikarttana. Mustat ympyrät ovat kuormapisteen sijainti tasossa.



Kuva 39. EL1 – Leikkausjännityksen [kPa] suuruus paalulaatan yläpinnassa eri väreillä. Junakuorman sijainti havainnollistettu mustilla ympyröillä.

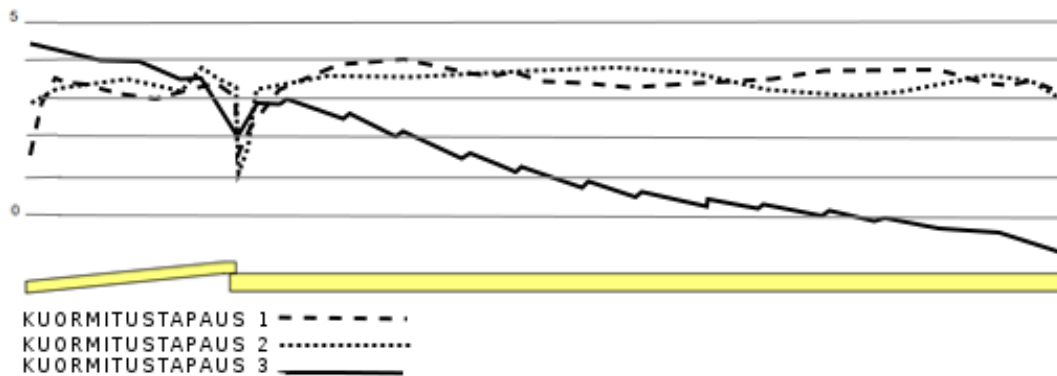


Kuva 40. EL2 – Leikkausjännityksen [kPa] suuruus paalulaatan yläpinnassa eri väreillä. Junakuorman sijainti havainnollistettu mustilla ympyröillä.



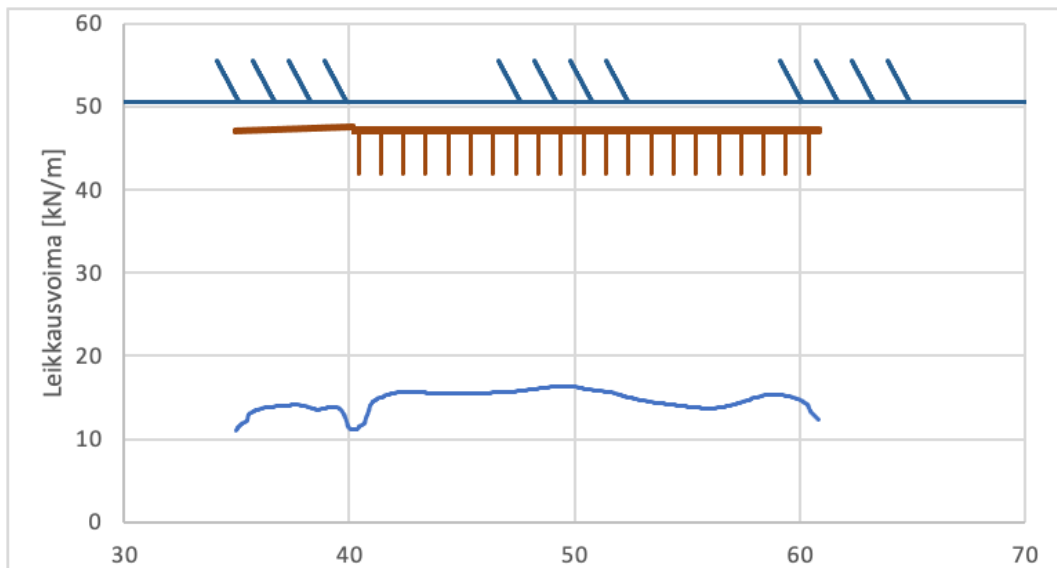
Kuva 41. EL3 – Leikkausjännityksen [kPa] suuruus paalulaatan yläpinnassa eri väreillä. Junakuorman sijainti havainnollistettu mustilla ympyröillä.

Kuvassa 42 on esitetty paalulaatan yläpintaan kohdistuva leikkausjännitys (kPa) pituusleikkauksessa raiteen kohdalla.



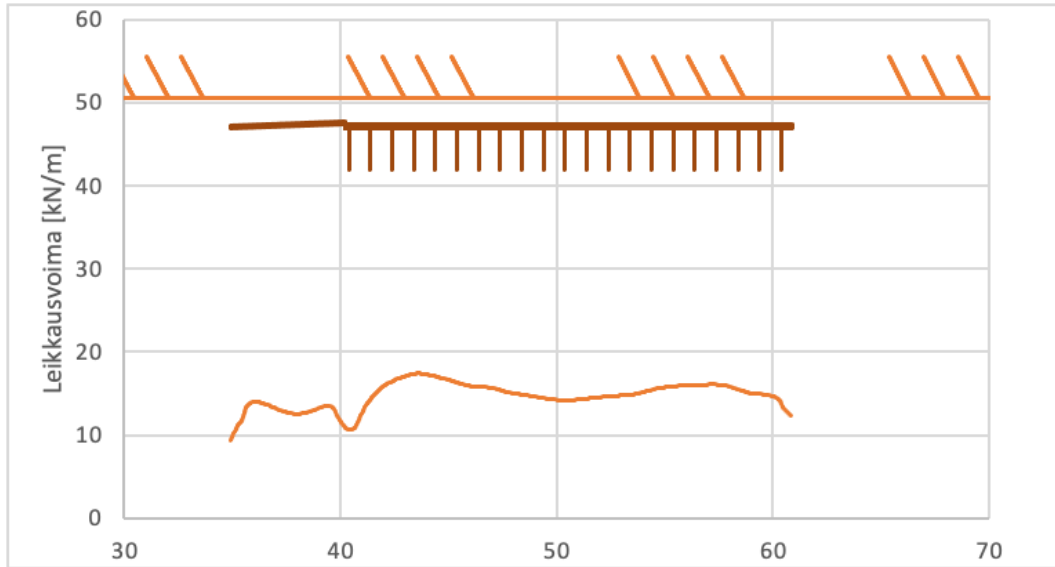
Kuva 42. Paalulaatan yläpintaan muodostuva leikkausjännitys [kPa] kiskon kohdalla kuormituksilla EL1, EL2 ja EL3.

Kuvissa 43...45 on esitetty laatan yläpintaan kohdistuva leikkausjännityksestä integroitu viivakuorma kN/m. Kuormien ja paalulaatan suhteellinen sijainti on esitetty leikkausvoimakäyrän yläpuolella. Vaaka-akseli on laskentamallin y-koordinaatti.



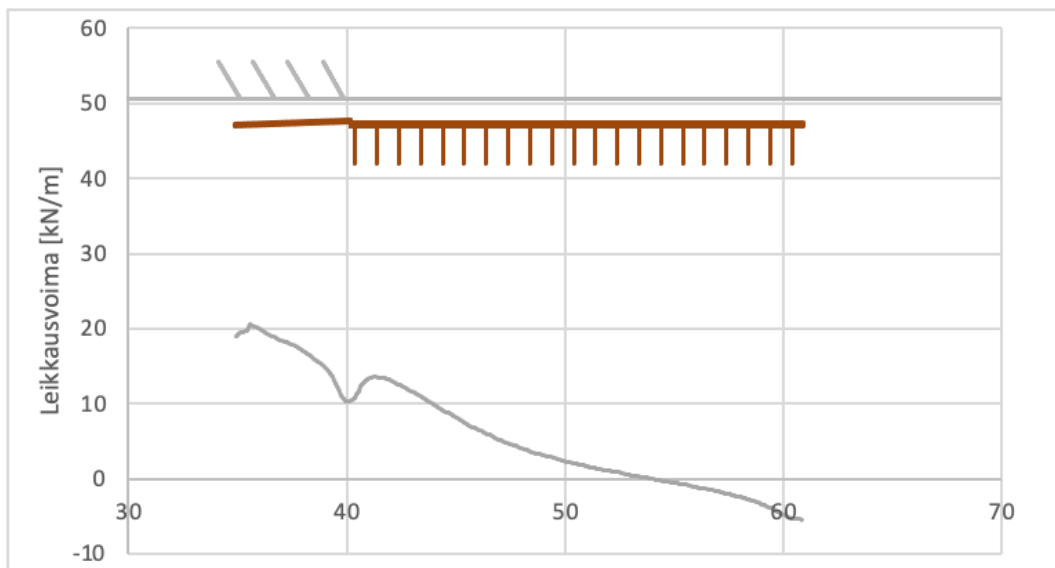
Kuva 43. EL1 – junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausvoima elementtilaatan yläpinnassa.

Kuormitustapauksen EL1 leikkausviivakuorman kuvaaja on suhteellisen tasainen. Paalulaatan ja siirtymälaatan kontaktin jälkeen jännitys putoaa hieman. Tämä johtuu siitä, että siirtymälaatta on paalulaatan päällä ja estää aluksi jännitysten siirtymistä junakuorman suunnasta paalulaatalle.



Kuva 44. EL2 – junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausvoima elementtilaatan yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa EL2 siirtymälaatalle syntyy vähemmän leikkausjännitystä johtuen junakuorman suuremmasta etäisyydestä. Kuvaajassa on myös huomattavissa vastaava jännityksen putoaminen paalulaatan alussa kuin EL1:ssä.



Kuva 45. EL3 – junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausvoima elementtilaatan yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa EL3 leikkausvoima vaihtaa merkkiä paalulaatan viimeisellä kolmanneksella. Tämä johtuu siitä, että laatta on maata jäykempi ja laatan siirtymän suuruus ohittaa maan siirtymän suuruuden kuorman suunnassa. Maa alkaa paalulaatan viimeisellä kolmanneksella vastustamaan laatan liikettä. Paalulaatan edessä olevaan siirtymälaattaan kohdistuu myös huippuvoima, kun kuorma loppuu siirtymälaatan kohdalla. Huippuarvo johtuu maan liikkeistä laatan ympärillä, kun kuorma ei liikuta koko maamassaa mallin lävitse. Laattaan kohdistuva resultantti on noin 160 kN ja siirtymälaatan päällä olevan vaakakuorman suuruus 250 kN.

Noin 90 kN, eli noin 36% kuormasta ei laskennassa kohdistu paalulaattaan. Vaakakuorman vaikutus on noin 15 m mallin pituussuunnassa, eli tässä tapauksessa noin suhteessa 1:10 kun laatta on 1,5 metrin syvyydessä.

Havainnot:

1. Paalulaattaan kohdistuva leikkausvoima on n. 15,5 kN/m, kun junakuorma kulkee koko mallin lävitse.
2. Tulos 15,5 kN/m on noin 75 % junan vaakakuormasta, kun laatta on 1,5 m syvyydessä pengerrakenteen puolella välissä, laatta on lyhyt ja kuorma paljon laatta pidempi.
3. Kuormitustapauksessa EL3, jossa kuormitus loppuu siirtymälaatan kohdalle (kuorma ei ole jatkuva mallin läpi ja kitkamaakerros ei ole liikkeessä mallin oikeassa puoliskossa), on havaittavissa noin 20 kN/m suuruinen leikkausvoimahuippu.
4. Johtuen mallin koosta paalulaatta käyttäytyy jäykästi verrattuna pitkien paa-lujen varaan perustettuun laattaan. Tämän takia mallilla saatu vaakarasi-tus on konservatiivinen.

4.2 Osio 2 – Paalulaatta ja silta

Tässä kappaleessa on esitetty paalulaatta-silta-mallin tulokset. Mallinnus on tehty Keskimuulun alikulkusillan (ks. Kuva 14) geometriaa hyödyntäen.

Kappaleessa 4.2.1 on esitetty eri kuormitusten aiheuttamat vaakasuuntaiset kokonaisiirymät pituusleikkauksessa mallin keskilinjaa pitkin.

Kappaleissa 4.2.2 ja 4.2.3 on graafisesti esitetty sillan kannen ja paalulaattojen yläpintoihin kohdistuvat jännitykset ja niistä lasketut rakenteisiin kohdistuvat nauhakuormat. Laattojen yläpinnan pysty- ja vaakajännitykset on esitetty tasokuvajissa. **Tulosteissa negatiiviset arvot ovat puristusta ja positiiviset vetoa.** Käytetyssä laskentaohjelmistossa normaalijännitys ja leikkausjännitys ovat aina interface-elementin paikalliskoordinaatiston mukaisia, jolloin normaalijännitys on kohtisuoraan interface-elementtiä vasten ja leikkausjännitys elementin pinnan suuntainen. Esim. siirtymälaatan kaltevuus (1:10) aiheutti sen, että irrotetut tulokset olivat "väärään" koordinaatiston mukaisia. Globaalin koordinaatiston mukaiset jännitykset ovat yhdistelmä siirtymälaatan paikalliskoordinaatiston mukaisia normaali- ja leikkausjännitysvektoreita. Siirtymälaattojen tuloksiin on muunnettu normaalijännitys junakuorman pystykuorman suuntaiseksi vektoriksi (globaali z-akseli) ja leikkausjännitys junan vaakakuorman suuntaiseksi vektoriksi (globaali y-akseli).

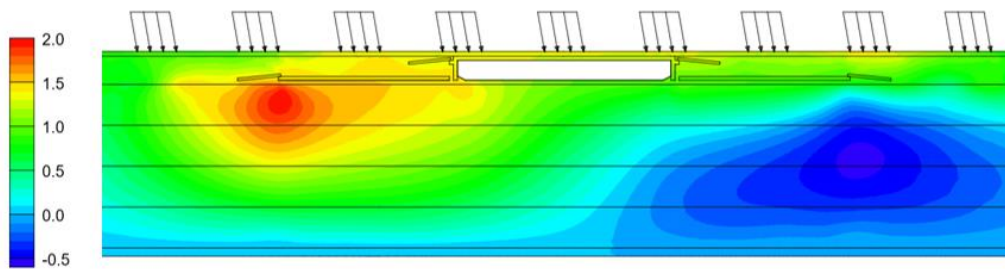
Kappaleessa 4.2.4 on esitetty voimien resultantit mallin sillan kaikilla eri pinnoilla.

Tavoitteena oli esittää:

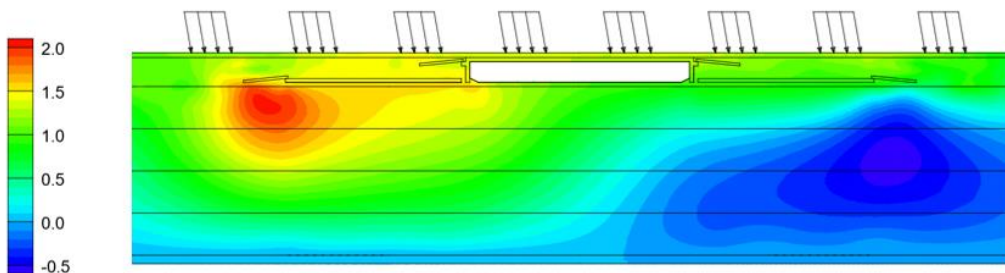
1. Sillan kanteen ja paalulaattojen pintaan syntyvät pysty- ja vaakajännitykset (kappale 4.2.2 ja 4.2.3)
2. Kohdan 1 tuloksista lasketut metrikohtaiset kuormat (kappale 4.2.2 ja 4.2.3, yhdistetyt kuvaajat liite 2)
3. Sillan päätyihin/puskupalkkiin syntyvät vaikutukset (kappale 4.2.4)
4. Sillan paaluille siirtyvät vaakakuormat (kappale 4.2.4)
5. Paalulaatan päätyihin syntyvät vaikutukset (kappale 4.1.2)
6. Paalulaatan kylkiin syntyvät vaikutukset (kappale 4.1.2)
7. Paalulaatan paaluihin syntyvät vaikutukset (4.1.2)
8. Paalulaatan ja sillan siirtymälaattoihin syntyvät vaikutukset (kappale 4.2.2 ja 4.2.3, yhdistetyt kuvaajat liite 2)

4.2.1 Mallin kokonaissiirtymät

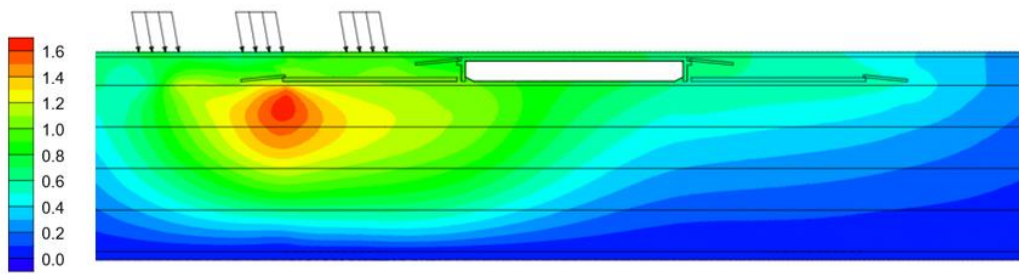
Kokonaissiirtymiä on tarkasteltu vaak- että pystyjunakuorman yhteisiä vaikutuksia. Tulokset on esitetty kuvissa 46...51.



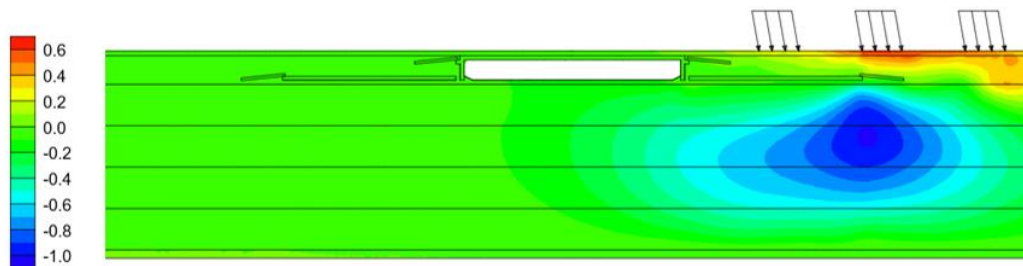
Kuva 46. SL1 – Junan pysty- ja vaakakomponentista aiheutuva vaakasuuntainen siirtymä [mm]. Positiivinen arvo on oikealle.



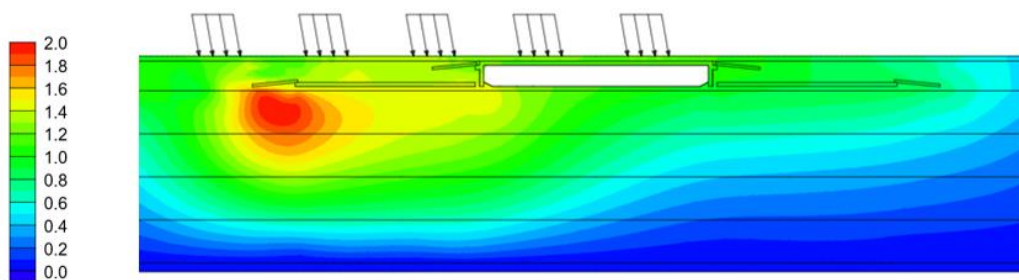
Kuva 47. SL2 – Junan pysty- ja vaakakomponentista aiheutuva vaakasuuntainen siirtymä [mm]. Positiivinen arvo on oikealle.



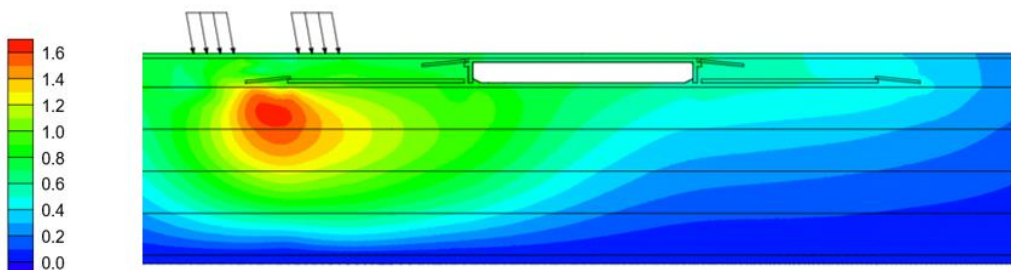
Kuva 48. SL3 – Junan pysty- ja vaakakomponentista aiheutuva vaakasuuntainen siirtymä [mm]. Positiivinen arvo on oikealle.



Kuva 49. SL4 – Junan pysty- ja vaakakomponentista aiheutuva vaakasuuntainen siirtymä [mm]. Positiivinen arvo on oikealle.



Kuva 50. SL5 – Junan pysty- ja vaakakomponentista aiheutuva vaakasuuntainen siirtymä [mm]. Positiivinen arvo on oikealle.



Kuva 51. SL6 – Junan pysty- ja vaakakomponentista aiheutuva vaakasuuntainen siirtymä [mm]. Positiivinen arvo on oikealle.

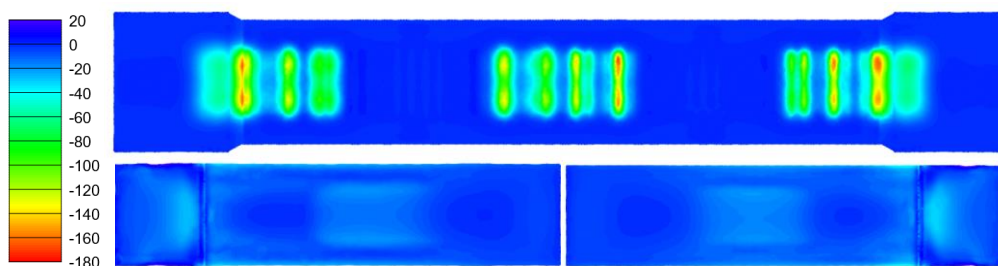
Laskentatuloksista voidaan tehdä seuraavia havaintoja:

1. Siirtymät ovat verrattain pieniä alle 2,5 mm. Huomattavaa on kuitenkin, että kokonaissiirtymien absoluuttiseen arvoon ei kannata kiinnittää erityistä huomiota, sillä niiden tutkiminen ei ole ollut laskennan tavoite.
2. Laskennoissa, joissa kuorma vaikuttaa koko mallin pituudelta, maa on koko mallissa yleisesti liikkeessä vaakavoiman suuntaisesti. Siirtymä on tällä mallilla noin 1 mm, kun keskimääräinen kuorma on 20 kN/m. Lähellä kalliota/mallin pohjaa siirtymä on lähellä nollaa ja kiskon kohdalla keskimäärin 1,5 mm. Silta ja paalulaatat siirtyvät maan mukana ja sillan kansi siirtyy noin 1,3 mm.
3. Junakuorman pystykomponentti aiheuttaa vaakasiirtymiä paalulaatan alapuolelle. Maa ja siirtymälaatta kiertyvät paalulaatan reunan ympäri. Paalulaatan alapuolella oleva tyhjä tila todennäköisesti myötävaikuttaa siirtymien syntymiseen. Paalulaatta-Silta-Paalulaatta-rakenteen vasemmassa päädyssä vaakasiirtymät kasvavat siirtymälaatan alla noin 1,5 mm suuruisiksi, joten kokonaissiirtymä on noin 2,5 mm. Oikeassa päädyssä pystykuorman aiheuttamat vaakasiirtymät kumoavat vaakakuorman aiheuttamat vaakasiirtymät ja paalulaatan alla maa siirtyy kohti mallin vasenta reunaa noin 0,5 mm.
4. Mallin reunoilla maan siirtymät on estetty, joten siirtymät lähenevät nollaa mallin reunoilla. Reunojen vaikutus ei ulotu rakenteisiin eikä lähelle rakenteita. Kuvassa 46 ja 47 nähdään, että pystykuorman ja paalulaatan loppumisen aiheuttaman muutoksen jälkeen vaakasiirtymä edelleen lähtee kasvamaan kohti mallin pohjaa.
5. Laskennoissa, joissa kuorma loppuu ennen siltaa tai sillan päällä, nähdään selkeästi, että maa tukee siltaa ja paalulaatat ja silta vaakasuuntaisesti jäykkinä siirtävät kuormaa mallissa eteenpäin enemmän kuin tukikerros ja kiskot.
6. Kuvassa 48, missä kuorma loppuu ennen siltaa ja on suuntautunut kuvassa oikealle, kuorma vaikuttaa huomattavasti laajemmalle kuin kuvassa 49, missä osittainen kuorma on rakenteen oikealla puolella. Tämä osoittaa hyvin, että maamateriaalin mallinnus toimii. Maamateriaalimallissa vetorasituksen muodostuminen maahan on estetty.

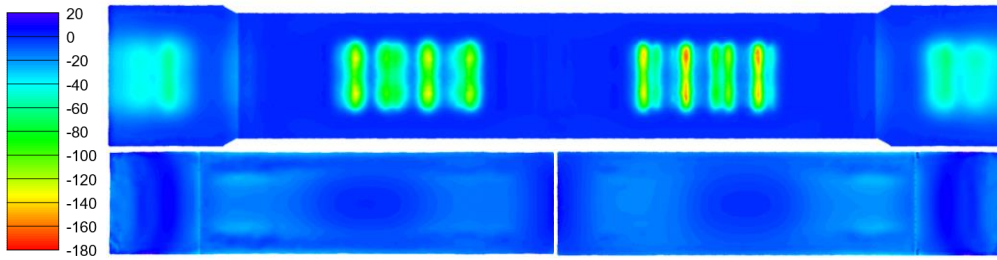
Siirtymistä johdettuja ”jousia” on tutkittu kappaleessa 4.2.4.

4.2.2 Pystykuormasta aiheutuva vaikutus sillan, paalulaattojen ja siirtymälaattojen yläpinnassa

Kuviin 52...57 on esitetty junakuorman pystykomponentista syntyvä normaalijännitys (kohtisuoraan pintaan nähden) laattojen yläpintojen interface-elementeissä. Tulokset on skaalattu samalle asteikolle. Kuvissa esitetyjä tuloksia voi vertailla toisiinsa värin perusteella. Tarkemmat kuvat, joissa värigradiendi on säädetty kuvakohtaisesti, on esitetty liitteessä.



Kuva 52. SL1 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva normaalijännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnassa.



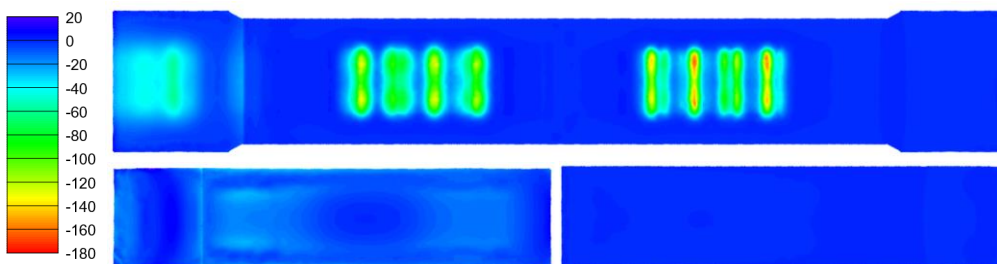
Kuva 53. SL2 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva normaalijännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnassa.



Kuva 54. SL3 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva normaalijännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnassa.



Kuva 55. SL4 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva normaalijännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnassa.

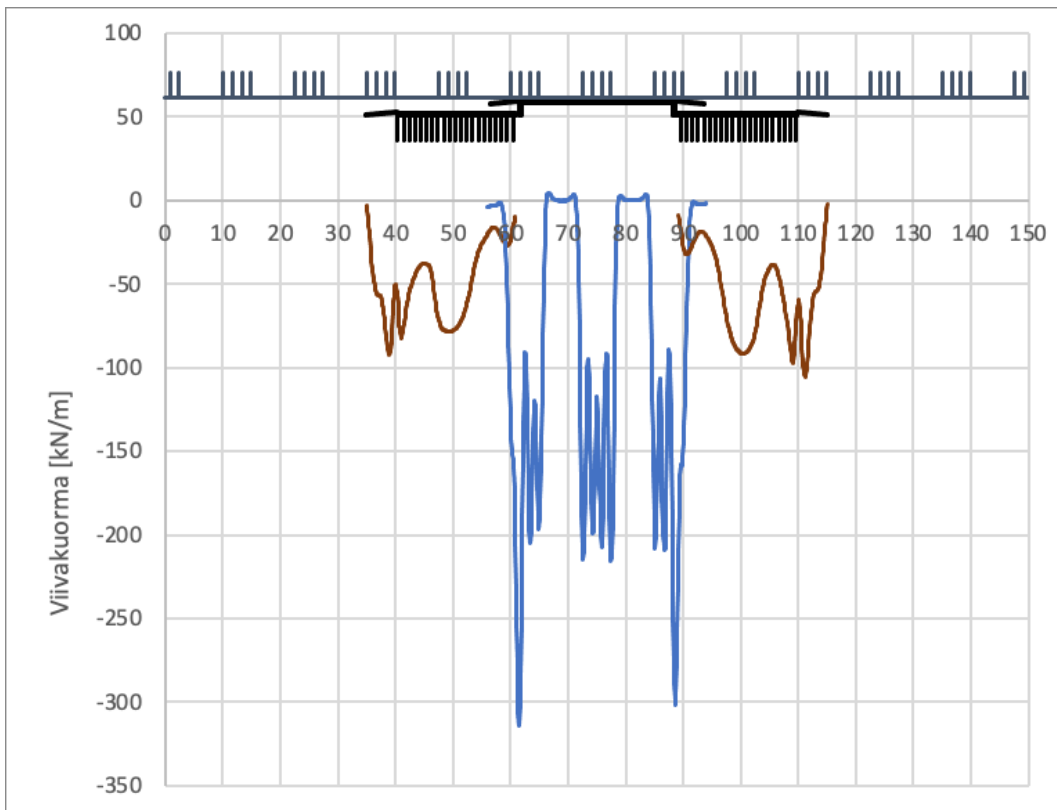


Kuva 56. SL5 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva normaalijännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnassa.



Kuva 57. SL6 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva normaalijännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnassa.

Kuvissa 58...63 on esitetty laattojen ja sillan yläpintaan kohdistuva normaalijännityksestä integroitu viivakuorma (kN/m). Kuormien ja rakenteiden suhteellinen sijainti on esitetty normaalivoimakäyrän yläpuolella. Vaaka-akseli on laskentamallin y-koordinaatti.



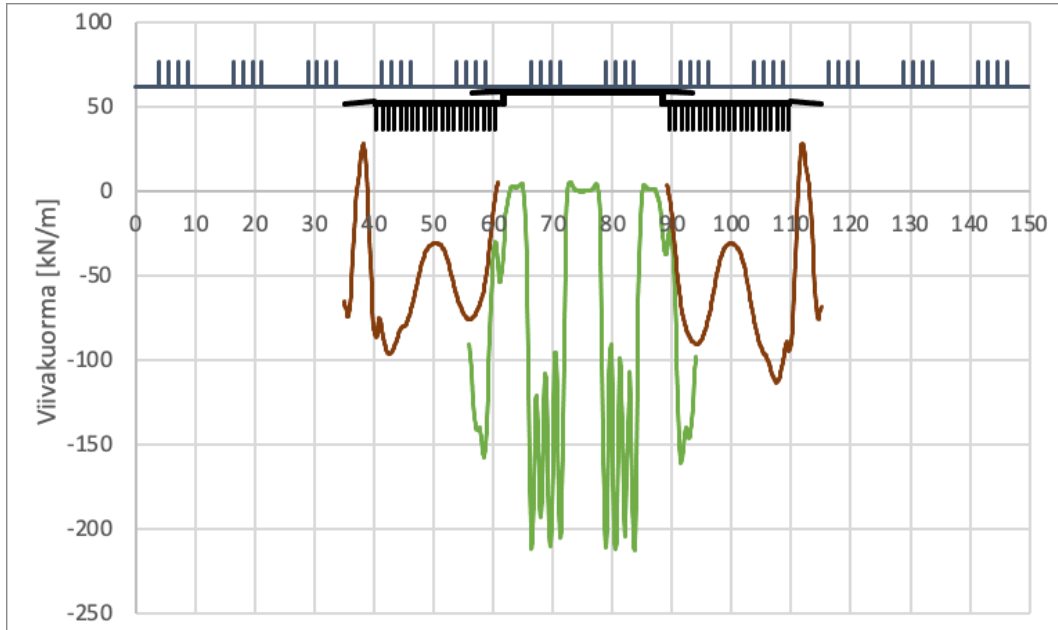
Kuva 58. SL1 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva viivakuorma sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL1 on havaittavissa jännityshuiput siirtymälaattojen liitoskohdissa paalulaattaan ja siltaan. Sama ilmiö oli huomattavissa elementtitaatan tuloksissa kappaleessa 4.1.1. Jännitysten suuruus on suurempi sillan kohdalla johdettujen pienemmästä pystysuuntaisesta etäisyydestä kuormaan, jolloin myös jännityshuippu kasvaa.

Normaalijännityksistä laskettu resultantti oli sillan kannen (siirtymälaatat mukaan lukien) yläpinnassa 3 183 kN. Sillan kohdalla oleva kuorma on 3 000 kN, joten sillan läheisyydessä olevista kuormista muodostuu molemmista noin 90 kN lisäkuorma. Seuraava akseliryhmä alkaa noin neljän (4,1 m) metrin päässä ja yksi

akseli on 250 kN. Pystysuuntainen kuorma on keskimäärin 80 kN/m ja silta on 37 m pitkä mikä johtaisi 2 960 kN pystykuormaan.

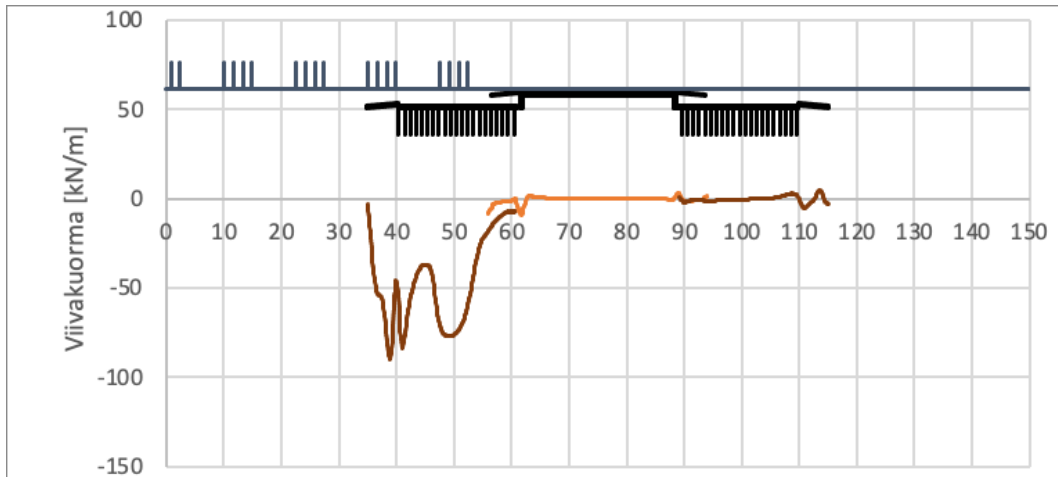
Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli 1 300 kN ja oikean 1 335 kN. Paalulaatta on 21 m pitkä ja keskimääräinen kuorma 80 kN/m. Keskimäärin paalulaattaan voisi olettaa kohdistuvan 21 m x 80 kN/m = 1 680 kN pystysuuntainen kuorma.



Kuva 59. SL2 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva viivakuorma sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL2 ei ole havaittavissa vastaavia jännityshuippuja kuin SL1:ssä johtuen siitä, että kuormat eivät ole siirtymälaattojen liitoksien kohdilla. Paalulaatan siirtymälaattojen kohdalla viivakuorma menee vedon puolelle. Tämä johtuu tulosten käsittelytavasta, jossa tuloksista on poistettu maan oman painon vaikutus. Interface-elementtiin syntyvä veto ei ole tällöin todellista vaan seuraus jälkikäteen tehdystä jännitysten erottelusta.

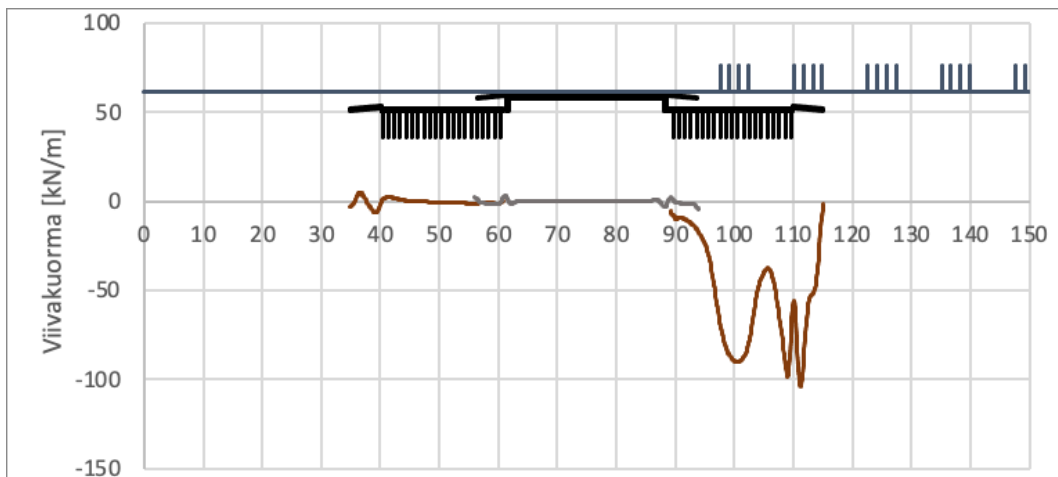
Normaalijännityksistä laskettu sillan yläpinnan resultantti oli 3 116 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli 1 350 kN ja oikean 1 370 kN.



Kuva 60. SL3 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva viivakuorma sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL3 voidaan nähdä, että sillan oikeanpuoleisen paalulaatan siirtymälaatalle syntyy puristusta ja vetoa, vaikka junakuorma on vastakkaisella puolella siltaa. Ilmiö on todennäköisesti yhdistelmä FEM-laskennan epätarkkuutta ja tulosten käsittelytavasta aiheutuvaa heittelyä vastaavasti kuin SL2:ssa havaittu vetojännitys. Syntyvät huiput pysyvät ovat suhteellisen pieninä, ja jännitysten resultantti on kuitenkin 0 kN. Ilmiö on havaittavissa myös pienempänä sillan oikean siirtymälaatan kohdalla, mikä voisi viitata siihen, että maan oma paino vaikuttaa ilmiön suuruuteen.

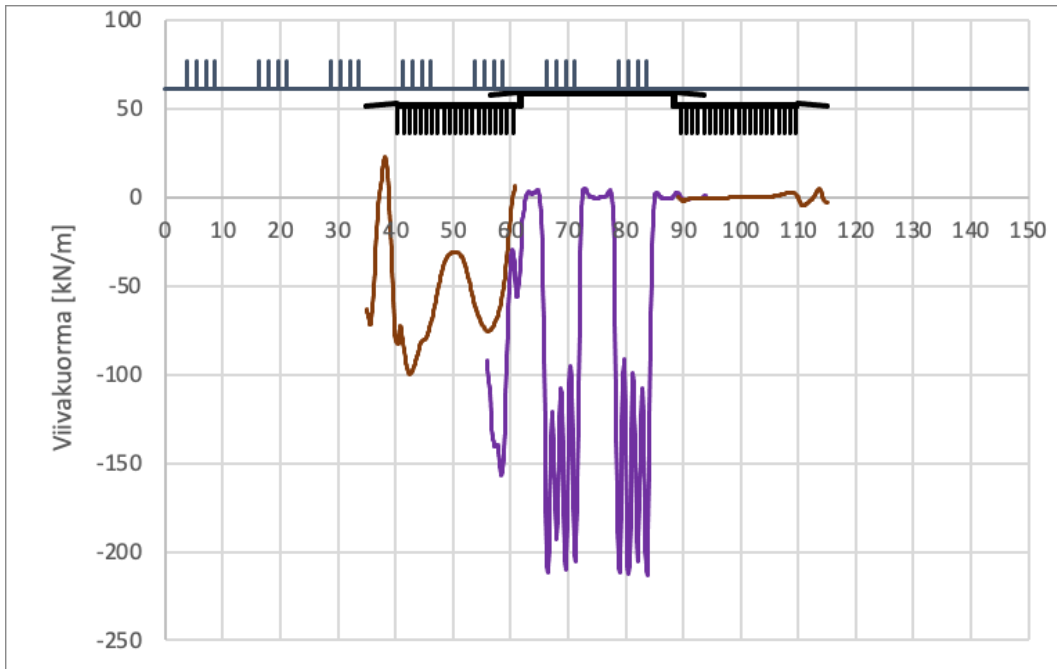
Normaalijännityksistä laskettu sillan yläpinnan resultantti oli 10 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli 1 200 kN ja oikean 0 kN.



Kuva 61. SL4 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva viivakuorma sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL4 on havaittavissa siirtymälaattojen kohdalla vastaavia huippuja kuin SL3:ssa.

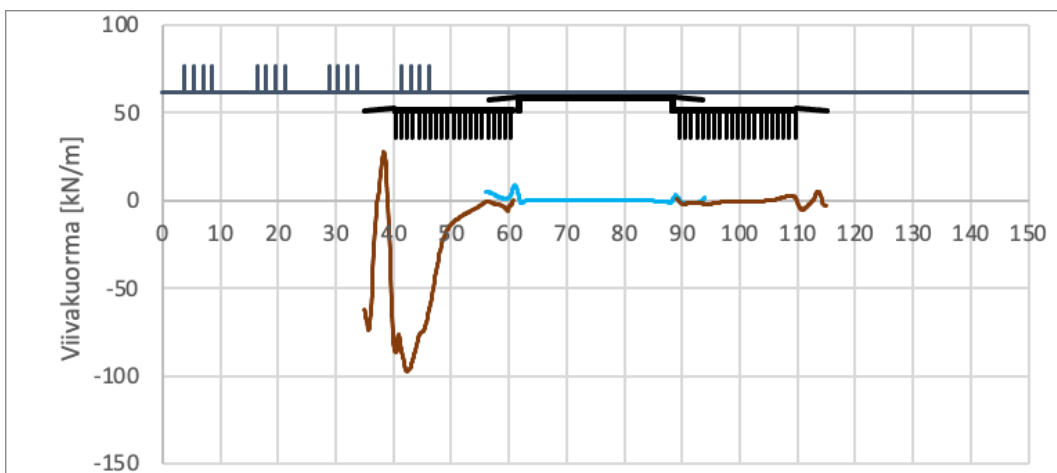
Normaalijännityksistä laskettu sillan yläpinnan resultantti oli 0 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli 0 kN ja oikean 1 350 kN.



Kuva 62. SL5 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva viivakuorma sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL5 on havaittavissa vastaava vetojännitys vasemman paalulaatan siirtymälaatan kohdalla, mikä oli SL1:ssä. Oikean paalulaatan siirtymälaatan kohdalla on taas havaittavissa vastaavat huiput kuin SL3:ssä.

Normaalijännityksistä laskettu sillan yläpinnan resultantti oli 2 564 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli 1 360 kN ja oikean 0 kN.



Kuva 63. SL6 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva viivakuorma sillan ja laattojen yläpinnassa.

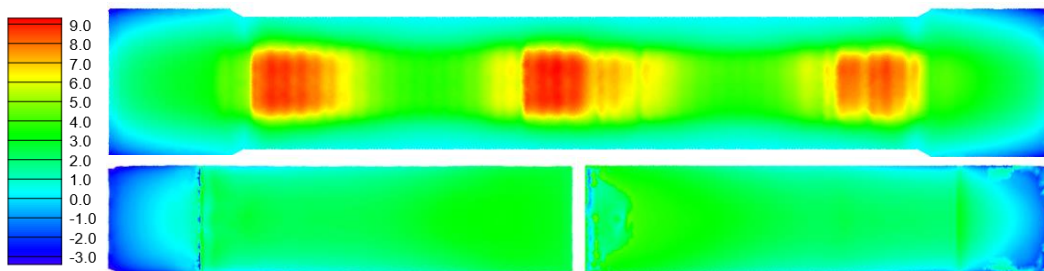
Kuormitustapauksessa SL6 on havaittavissa, että viivakuorma menee vedon puolelle vasemman paalulaatan siirtymälaatalta vastaavasti kuin SL1:ssä. Oikean paalulaatan siirtymälaatan kohdalla on taas havaittavissa vastaavat huiput kuin SL3:ssä.

Sillan yläpinnan normaalijännityksen resultantti oli 0 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli 812 kN ja oikean 0 kN.

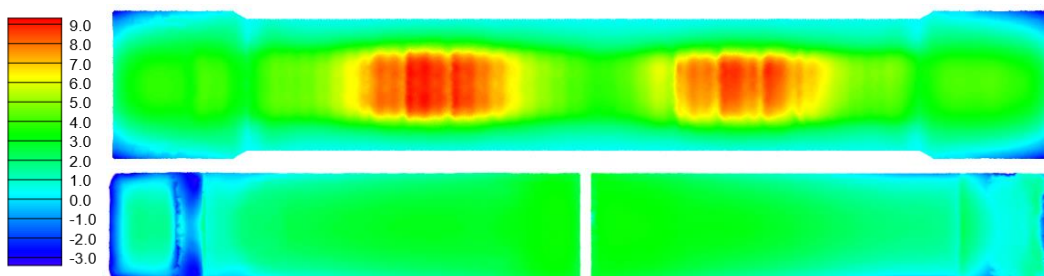
Jatkuvasta junakuormasta syntyy paalulaatoille enimmäisrasituksena noin 100 kN/m normaalivoima. Kuorma on noin 0,67-kertainen verrattuna elementtilaattamalliin. Elementtilaattamallin laatta oli 1,5 m syvyydellä korkeusviivasta, kun tässä mallissa vastaava syvyys on 3 m. Sillan kanteen syntyy enimmillään noin 210 kN/m normaalivoima. Sillan kansi on 0,5 m syvyydessä. Siirtymälaattojen kontaktit paalulaattaan ja siltaan aiheuttavat esityksiin epäjatkuvuuskohtia, jotka näkyvät pieninä huippuina kiinnityskohdissa.

4.2.3 Vaakakuormasta syntyvät vaikutukset sillan, paalulaattojen ja siirtymälaattojen yläpinnassa

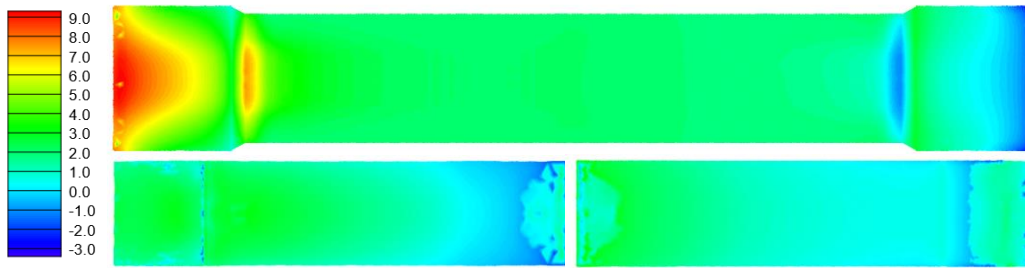
Kuviin 64...69 on esitetty junakuorman vaakakomponentista syntyvä leikkausjännitys laattojen yläpintojen interface-elementeissä. Positiivinen suunta on kuorman suuntainen eli vasemmalta oikealle. Siirtymälaattojen kohdalla on ollut mahdollisesti hieman liian karkea elementtiverkko. Karkeus yhdistettynä siirtymälaattojen kallistukseen (1:10) aiheuttaa epäsäännöllisyyksiä pienillä jännityksillä. Siirtymälaattojen yläpintojen jännityksissä on kuitenkin huomioitu kallistus, ja esitettyihin tuloksiin on laskettu vaakajännityksen vektori globaalin koordinaatiston mukaisesti.



Kuva 64. SL1 - Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausjännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnoissa.



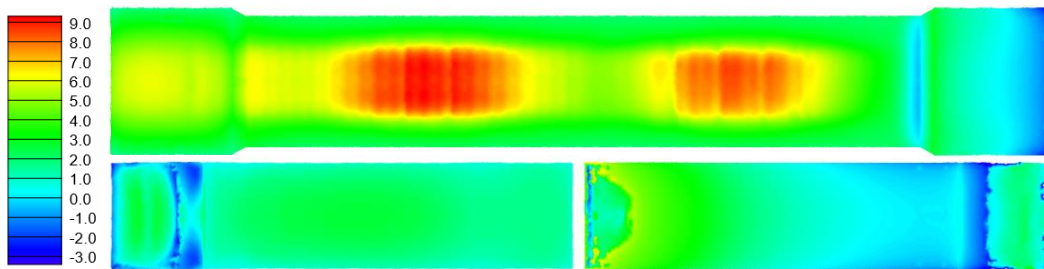
Kuva 65. SL2 - Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausjännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnoissa.



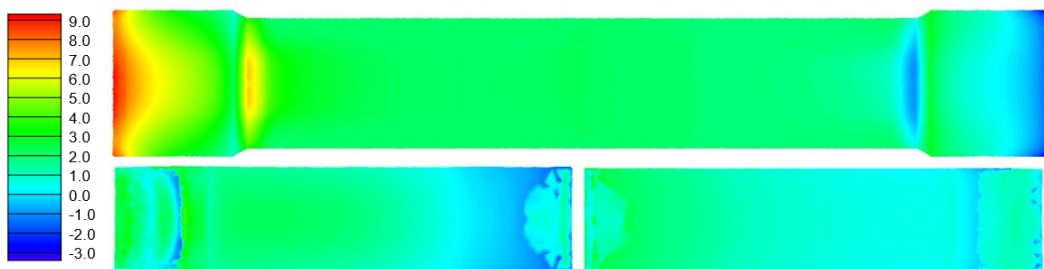
Kuva 66. SL3 - Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausjännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnoissa.



Kuva 67. SL4 - Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausjännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnoissa.

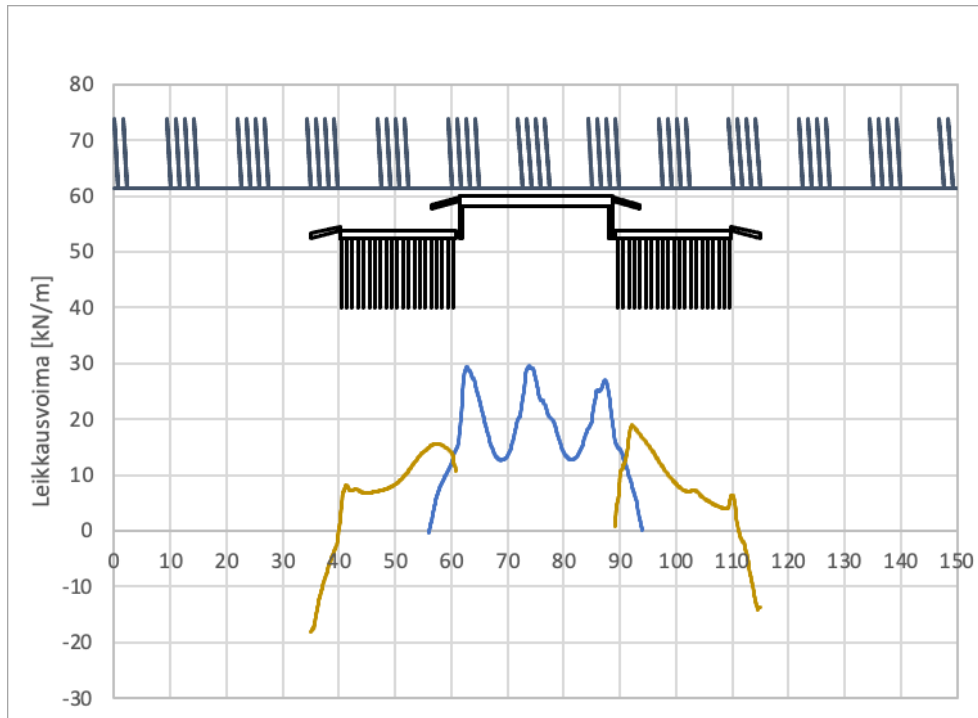


Kuva 68. SL5 - Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausjännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnoissa.



Kuva 69. SL6 - Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausjännitys [kPa] sillan (yllä) ja paalulaattojen (alla) yläpinnoissa.

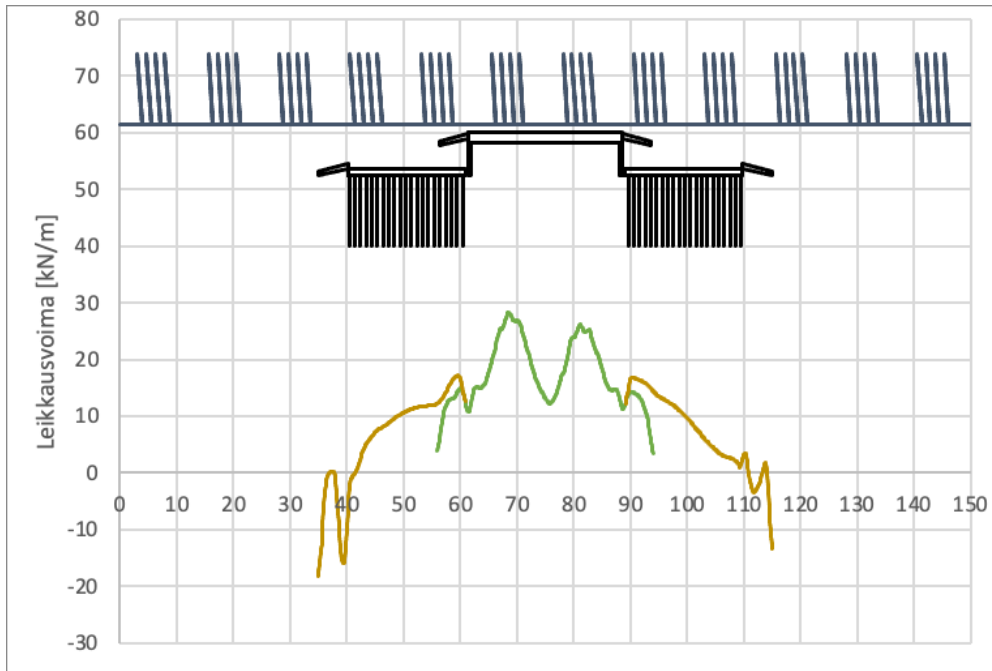
Kuvissa 70...75 on esitetty laattojen ja sillan yläpintaan kohdistuva leikkausjännityksestä integroitu viivakuorma (kN/m). Kuormien ja rakenteiden suhteellinen sijainti on esitetty normaalivoimakäyrän yläpuolella. Vaaka-akseli on laskentamallin y-koordinaatti. Pystyunakuorman sekä pysty- ja vaakajunakuorma-yhdistelmän vastaavat kuvaajat on esitetty liitteessä 3.



Kuva 70. SL1 – Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausvoima sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL1 on havaittavissa, että paalulaattojen siirtymälaatoilla leikkausvoima vaihtaa merkkiä.

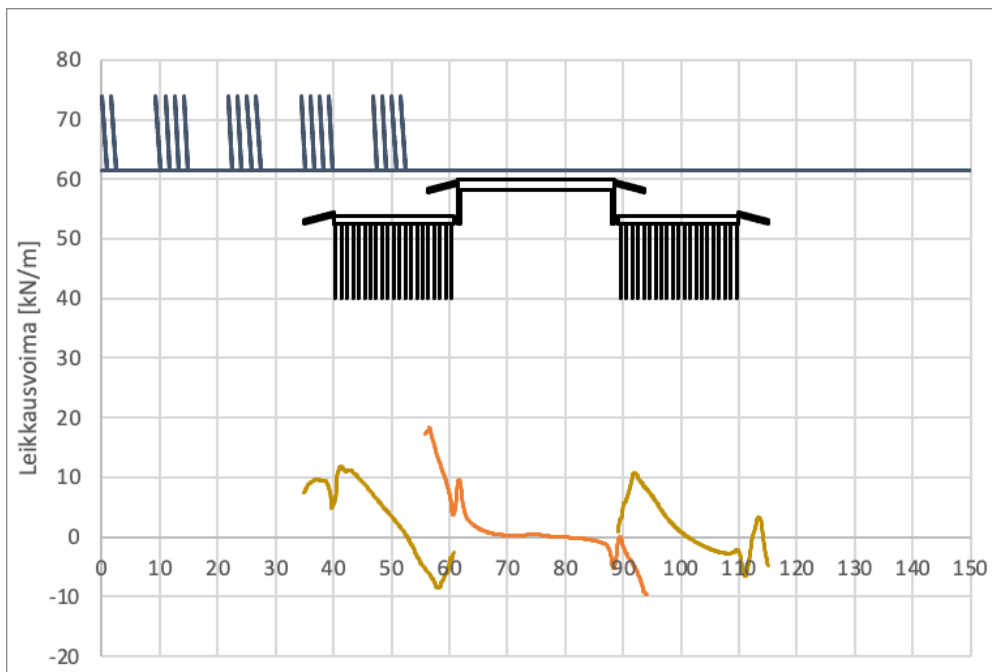
Sillan yläpinnan leikkausjännityksen resultantti oli 550 kN. Sillan siirtymälaattojen yläpintojen resultantit olivat yhteensä 104 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli siirtymälaatan kanssa 166 kN ja oikean oli 176 kN. Paalulaatat yksin noin 200 kN. Siirtymälaattojen yläpinnan resultantit ovat negatiivisia joten ne pyrkivät itse asiassa estämään sillan ja paalulaattojen liikettä. (Laatan liike on isompi kuin ympäröivän maan.)



Kuva 71. SL2 – Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausvoima sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL2 tapahtuu sama ilmiö kuin SL1:ssä, jossa siirtymälaattojen leikkausvoima vaihtaa merkkiä.

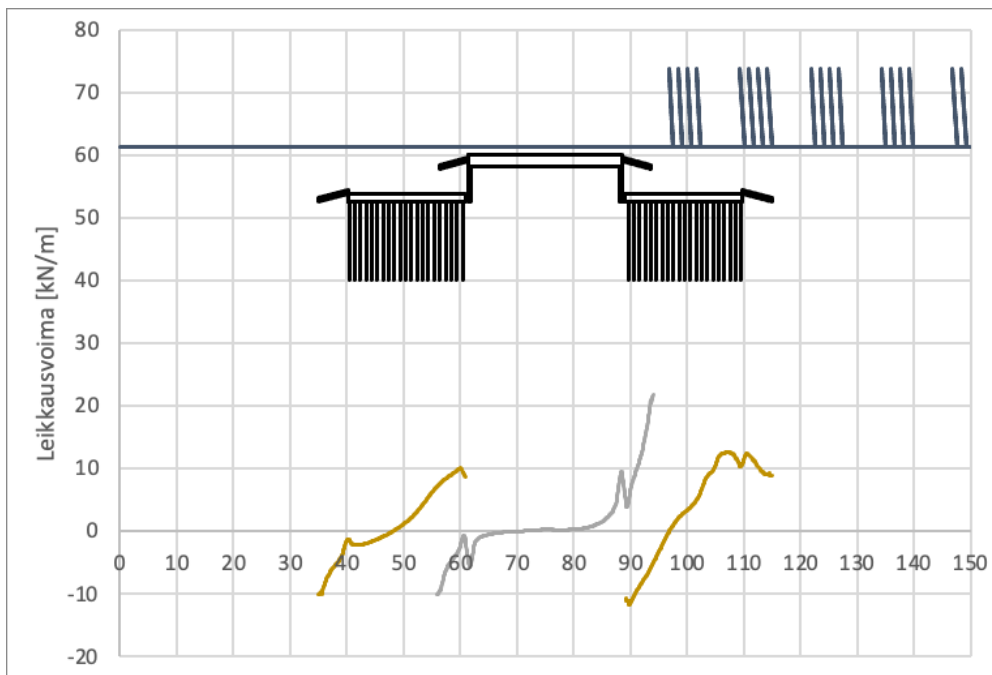
Sillan yläpinnan leikkajännityksen resultantti oli 530 kN. Sillan siirtymälaattojen yläpintojen resultantit olivat yhteensä 128 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli siirtymälaatan kanssa 162 kN ja oikean oli 186 kN.



Kuva 72. SL3 – Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausvoima sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL3 syntyy leikkausvoimaa sillan siirtymälaatalle ja oikeanpuoleiselle paalulaatalle, vaikka kuormitus loppuu ennen niitä. Vaakajunakuorma työntää maata edessään. Tätä kautta leikkausjännitystä siirtyy vasemmanpuoleiseen paalulaattaan. Paalulaatta on kuitenkin vaakasuunnassa jäykempi kuin maa ja myös silta estää maan liikettä, joten paalulaatan päässä ennen siltaa maa pyrkii estämään laatan liikettä ja leikkausjännitystä siirtyy laatasta takaisin maahan (negatiivien leikkausjännitys). Osa vaakakuormasta siirtyy jäykän radan päällysrakenteen kautta sillan siirtymälaatalle. Siirtymälaatta on myös vinossa ja myös sen takia siihen kohdistuu rasitusta maan vaakasiirtymistä. Silta siirtää jäykkänä rakenteena siirtymät toiselle puolelle siltaa ja päätypalkin kautta maahan. Maa liikkuu sillan oikealla puolella sen verran, että se aiheuttaa leikkausjännityksiä myös oikeanpuoleiselle paalulaatalle. Laatta on jäykempi kuin maa ja maa pyrkii estämään laatan liikettä, joten laatan kuormasta katsottuna kauimpana oleva puolikas siirtää liikettä maahan leikkauksen kautta. Lopulta siirtymät pienenevät nolnaan maassa koko rakenteen toisella puolella.

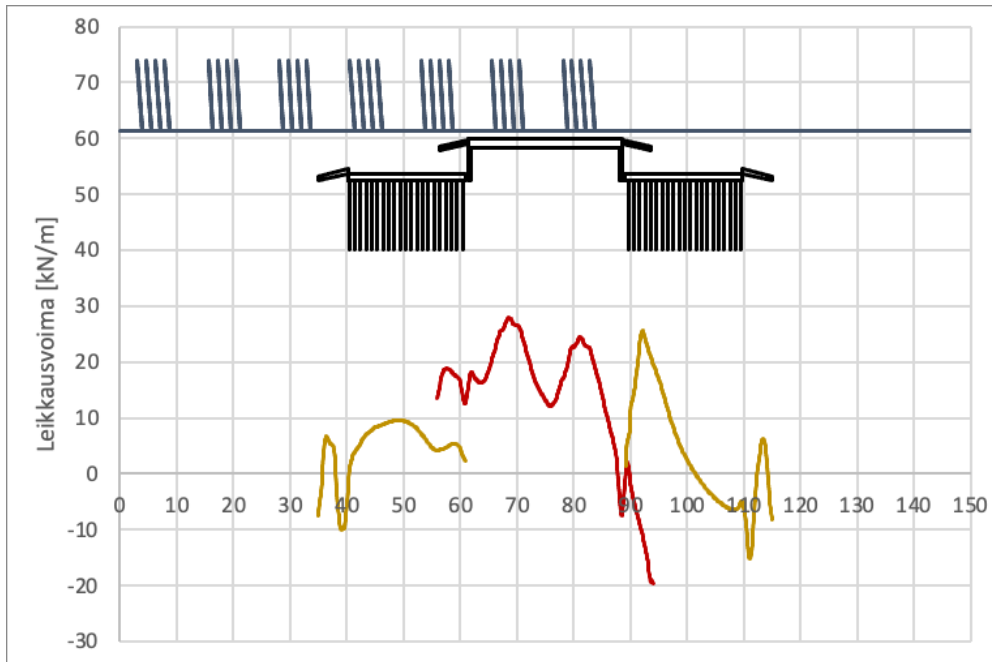
Sillan yläpinnan leikkausjännityksen resultantti oli 55 kN. Sillan siirtymälaattojen yläpintojen resultantit olivat yhteensä 13 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli siirtymälaatan kanssa 92 kN ja oikean oli 38 kN.



Kuva 73. SL4 – Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausvoima sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL4 on havaittavissa, että vasemmanpuoleiselle paalulaatalle syntyy jännityksiä, vaikka kuorma on ohittanut sillan. Tilanne on päinvastainen verrattuna edelliseen kuormitustapaukseen. Jäykät rakenteet siirtävät vetorasitusta kuormittamattomalle osalle. Kuvan tulosteessa ei näy sillan päädyn siipimuureja. Sillan päässä siipimuurien kautta ja siirtymälaatan alapinnan kautta siirtyy leikkausta maahan ja maa on osittain puristettu sillan rakenteiden ja paalulaatan yläpinnan välissä (katso kuva 15). Tästä syntyy leikkausjännitystä laatan yläpintaan sillan vasemmalla puolella. Maa vasemman paalulaatan vasemman puolikkaan päällä pyrkii estämään paalulaatan liikettä (negatiivinen leikkausjännitys).

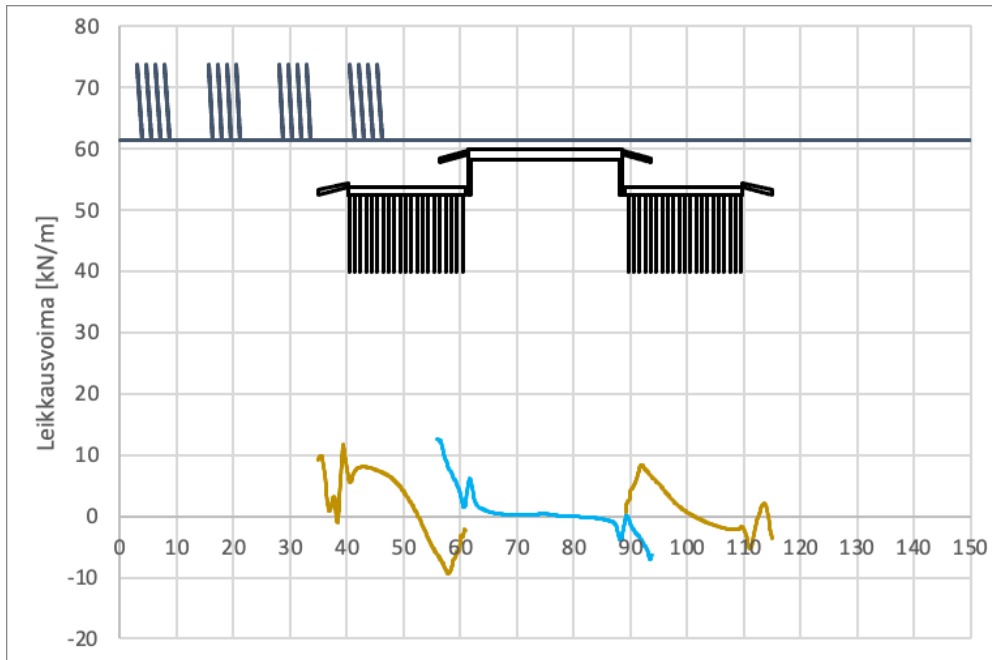
Sillan yläpinnan leikkausjännityksen resultantti oli 12 kN. Sillan siirtymälautojen yläpintojen resultantit olivat yhteensä 37 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli siirtymälataan kanssa 25 kN ja oikean oli 102 kN.



Kuva 74. SL5 – Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausvoima sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL5 oikeanpuoleiseen paalulaattaan syntyy leikkausjännityksiä, vaikka junakuorma päättyy sillan päällä. Vaakajunakuorma liikuttaa siltaa, jolloin silta työntää maata edessään. Tilanne on vastaava kuin edellisissä laskennoissa.

Sillan yläpinnan leikkausjännityksen resultantti oli 487 kN. Sillan siirtymälautojen yläpintojen resultantit olivat yhteensä 44 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli siirtymälataan kanssa 128 kN ja oikean oli 95 kN.



Kuva 75. SL6 – Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva leikkausvoima sillan ja laattojen yläpinnassa.

Kuormitustapauksessa SL6 sillan siirtymälaattoihin ja oikeanpuoleisen paalulaatan yläpintaan syntyy leikkausjännityksiä, vaikka kuorma loppuu jo ennen siltaa. Oikeanpuoleiselle paalulaatalle syntyvä jännitys on hieman pienempi kuin SL3:ssa joutuessa siitä, että kuormitus loppuu hieman aiemmin. Syyt jännityksen syntymiseen ovat samat kuin SL3:ssa.

Sillan yläpinnan leikkausjännityksen resultantti oli 6 kN. Sillan siirtymälaattojen yläpintojen resultantit olivat yhteensä 19 kN. Vasemman paalulaatan yläpinnan resultantti oli siirtymälaatan kanssa 57 kN ja oikean oli 28 kN.

Jatkuvasta junakuormasta syntyy paalulaatoille suurimmillaan noin 10 kN/m leikkausvoima. Kuorma on noin 0,6-kertainen verrattuna elementtilaattamalliin, jossa laatta oli 1,5 metrin syvyydellä korkeusviivasta. Tässä mallissa paalulaatat ovat vastaavasti 3 m syvyydellä. Siirtymälaattojen kontaktit paalulaattaan ja siltaan aiheuttavat esityksiin epäjatkuvuuskohtia, jotka näkyvät pieninä paikallisina huippuina kiinnityskohdissa.

4.2.4 Siltaan kohdistuvien vaikutusten resultantit.

Lasketatuloksista koottiin sillan osiin kohdistuvat vaakavoimat, millä validoitiin mallin toimivuutta. Tarkastelu tehtiin pelkällä maanpainosta muodostuvilla kuormilla sekä kuormitustapauksilla: SL1:llä ja SL3:lla. Taulukkoon 9 on kerätty sillan rakenteisiin kohdistuvat voimat. Voimissa on mukana sekä junan pysty- ja vaakakuormasta aiheutuvat voimat että maan ja rakenteiden omasta painosta aiheutuvat voimat.

Taulukko 9. Sillan rakenteisiin kohdistuvat vaakavoimat (kN). Positiivinen arvo on vaakajunakuorman suuntainen.

Sillan osat	Kuormitustapaukset		
	G	G + SL1	G + SL3
Sillan yläpinta	0	540	-21
Sillan vaakajousi	0	-165	-86
Sillan vasemman siirtymälaatan yläpinta	-25	16	52
Sillan oikean siirtymälaatan yläpinta	33	88	-3
Sillan vasen päätypalkki	2 669	2 724	2 835
Sillan oikea päätypalkki	-2 718	-2 859	-2 827
Sillan vasemmanpuoleisten siipimuurien sisäpuolet	104	96	113
Sillan oikeanpuoleisten siipimuurien sisäpuolet	-108	-133	-127
Sillan aukon vasemmanpuoleinen päätypalkki	-206	-225	-209
Sillan aukon oikeanpuoleinen päätypalkki	212	201	215
Sillan vasemmanpuoleisten siipimuurien alapinnat	218	226	261
Sillan oikeanpuoleisten siipimuurien alapinnat	-199	-241	-216
Sillan vasemman siirtymälaatan pääty	5	17	39
Sillan oikean siirtymälaatan pääty	-3	-47	-25
Sillan vasemman siirtymälaatan alapinta	-382	-379	-341
Sillan oikean siirtymälaatan alapinta	402	249	342
Sillan vasemmanpuoleisen päätypalkin alapinta	8	3	9
Sillan oikeanpuoleisen päätypalkin alapinta	-5	-8	-6
Sillan vasemmanpuoleisten siipimuurien ulkosivut	-33	-31	-6
Sillan oikeanpuoleisten siipimuurien ulkosivut	41	-8	20
Sillan vasemman siirtymälaatan sivu	-22	-21	-18
Sillan oikean siirtymälaatan sivu	23	12	19
Summa	13	56	21
Lasketut voimat yhteensä	7 416	8 288	7 791
Summan osuus lasketuista voimista yhteensä	0.17 %	0.68 %	0.27 %
FEM-laskennan sallittu virhe (ohjelman oletus)	1.0 %		

Teoriassa laskettujen voimien summan tulisi olla nolla. Laskettu resultantti ei kuitenkaan ollut nolla, johtuen FEM-laskennan epätarkkuuksista sekä resultanttien integroinnin riippuvuudesta laskentamallin elementtiverkon karkeuteen. Poikkeama on kuitenkin hyvin pieni (0,17%–0.68 %) ja riittävän lähellä nollaa, jotta mallinusta voidaan pitää onnistuneena.

Taulukkoon 10 on kerätty sillan rakenteisiin kohdistuvat voimat kuormitustapauksittain. Tuloksista on poistettu maan oman painon vaikutus G.

Taulukko 10. Pelkästä junakuormasta muodostuvat rasitukset integroituina voimina (kN). Positiivinen arvo on vaakajunakuorman suuntainen, merkitty punaisella värillä ja pyrkii siirtämään siltaa junan kuorman suunnassa. Maanpaineet, jotka kohdistuvat siltaan negatiivisella arvolla, pyrkivät siirtämään siltaa vastakkaiseen suuntaan.

Sillan osat	Kuormitustapaukset	
	SL1	SL3
Sillan yläpinta	540	-22
Sillan vaakajousi	-165	-86
Sillan vasemman siirtymälaatan yläpinta	41	77
Sillan oikean siirtymälaatan yläpinta	55	-36
Sillan vasen päätypalkki	54	166
Sillan oikea päätypalkki	-140	-109
Sillan vasemmanpuoleisten siipimuurien sisäpuolet	-8	9
Sillan oikeanpuoleisten siipimuurien sisäpuolet	-25	-19
Sillan aukon vasemmanpuoleinen päätypalkki	-19	-3
Sillan aukon oikeanpuoleinen päätypalkki	-10	4
Sillan vasemmanpuoleisten siipimuurien alapinnat	8	42
Sillan oikeanpuoleisten siipimuurien alapinnat	-42	-18
Sillan vasemman siirtymälaatan pääty	12	35
Sillan oikean siirtymälaatan pääty	-44	-22
Sillan vasemman siirtymälaatan alapinta	3	41
Sillan oikean siirtymälaatan alapinta	-153	-60
Sillan vasemmanpuoleisen päätypalkin alapinta	-4	1
Sillan oikeanpuoleisen päätypalkin alapinta	-2	0
Sillan vasemmanpuoleisten siipimuurien ulkosivut	1	27
Sillan oikeanpuoleisten siipimuurien ulkosivut	-49	-21
Sillan vasemman siirtymälaatan sivu	1	4
Sillan oikean siirtymälaatan sivu	-11	-4

SL1 kuormitustapauksessa junakuorma on koko mallin alueella. SL3 kuormitustapauksessa kuorma loppuu ennen siltaa paalulaatan päälle. Sillan kanteen kohdistuu suurin vaakakuorma. Silta ja maat penkereen molemmin puolin liikkeessä. Siltaan kohdistuva vaakakuorma on yhteensä $(540 + 41 + 55 + 54 + 8 + 12 + 3 + 1 + 1 =)$ 715 kN. Kun kokonaisresultanteista poistaa maan omasta painosta syntyvät rasitukset, muodostuvat tukevat reaktiot ovat yhteensä 672 kN. Erotus on 43 kN. Taulukosta näkee eri rakenneosiin kohdistuvien resultanttien suhteet. Huomion arvoista on esimerkiksi se, että koska siirtymälaatan päällä on junan pystykuorma, niin sen alle muodostuu lähes yhtä iso tukeva voima kuin sillan paalujen sivuvastuksesta tai tukevan pään päätypalkkiin kohdistuva junan pystykuormasta syntyvä maanpaine.

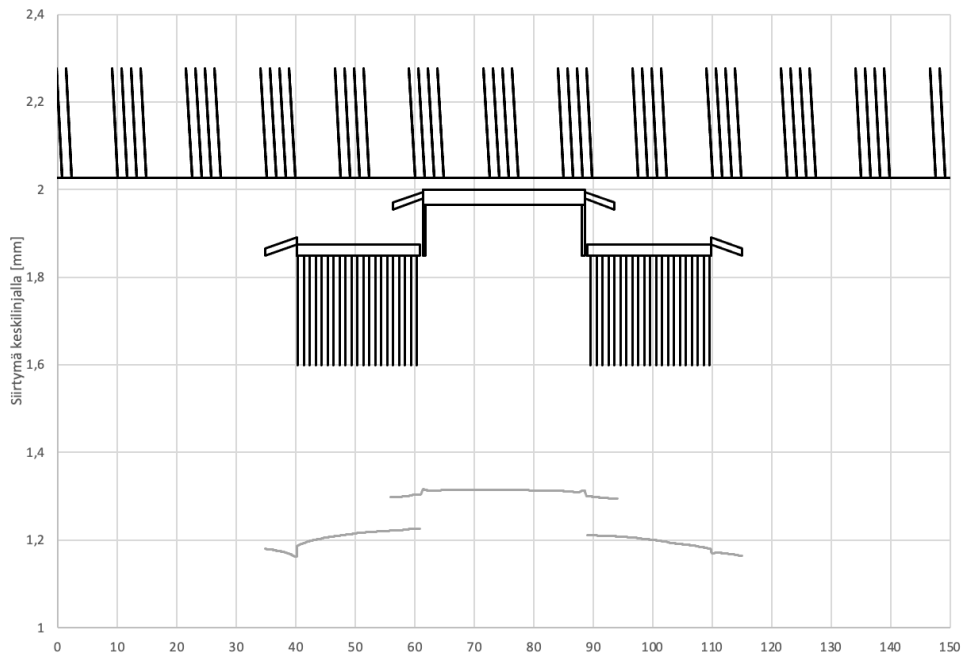
SL1 laskennassa huomioitavaa on myös, että sillan vasemmalla puolella oleva vaakakuorma puristaa sillan vasemmalla puolella olevaa maata ja vasemman puolen siirtymälaattaan kohdistuu siltaa liikuttavia voimia myös alapuolella, kun taas sillan oikealla puolella siirtymälaatan alapuolinen maa pyrkii estämään sillan liikettä.

Voimista ja siirtymistä lasketut voima-siirtymä yhteydet

Yllä olevasta taulukon 10 arvoista summaamalla saadaan, että siltaan kohdistuva kokonaisvaakavoima on laskennassa 715 KN. Kun tiedetään, että sillan siirtymä laskennassa on noin 1,3 mm saadaan sillan "kokonaisjouseksi" laskettua $715 \text{ kN} / 0,0013 \text{ m} = 550\,000 \text{ kN/m}$. Sillan neljälle paalulle menevä osuus kokonaiskuormasta on 165 kN. Sillan paalun jousivakio on samalla analogialla laskettu paalu-kohtaisesti $32\,000 \text{ kN/m}$, mikä luonnollisesti vastaa mallinnettua tilannetta kohdan 3.3.1 mukaisesti. Vastaavasti sillan oikealle päätypalkille laskettu jousivakio on $107\,700 \text{ kN/m}$ (*) tai alustalukuna (kun päätypalkin pinta ala on $6,8 \text{ m} \times 3 \text{ m}$) $5\,280 \text{ kN/m}^3$. Muut vastaavalla tavalla lasketut arvot on esitetty taulukossa 11.

Taulukko 11. Rakenneosiin kohdistuvien resultanttien [kN] ja sillan keskimääräisen siirtymän mukaisesti lasketut jousivakiot.

Rakenneosa	Jousi [kN/m]
Sillan vasemmanpuoleisten siipimuurien sisäpuolet	-6 154
Sillan oikeanpuoleisten siipimuurien sisäpuolet	-19 231
Sillan aukon vasemmanpuoleinen päätypalkki	-14 615
Sillan aukon oikeanpuoleinen päätypalkki	-7 692
Sillan oikeanpuoleisten siipimuurien alapinnat	-32 308
Sillan oikean siirtymälaatan pääty	-33 846
Sillan oikean siirtymälaatan alapinta	-117 692
Sillan vasemmanpuoleisen päätypalkin alapinta	-3 077
Sillan oikeanpuoleisen päätypalkin alapinta	-1 538
Sillan oikeanpuoleisten siipimuurien ulkosivut	-37 692
Sillan oikean siirtymälaatan sivu	-8 462



Kuva 76. Sillan ja paalulaatan siirtymät mallin keskilinjaa pitkin, kuorma SL1. Huomaa vasemman paalulaatan vasemman pään suurempi siirtymä. Siirtymälaatta kiertyy pystykuorman takia. Oikeassa päädyssä (kuvassa) vaakakuormasta johtuva maan liike vastustaa siirtymälaatan kiertoliikettä.

Kuvan 76 tilanteessa tasolla kv-3 m sijaitsevaan pystypaaluilla perustettuun paalulaatan kanteen kohdistuu 145–185 kN junakuorman aiheuttama vaakakuorma (katso kuvat 70 ja 71). Vasemman laatan pinnan jännitysten vaakasuuntainen resultantti vaihtelee SL1 ja SL2 laskennoissa välillä 145–165 ja oikean laatan 175–185 kN. Kun vastaava siirtymä on noin 1,2 mm, saadaan mallinnetussa tilanteessa paalulaatan kokonaisjouseksi 120 000–155 000 kN/m.

(* NCCI7 esimerkkilaskelmassa Liite 10/7(27) epälineaarisen jousen jäykemmän osuuden (25 % siirtymästä 45 mm) jousivakio on 159 600 kN/m ja löysemmän osuuden (75 % siirtymästä 45 mm) on 53 200 kN/m, eli tulos on samaa suuruusluokkaa kuin tässä laskelmassa.

5 Yhteenveto ja johtopäätökset

Tässä työssä lasketut jännitykset on useasti integroitu paalulaatan tai sillan leveys-suunnassa ja esitetään yksiköllä kN/m. Rakenteen pintaa muodostuva pystykuorman resultantti on junakuorman suuruinen Kun paalulaatta on syvemmällä ratarakenteessa, pienenee junakuorman vaikutuksen huippuarvo kuormituksen jakautessa syvyyssuunnassa. Elementtilaattamallissa paalulaattaan (syvyys kv-1,5 m) kohdistui paikallinen noin 150 kN/m viivakuorma pystyjunakuormien alapuolella. Suurimmillaan voima oli paalulaatan reunalla 212 kN/m suuruisena. Siirtymälaattaan syntyvä paikallinen kuorma oli 115 kN/m niissä laskelmissa, joissa junakuorma oli "jatkuva", eli ei loppunut paalulaatan reunalle. Siirtymälaatan ja paalulaatan kiinnityskohtaan syntyi suurimmillaan 175 kN/m huippukuorma. Tämä selittyy sillä, että, suurempi osa kuorman vaikutuksesta keskittyy siirtymälaatan jäykempään paalulaattaa tukeutuvaan päähän kuin siirtymälaatan maakontaktissa olevaan osaan (1/3 siirtymälaatan pituudesta). Silta-paalulaatta-mallissa junakuorman pystykomponentista syntyi oleville paalulaatoille (syvyys kv-3 m) keskimäärin 100 kN/m paikallinen kuorma. Syvyydessä kv-1,5 m oleville elementtilaatoille vastaava kuorma oli 150 kN/m. Sillan kanteen syntyi suurimmillaan noin 210 kN/m viivakuorma. Tuloksia tarkasteltaessa on muistettava, että paalulaatat on tuettu kahdella paalurivillä ja laatan keskiosa taipuu. Penger materiaali holvaa ja muodostuva pystyjännitys on pienempi laatan keskellä kuin mitä se on hyvin jäykällä laatalle (katso liite 1), vaikka keskikohta on suoraan kuormien alla. Laatan taipuma aiheuttaa mallin mukaan pienempänä huippujännityksen ja hieman leveämmän jakauman verrattuna laskelmiin, missä laatta on hyvin jäykkä (katso liite 5). NCCI7 liitteessä 9 esitetty kuormituksen jakautumisen laskentamalli jäykälle laatalle on käyttökelpoinen myös junakuormalle. Esitetty sovitus on hieman konservatiivinen ja aiheuttaa hieman isomman paikallisen jännityshuipun kuin tämän raportin laskelmissa on saatu tulokseksi. Tämä korostuu mitä lähempänä paalulaatta on korkeusviivaa.

Jatkuvan junakuorman vaakakomponentista (jarrutus) syntyy pystypaaluille perustetun paalulaatan (syvyys kv-3 m) yläpintaan tässä laskelmassa noin 10 kN/m suuruinen leikkausvoima. Vastaavasti pelkille pystypaaluille perustetun elementtipaalulaatan (syvyys kv-1,5m) yläpintaan syntyvä leikkausvoima on tässä laskelmassa noin 15 kN/m. Paalulaatta on mallinnettu penkereen sisään ja sen leveys on pienempi kuin ratapenger ko. syvyydessä. Osa vaakakuormasta siirtyy leikkauksen kautta penkereen alapuoliseen maahan ja osa penkereen viereiseen maahan (vrt. kuva 17). Jäykkää paalulaattaa tutkittiin mallintamalla mallin koko pohjan alalle siirtymätön levy ja interface-elementit, jotka tarvittiin jännitysten lukemiseksi mallista. Tällöin laatan pintaa vaikuttaa keskimäärin noin 20 kN/m vaakakuorma kaikilla lasketuilla syvyyksillä, mikä vastasi junakuorman vaakakomponenttia 20 kN/m.

Sillan kanteen syntyy enimmillään noin 70 kN/m leikkausvoimahuippu. Normaalitylanteessa (ei epäjatkuvuuskohtissa) vaakakuorma on junakuorman alla noin 30 kN/m ja junakuormien välissä noin 10 kN/m ja keskimäärin 20 kN/m. Siltaan kohdistuva leikkausjännitys on siis yhtä suuri kuin vaakasuuntainen junan aiheuttama kuormitus. Sillan kannen yläpinnan laskentatuloksista oli havaittavissa, että junakuorman sekä pysty- että vaakakomponentti kuormittavat kokonaisuudessaan sillan yläpintaa.

Yhden akseliryhmän vaakasuuntainen vaikutusalue on tässä mallinnuksessa suhteellisen lyhyt noin 15 m. Se johtuu pääsääntöisesti siitä, että tukikerros- ja välikerrosmaa on mallinnettu suhteellisen jäykäksi vastaamaan radan rakenteen käyttäytymistä isohkon pystysuuntaisen kuorman vaikutuksen alla. Tampereen Yliopiston radan rakennekerrosten mallinnusta käsitteleviä aikaisempia tutkimuksia on käytetty hyväksi maaparametrien valinnassa.

Johtopäätöksenä voidaan esittää, että jos paalulaatta varustetaan vinopaaluilla, niin paalut ja paalulaatta tulee aina mitoittaa koko junana vaakakuorman suuruiselle rasitukselle. Toisaalta on mahdollista suunnitella paalulaatta ilman vinopaaluja, jolloin pengero/maa vastaanottaa vaakasuuntaisia kuormia ja vaakasuuntainen jäykkyys määräytyy penkereen vaakasuuntaisen jäykkyyden mukaan. Vaakasuuntainen junakuorma jakautuu paalulaattaan ja paalulaattaa ympäröivään maahan. Mitoituksessa paalujen siirtymät tulee tarkastella ja esim. taivutusrasitukset eivät saa paaluissa ylittyä.

Elementtiverkon tiheyden vaikutuksia ei pystytty kattavasti tutkimaan mallin suuren koon vuoksi. On todennäköistä, että varsinkin pölkkyjen, paalulaattojen päiden ja paalujen sivujen verkko oli liian karkea. Paikallinen elementtiverkon tihennys tehdään Plaxiksessa aina suhteessa globaaliin elementtikokoon. Tämä suhteellinen tihennys oli jo maksimissaan esimerkiksi pölkkyjen kohdilla. Vielä hienompi verkko olisi vaatinut globaalin elementtikokoon pienentämistä, jolloin koko mallin elementtiverkko olisi tihentynyt, ja laskenta-aika olisi samalla kasvanut niin suureksi, että olevilla resursseilla ei olisi voinut laskentaa viedä läpi. Tämä tarkoittaa, että pölkkyjen, paalujen tai muiden rakenneosien paikallisten jännitysten jakautumien suhteen malli on todennäköisesti liian karkea, vaikka resultantit ovatkin oikean suuruisia. Sillan osille muodostuneet rasitusten resultantit kuitenkin osoittavat, että laskentamalli on toiminut kokonaisuudessa varsin tarkasti.

Kun tutkittiin junakuorman pysty- ja vaakakomponenttien vaikutuksia rakenteisiin kohdistuviin jännityksiin, huomattiin pieniä jännityshuippuja alueilla, jotka olivat kuorman vaikutusalueen ulkopuolella. Huiput ovat ainakin osittain seurasta siitä, että superpositioperiaate ei toteudu täydellisenä johtuen epälineaarisuudesta tai siirtymien yhteisvaikutuksista. Esim. pystyjunakuorman vaakasuuntainen vaikutus yhdessä vaakajunakuorman kanssa voi olla erisuuri kuin pystyjunakuorman vaakasuuntainen vaikutus rakenteisiin ilman vaakakuormaa.

Tässä laskennassa ei tutkittu vinopaalujen vaikutuksia. Mallissa tutkittiin pelkästään pystypaalutettujen rakenteiden käyttäytymistä. Tuloksista voidaan vetää se johtopäätös, että pystypaalutetun rakenteen vaakasuuntainen jäykkyys määräytyy pienpaaluilla maan jäykkyyden mukaan. Siirtymistä nähdään, että silta on mallissa vaakasuuntaisesti vähiten jäykkä. Kiskon siirtymät ovat sillan kohdalla suurimmat noin 2 mm. Paalulaatat ovat hieman jäykempiä radan pituus suunnassa kuin pelkkä pengero. Osa vaakakuormasta siirtyy paalujen kärkien leikkausjännityksen kautta mallin pohjaan, osittain koska mallissa paalulaatan alapinta ei ole kontaktissa maan kanssa. Huomioimisen arvoista on, että tilanteessa, jossa junakuorman vaakakomponentti vaikuttaa sekä siltaan, että viereiseen penkereeseen, myös siltaa tukeva maa on liikkeessä vaakakuorman suuntaisesti. Tosin sanoen sillan molemmissa päätypalkeissa "vaikuttavat jouset" ovat liikkeessä junakuorman suuntaisesti. "Jousi" kokoon puristuu vähemmän kuin tilanteessa, missä junakuorma kohdistuu ainoastaan siltaan. On kuitenkin syytä ottaa huomioon, että maan omasta

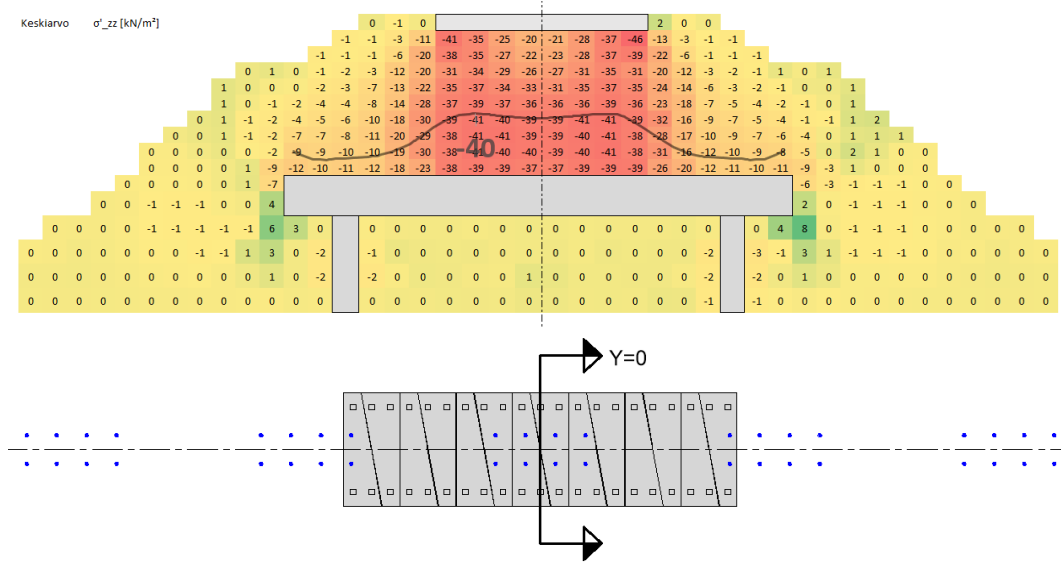
painosta syntyvä tukeva maanpaine (ja siitä muodostuva tukeva kuorma) on huomattavasti suurempi (noin 20-kertainen) kuin vaakasuuntaisesta junakuormasta aiheutuva maanpaine.

Lähdeluettelo

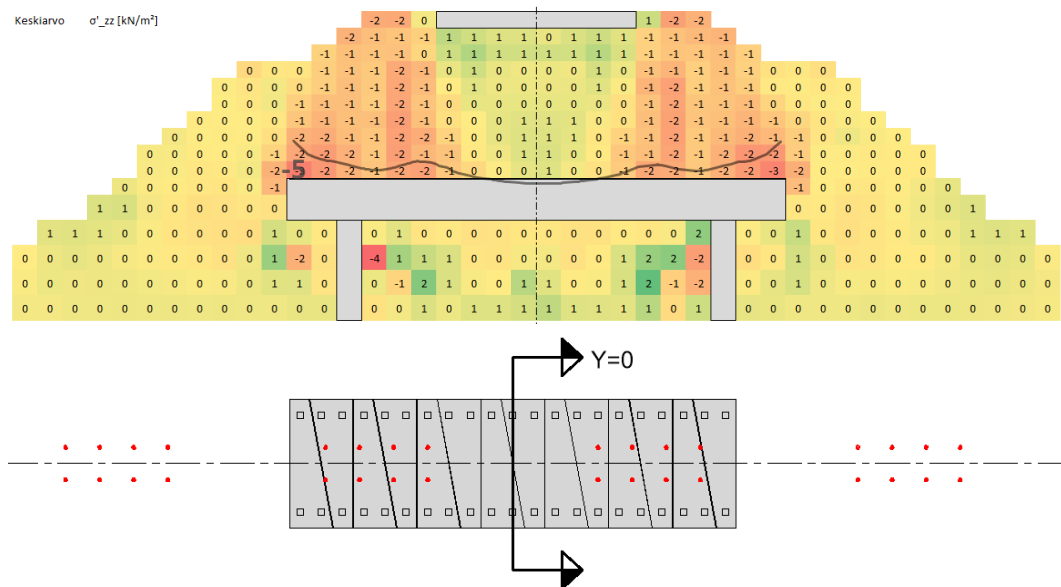
- /1/ Jaakkonen, J. 2013. Osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenettelyn vaikutus vanhojen kriittisten ratapenkereiden laskennalliseen varmuustasoon. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 51/2013. Helsinki. Saatavilla:
http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2013-51_osavarmuus_ja_web.pdf
- /2/ Kalliainen, A. & Kolisoja, P. 2017. Pile supported embankment slabs under railway track line. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 28/2017. Helsinki.
- /3/ Komission asetus (EU) N:o 1299/2014. YTE. 2014. Bryssel.
- /4/ Liikennevirasto. 2016. Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3, Radan rakenne. Liikenneviraston ohjeita 6/2016. Helsinki. (Huom. kuva otettu vanhasta versiosta)
- /5/ Liikennevirasto. 2017. Eurokoodin soveltamisohje. Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1. Liikenneviraston ohjeita 24/2017. Helsinki.
- /6/ Nemlander, R. 2015. Junan jarrukuorman välittyminen pengerialaalle. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 35/2015. Helsinki.
- /7/ Plaxis. 2016. Plaxis Material Models Manual.
- /8/ Plaxis. 2012. Plaxis 3D Reference Manual.
- /9/ Ratahallintokeskus. 2002. Ratatekniset määräykset ja ohjeet. Saatavilla:
http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rato_11_radn_paallys_rakenne.pdf
- /10/ SFS-EN 1991-2. 2009. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat osa 2: siltojen liikennekuormat. Helsinki.
- /11/ SFS-EN 15528. 2015. Railway applications. Line categories for managing the interface between load limits of vehicles and infrastructure. Bryssel.

Elementtilaatan poikkileikkaustarkastelut

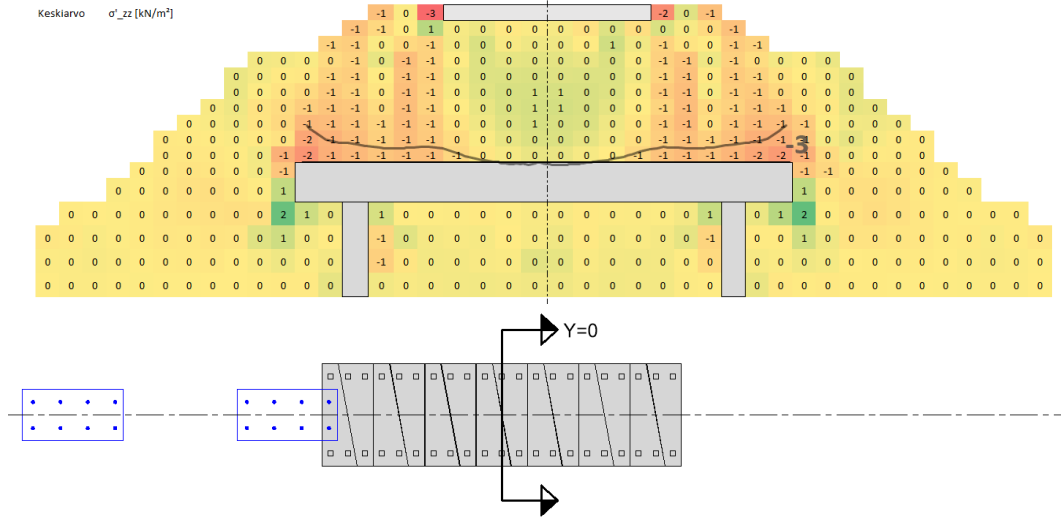
Kuvissa L1...6 on tarkasteltu poikkileikkauksia kahdesta eri kohtaa mallia. Kuvissa on esitetty maan tehokas pystyjännitys (kPa) numeroarvoina. Lisäksi kuviin on liitetty laatan yläpinnan normaalijännityksen kuvaaja samasta kohtaa sekä jännityksen huippuarvo erillisenä arvona käyrän alapuolelle.



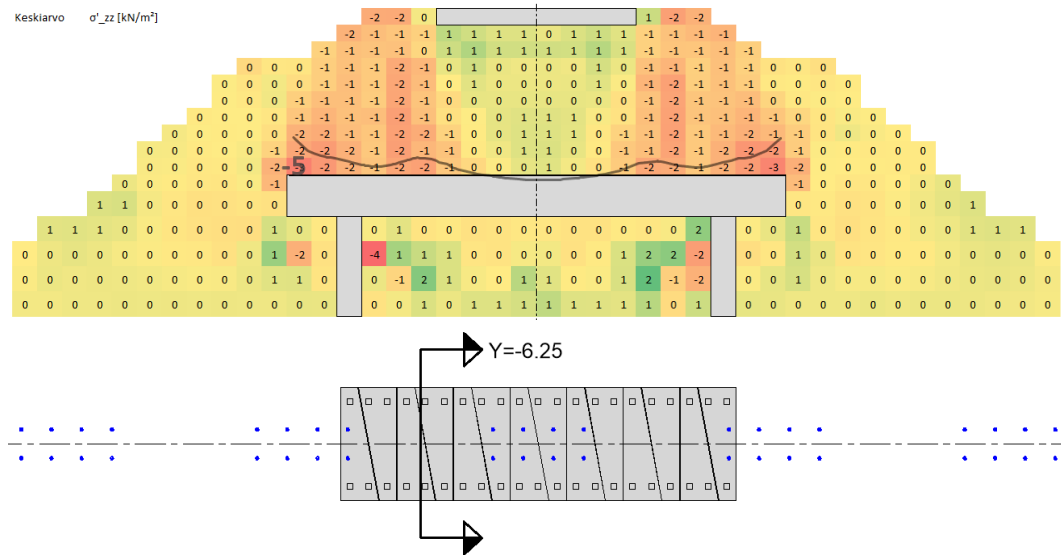
Kuva L-77. EL1 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva pystyjännitys paalulaatan keskeltä otetussa poikkileikkauksessa. Laatan normaalijännityksen huippuarvo on 40 kPa.



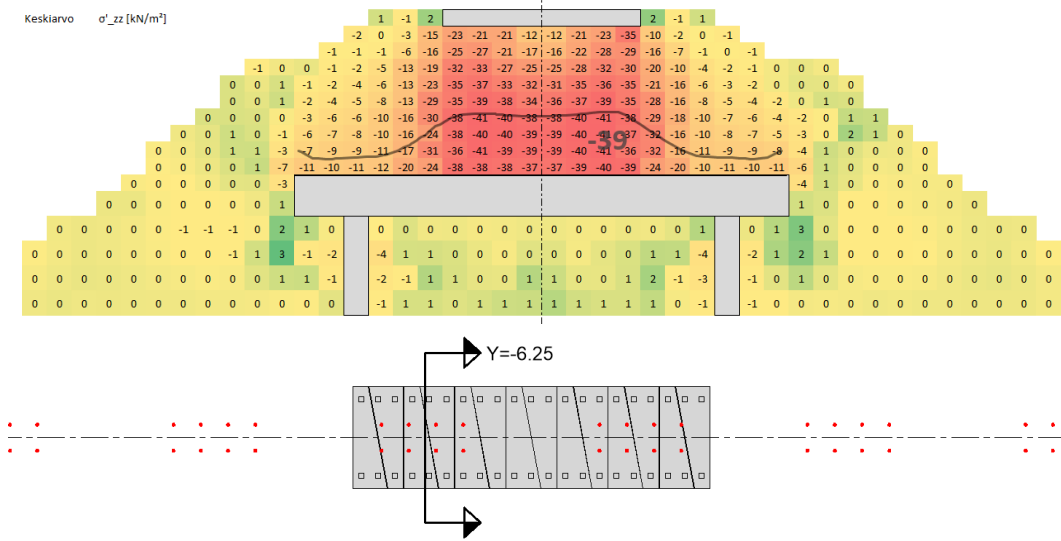
Kuva L-78. EL2 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva pystyjännitys paalulaatan ensimmäiseltä neljännekseltä otetussa poikkileikkauksessa. Laatan normaalijännityksen huippuarvo on 5 kPa.



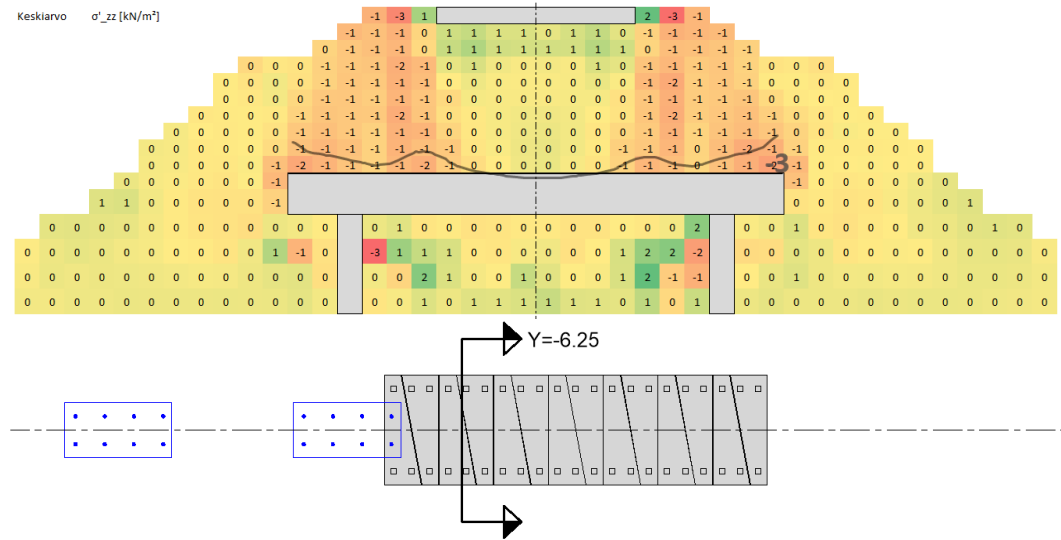
Kuva L-79. EL3 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva pystyjännitys mallin keskeltä otetussa poikkileikkauksessa. Laatan normaalijännityksen huippuarvo on 3 kPa.



Kuva L-80. EL1 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva pystyjännitys paalulaatan ensimmäiseltä neljännekseltä otetussa poikkileikkauksessa. Laatan normaalijännityksen huippuarvo on 5 kPa.



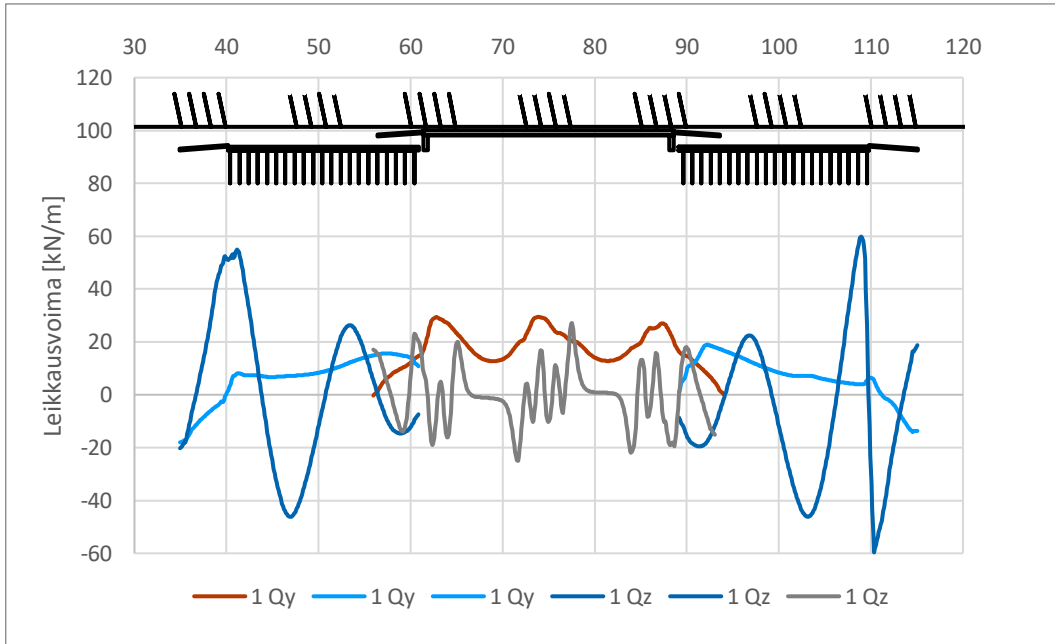
Kuva L-81. EL2 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva pystyjännitys paalulaatan ensimmäiseltä neljännekseltä otetussa poikkileikkauksessa. Laatan normaalijännityksen huippuarvo on 39 kPa.



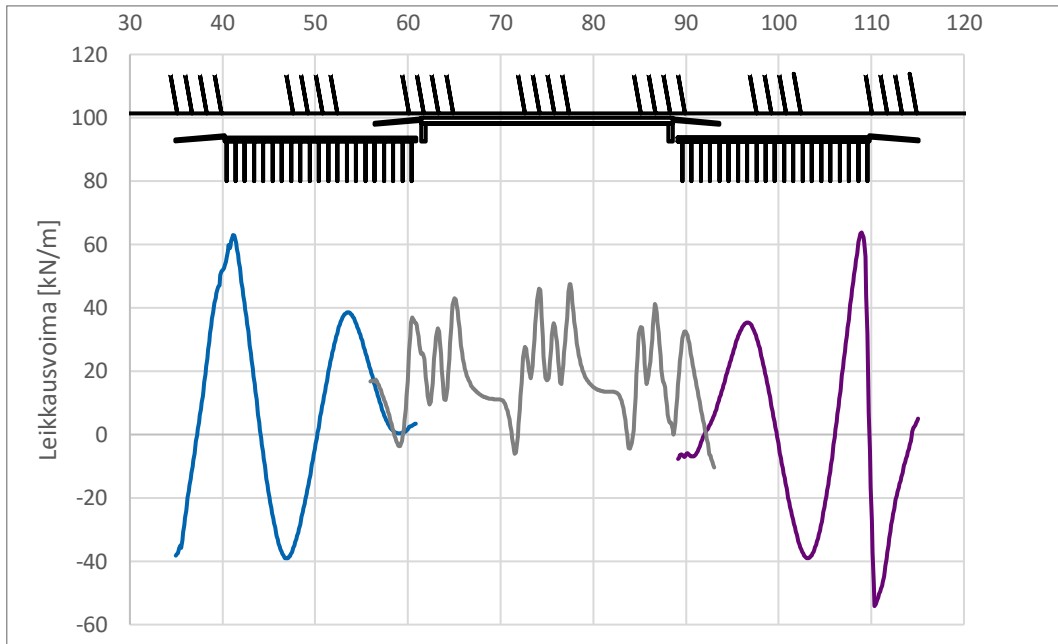
Kuva L-82. EL3 – Junakuorman pystykomponentista aiheutuva pystyjännitys paalulaatan ensimmäiseltä neljännekseltä otetussa poikkileikkauksessa. Laatan normaalijännityksen huippuarvo on 3 kPa.

Silta-paalulaattamallin yhdistetyt vaakavoimakuvaajat

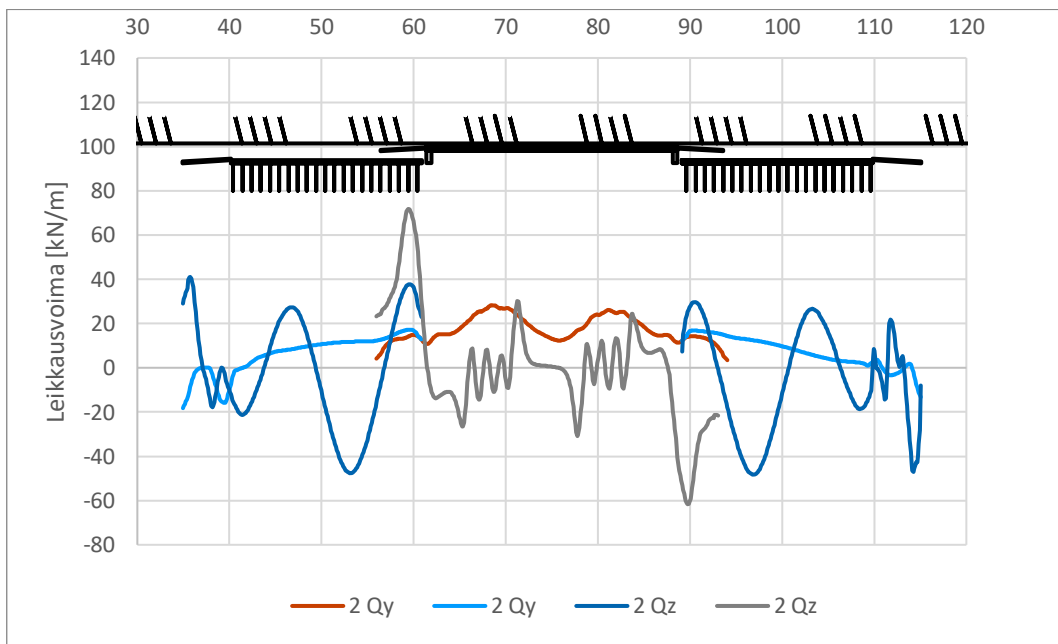
Kuvissa on eroteltu junan pystykomponentista aiheutuva leikkaus laattojen pinnassa ja vaakakomponentista aiheutuva leikkaus laattojen pinnassa. Toisena kuvana on esitetty niiden summa. Q_y on kuvaajissa vaakakomponentista aiheutuva voima laatan pinnassa ja Q_z on pystykomponentista aiheutuva. Voimat (kN/m) on laskettu summaamalla laatan poikkisunnassa jännitykset yhteen.



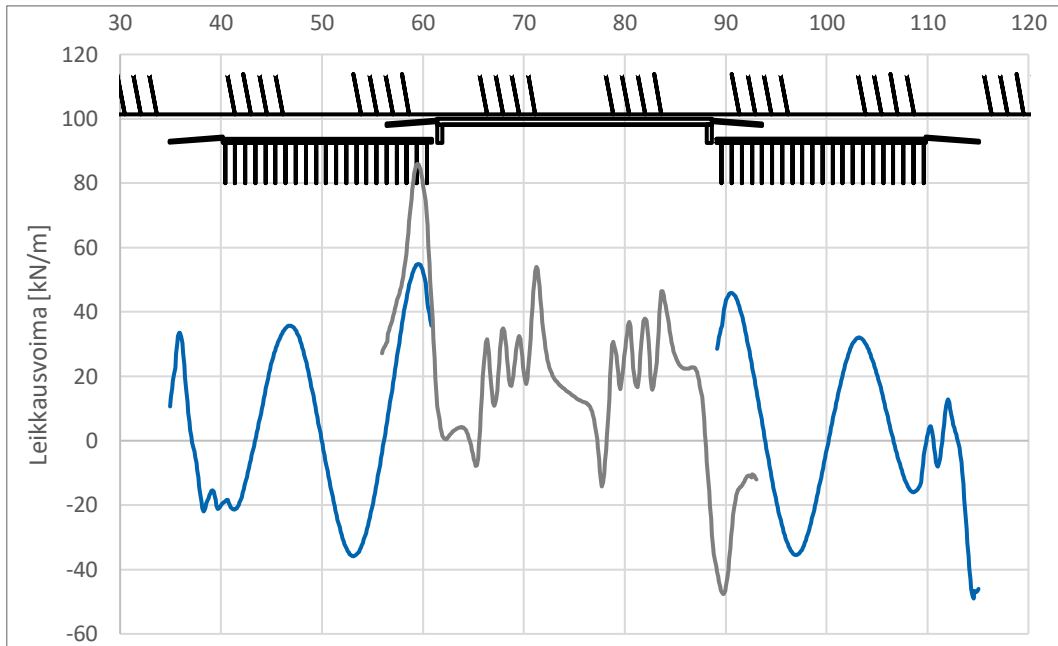
Kuva L-83. SL1 – Junakuorman pysty- (harmaa ja sininen) ja vaakakomponentista (vihreä ja oranssi) erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu pituussuuntainen leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



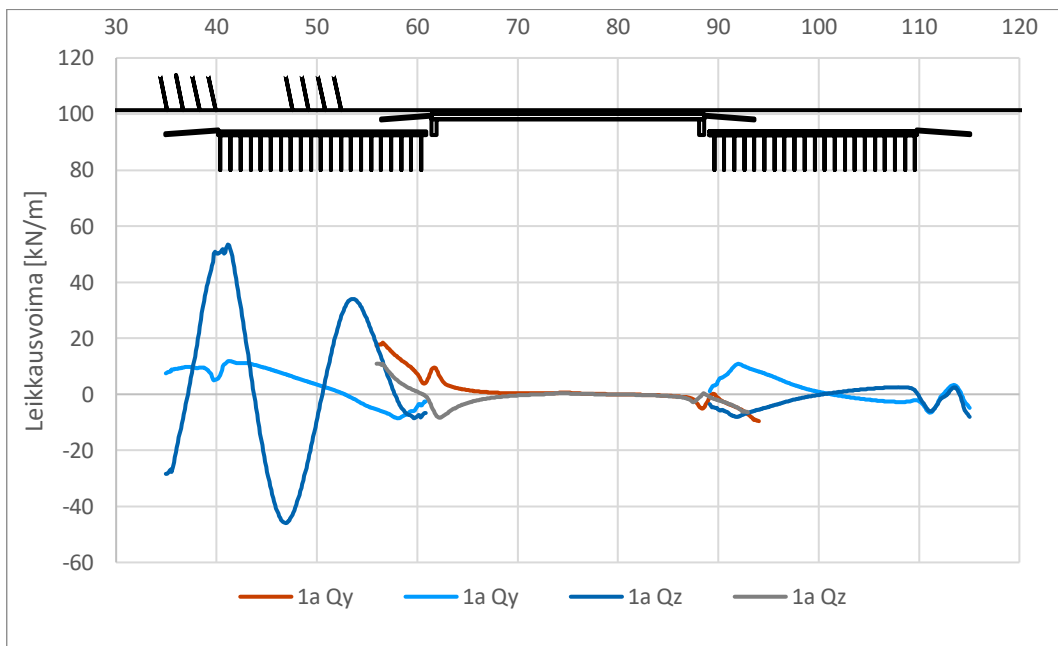
Kuva L-84. SL1 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu pituussuuntainen leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



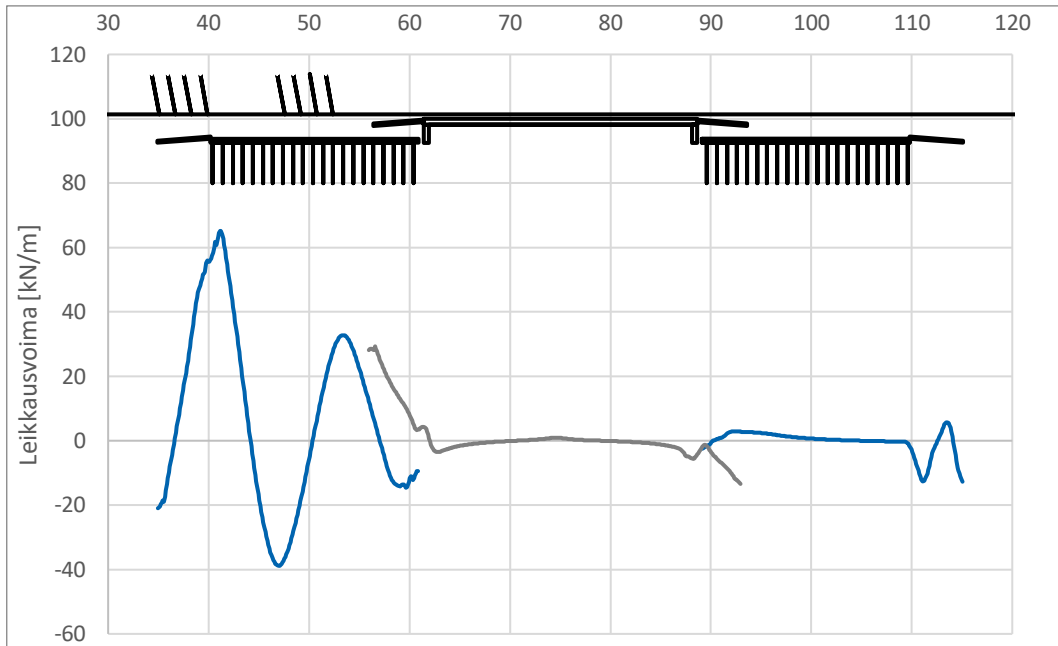
Kuva L-85. SL2 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



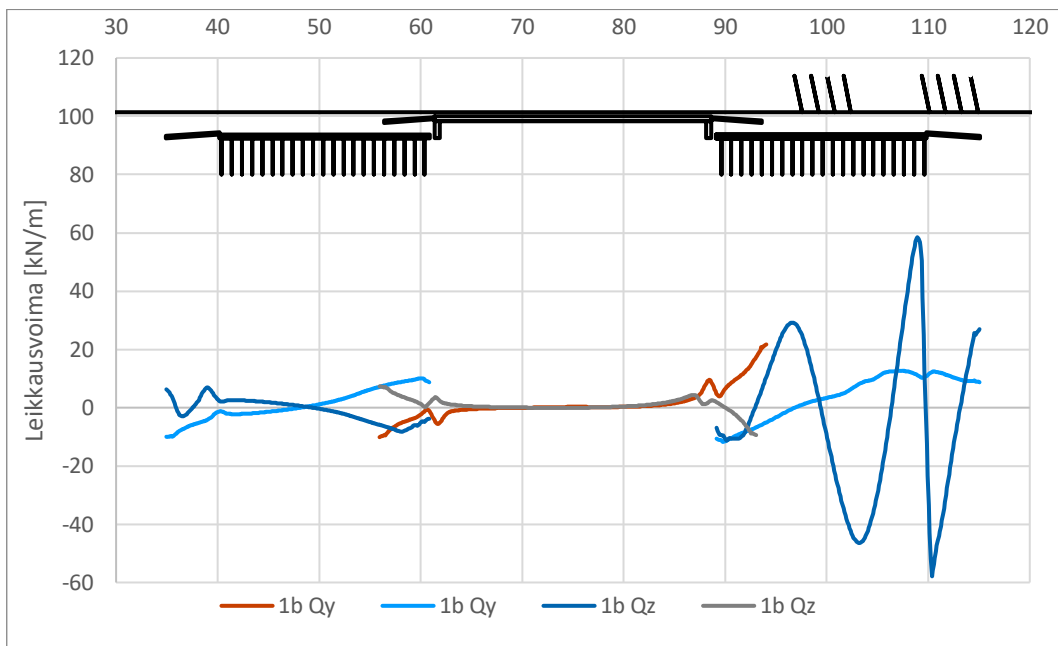
Kuva L-86. SL2 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



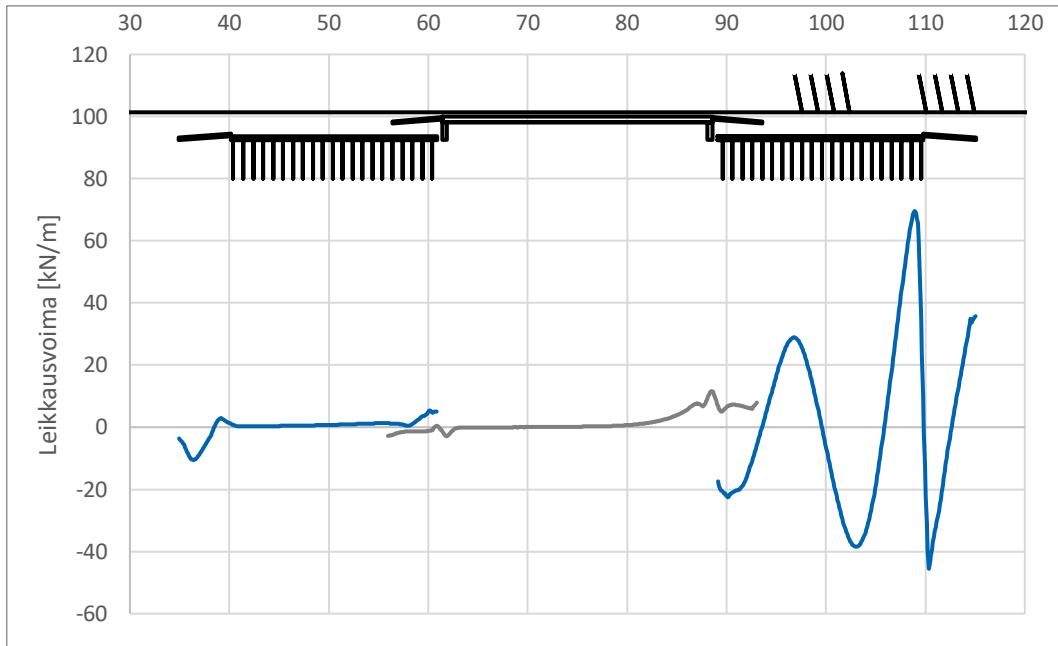
Kuva L-87. SL3 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



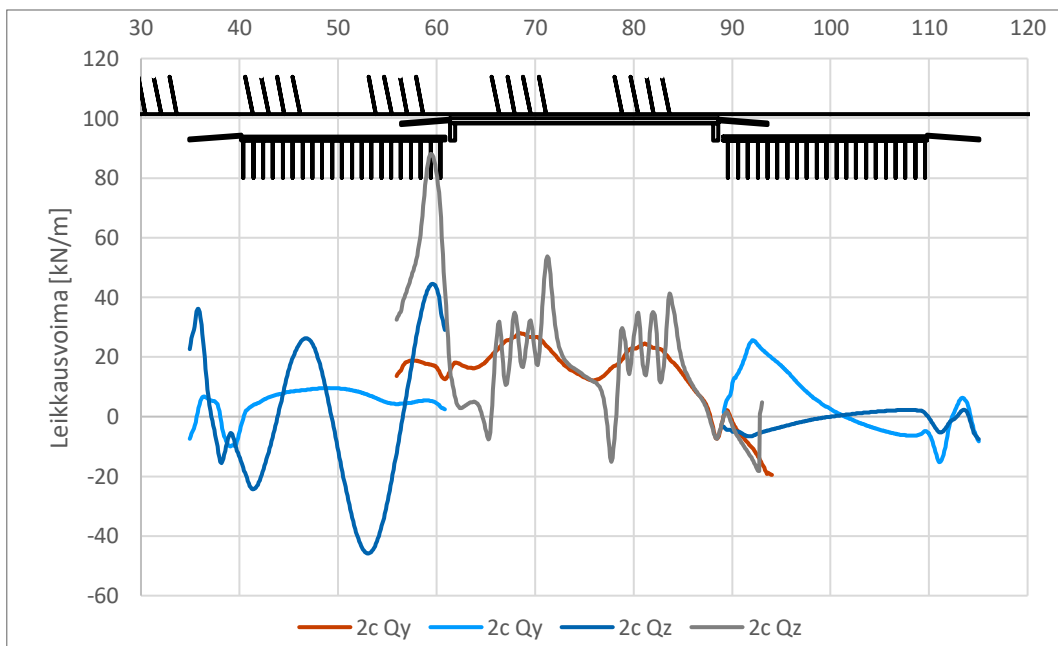
Kuva L-88. SL3 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



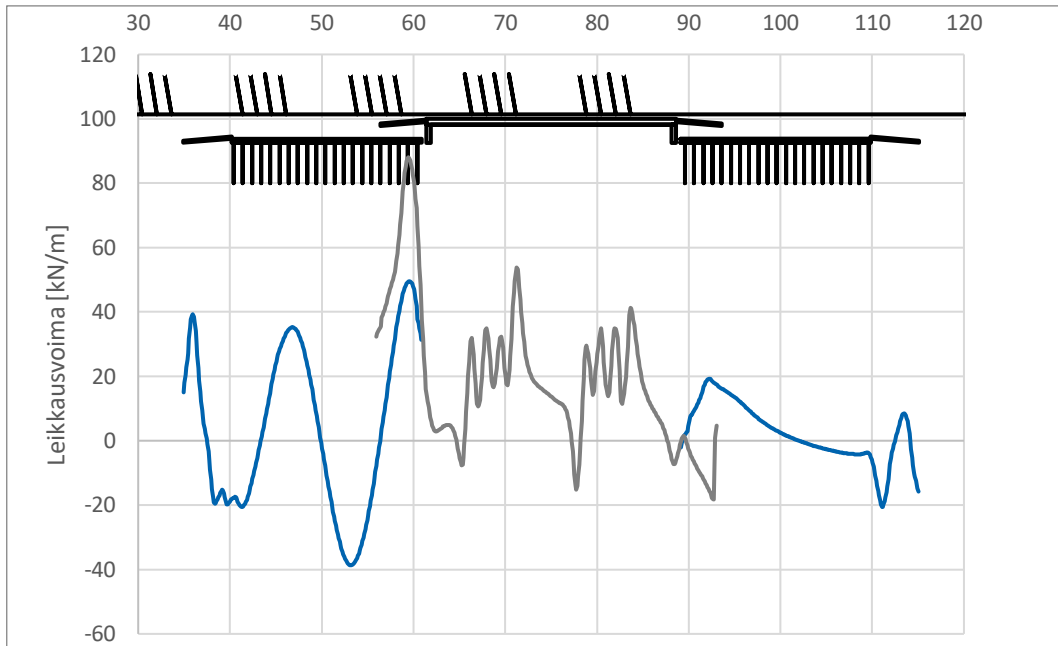
Kuva L-89. SL4 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



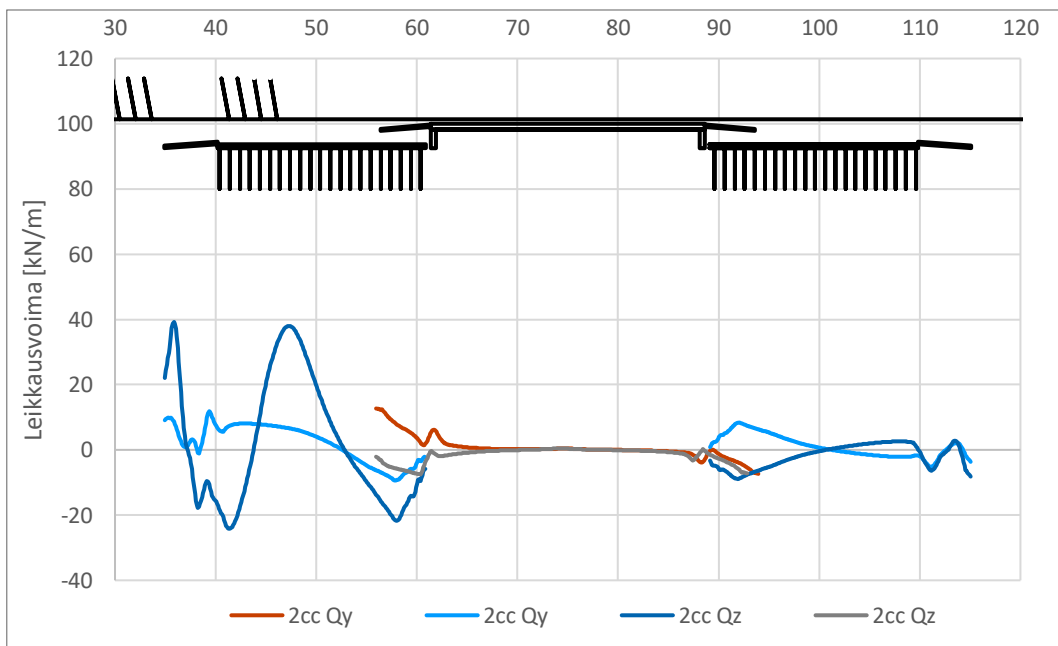
Kuva L-90. SL4 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



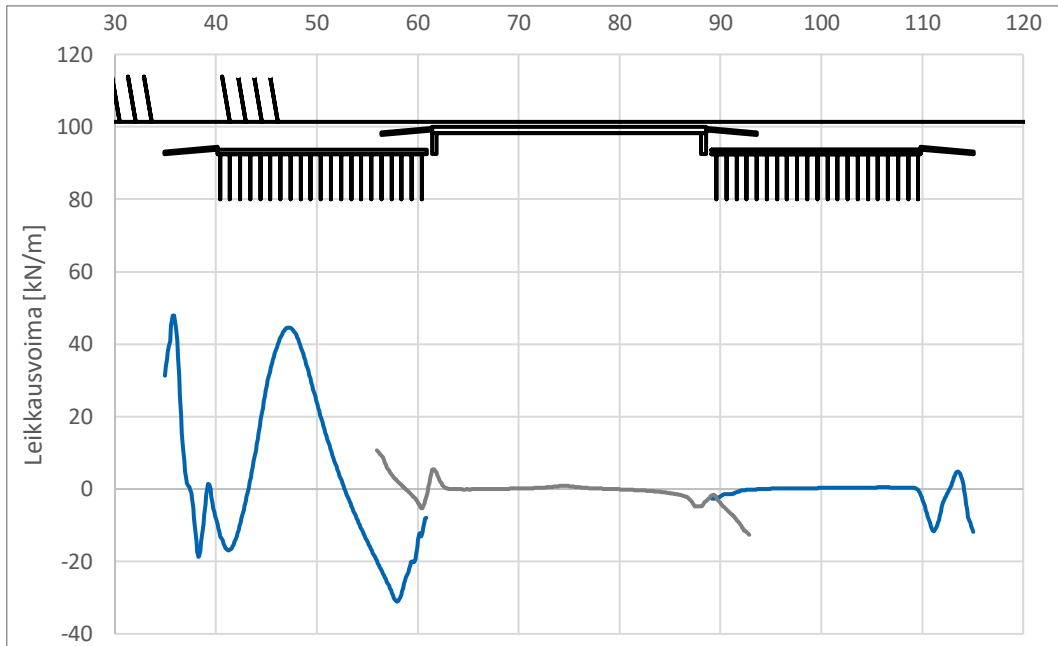
Kuva L-91. SL5 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



Kuva L-92. SL5 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



Kuva L-93. SL6 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.



Kuva L-94. SL6 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys rakenteiden yläpinnoissa.

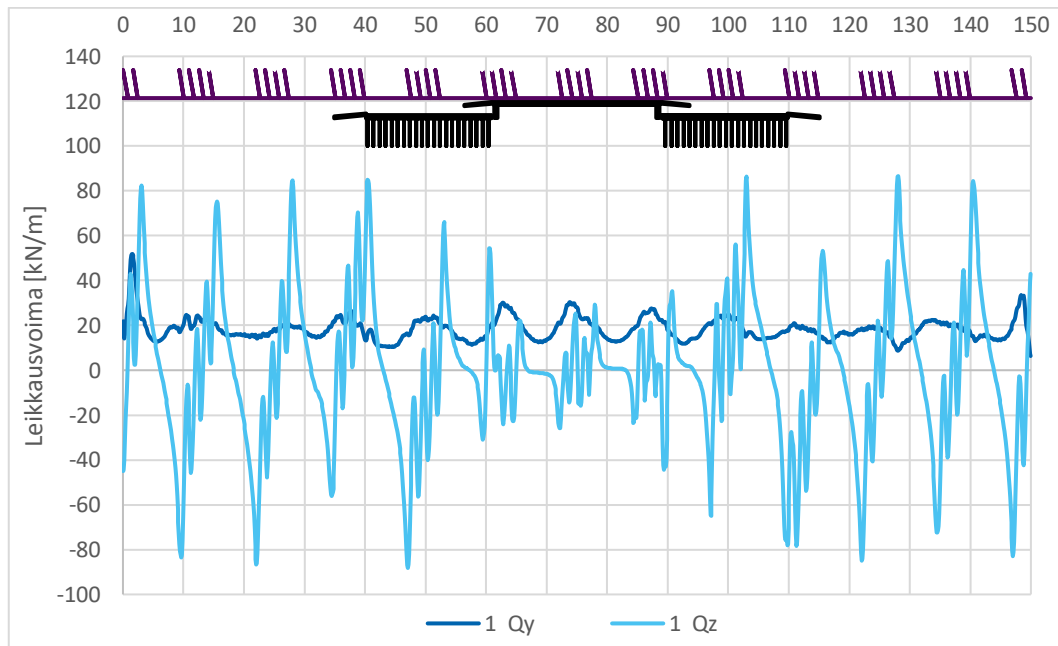
Leikkausvoima tukikerroksen alapinnassa

Tukikerrokseen 200 mm pölkyn alapuolella kohdistui 92...99 % junakuorman vaakakomponentista. Pienin osuus oli tapauksessa SL4, jossa osa voimasta siirtyi mallin reunaan. Suurin osuus oli tapauksessa SL5. Sillan ja paalulaattojen siirtymälaatojen vaikutus näkyi myös tässä tarkastelussa.

Kuvissa L-19...36 on esitetty eroteltuna junan pysty- ja vaakakomponentin aiheuttama pituussuuntainen leikkausjännitys sekä toisena kuvana niiden summa.

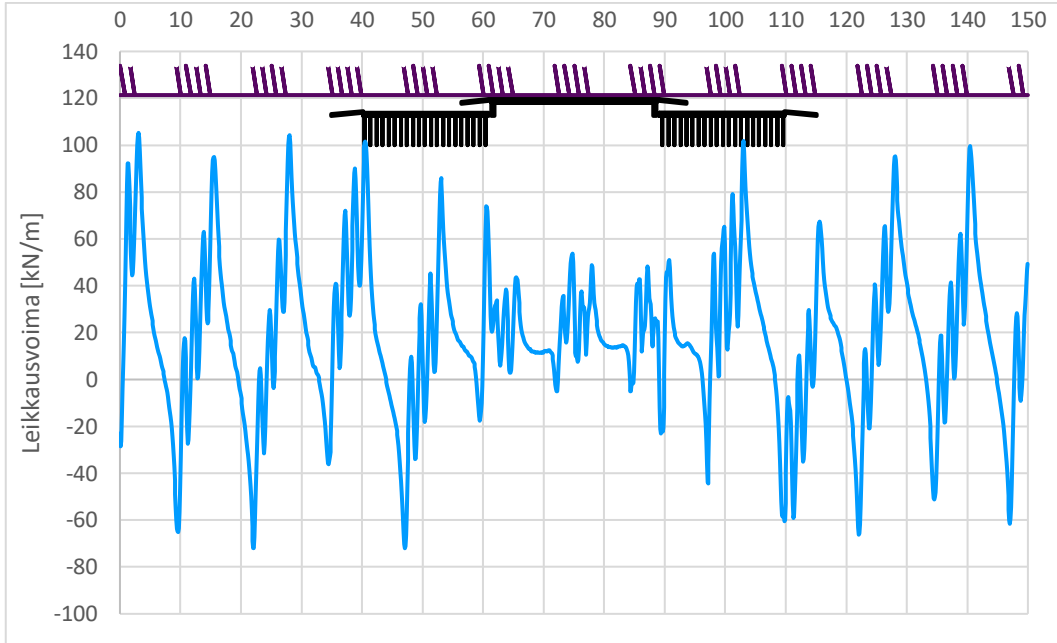
Q_y on kuvaajissa junakuorman vaakakomponentista (keskimäärin 20 kN/m) aiheutuva voima ja Q_z on junan pystykomponentista (250 kN/akseli, keskimäärin 80 kN/m) aiheutuva leikkausvoima tukikerroksen alapinnassa.

Kuvista nähdään, että junan pystykuormasta syntyy suurimmat vaakasuuntaiset leikkausjännitykset tukikerroksen alapintaan. Vaakakuormasta (20 kN/m) syntyy akseliryhmien alle noin 30 kN/m leikkausvoima ja akseliryhmien väliin noin 10 kN/m leikkausvoiman. Keskustelussa alla keskitytään vaakakuorman tarkasteluun.

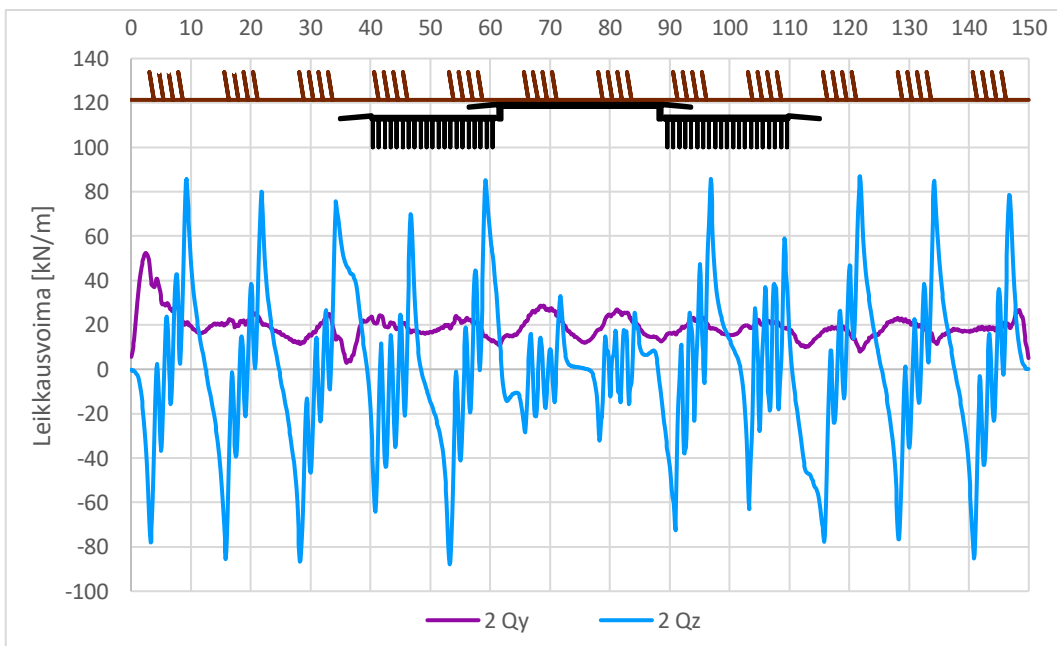


Kuva L-95. SL1 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.

Kuormitustapauksesta SL1 voi huomata, että mallin reunoihin syntyy jännityshuipuja koska mallin reunat estävät maan liikkeen. Vaikutus on kuitenkin hyvin lyhyt alle 10. Junan vaakakuormasta aiheutuva resultantti oli 2 763 kN, kun junankuorman vaakakomponentti oli 3 000 kN. Hieman alle 8 prosenttia (237 kN) välittyi mallin pätyyn tukikerroksen päädyn puristuksena mallin oikeassa reunassa ja vetona mallin vasemmassa reunassa koska materiaali ei voi irrota reunasta.



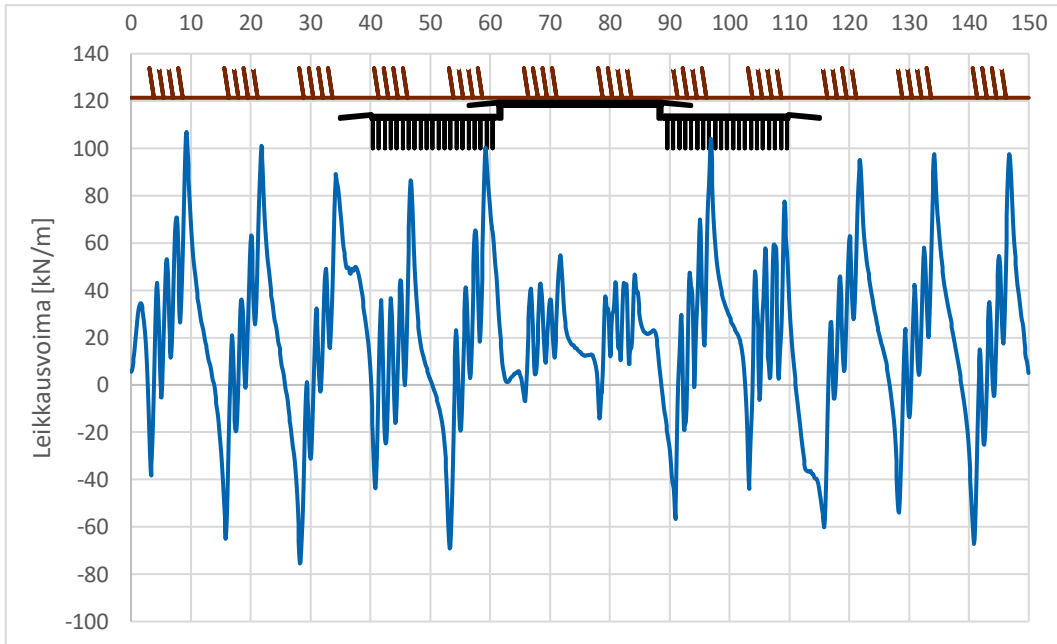
Kuva L-96. SL1 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.



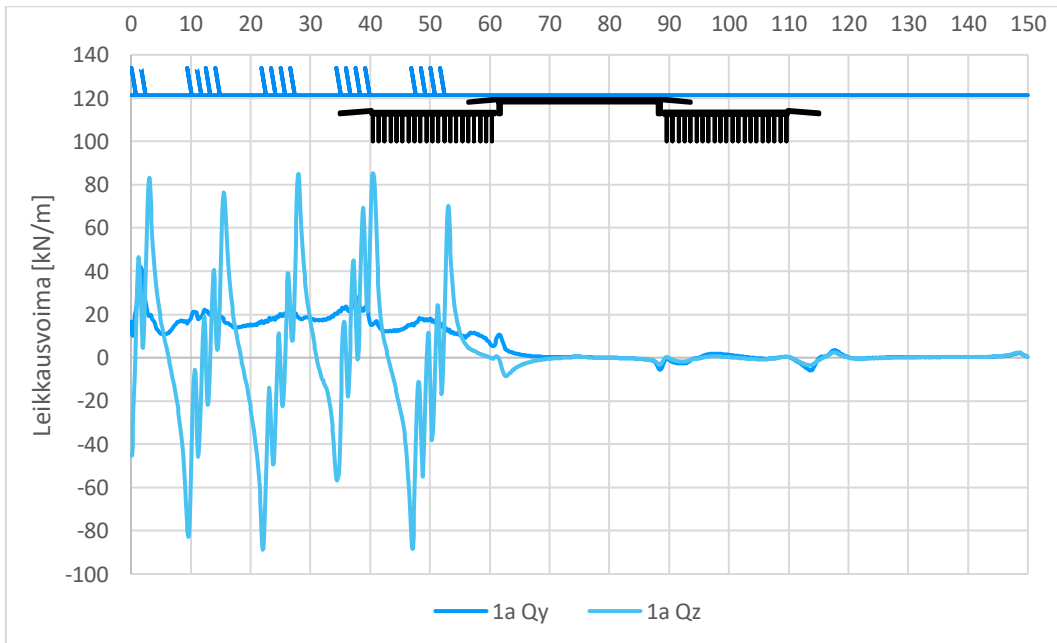
Kuva L-97. SL2 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.

Kuormitustapauksessa SL2 on myös jännityshuippu mallin vasemmassa reunassa, kun tarkastellaan vaakakuormasta syntyvää leikkausvoimaa. Huipun suuruus on sama kuin SL1:ssä. Vasemman paalulaatan siirtymälaatan kohdalla on havaittavissa leikkausjännitysten putoaminen. Leikkausjännityksen resultantti oli 2 867 kN, kun junankuorman vaakakomponentti oli 3 000 kN. Kun reunimmainen kuorma on kauempana päädyistä niin alle 4 % (133 kN) välittyy mallin pätyyn tukikerroksen päädyn puristuksena mallin oikeassa reunassa. Mallin vasemmassa reunassa leik-

kausjännityksessä näkyy huippu koska kaikki maakerrokset ovat kiinni mallin reunassa ja näin ollen myös vaakasuuntainen jäykkyys suuri mallin reunassa. Vaikutus on kuitenkin lyhyt, noin 10 m.

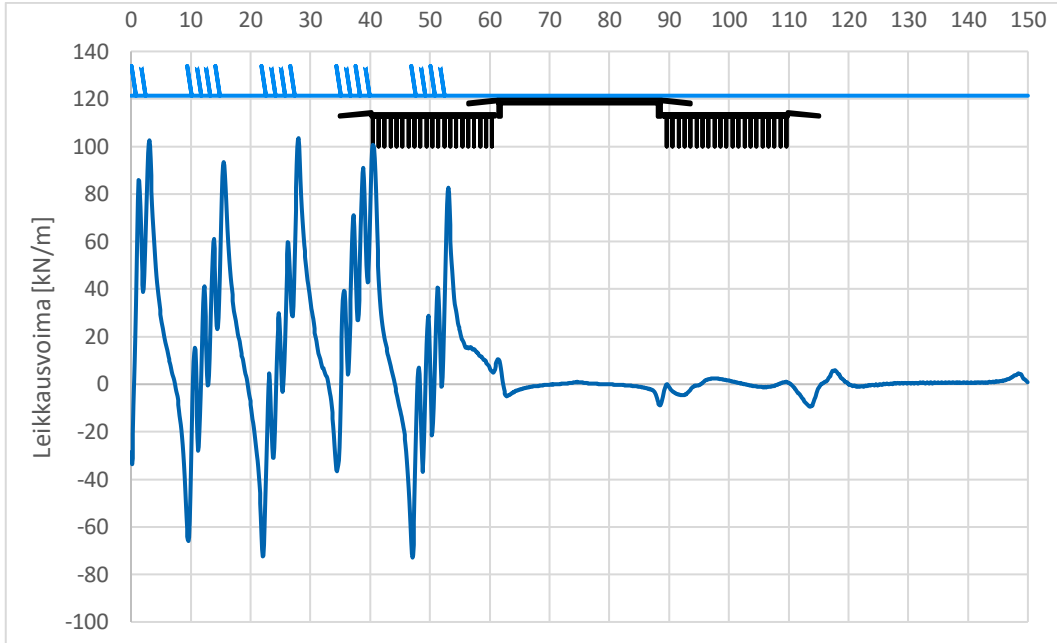


Kuva L-98. SL2 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.

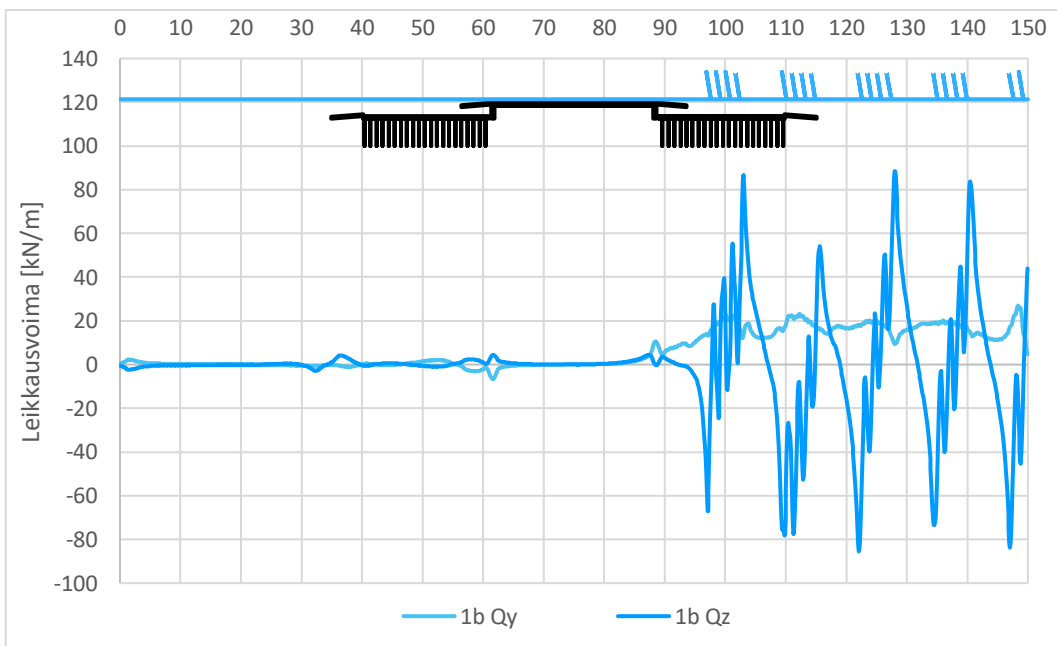


Kuva L-99. SL3 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.

Kuormitustapauksessa SL3 on huomattavissa pieniä huippuja varsinkin oikeanpuoleisten siirtymäläattojen kohdalla. Vaakakuormasta aiheutuvan leikkausjännityksen resultantti oli 1 086 kN, kun junankuorman vaakakomponentti oli 1 125 kN.

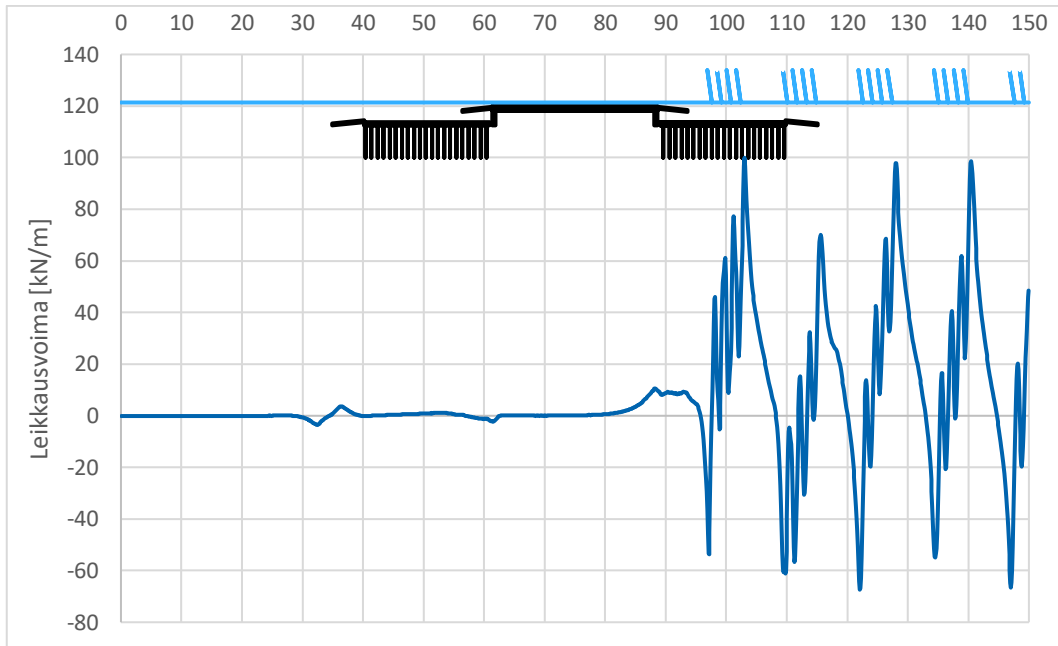


Kuva L-100. SL3 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.

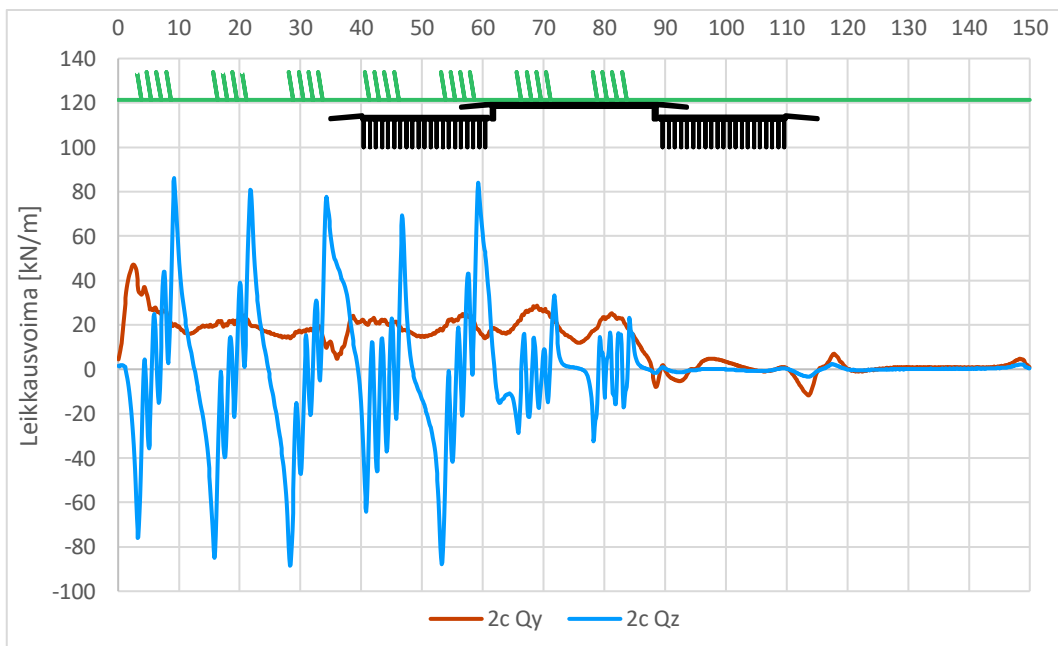


Kuva L- 101. SL4 - Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.

Kuormitustapauksessa SL4 näkyy sillan vasemmanpuoleisten siirtymälaattojen kohdalla leikkausjännityksen pientä vaihtelua. Leikkausjännityksen resultantti oli 1 025 kN, kun junankuorman vaakakomponentti oli 1 125 kN. Resultanteista nähdään, että noin 100 kN (9 %) puristusta siirtyy tukikerroksen kautta mallin pätyyn ja vetoa noin 40 kN (3,5 %, SL3).

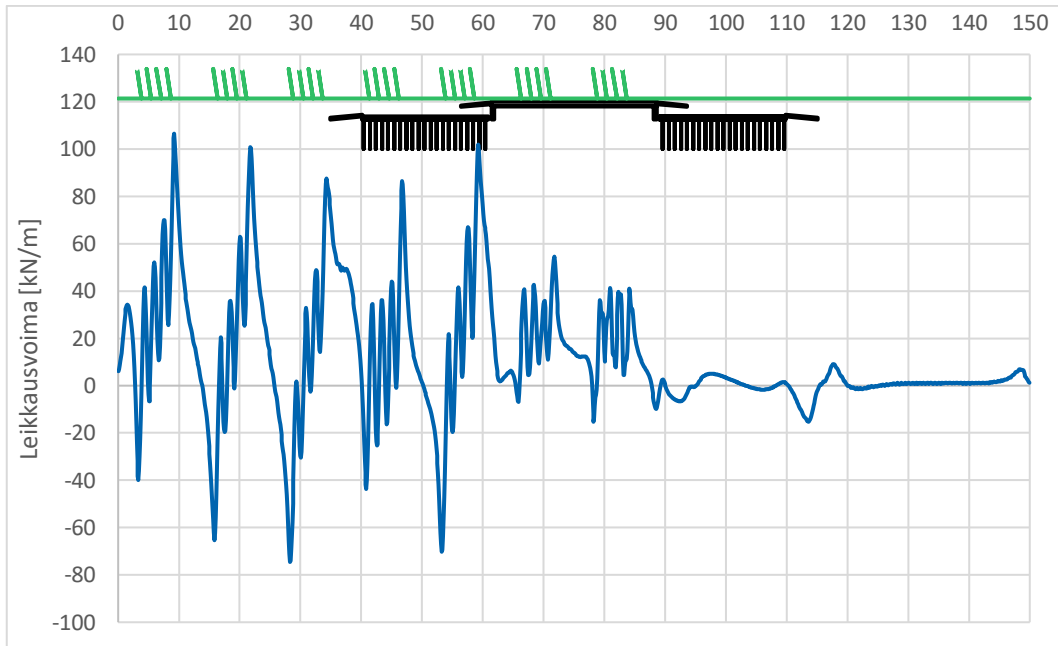


Kuva L-102. SL4 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.

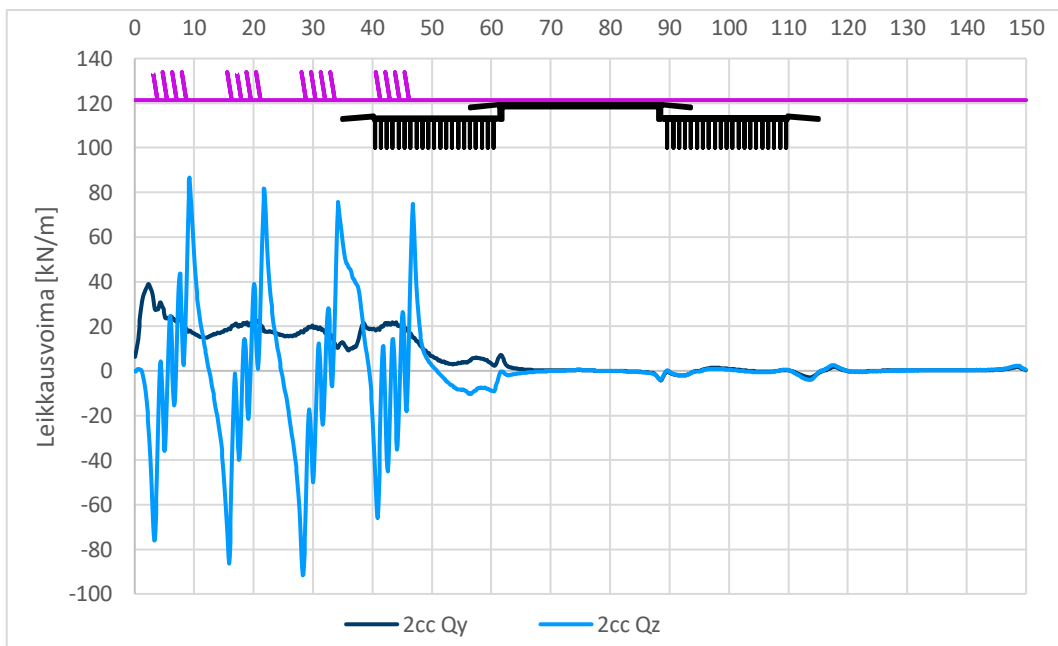


Kuva L-103. SL5 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.

Kuormitustapauksessa SL5 on huomattavissa huippuja varsinkin oikeanpuoleisten siirtymälaattojen kohdalla. Huiput ovat selvästi suurempia verrattuna SL3:een, jossa kuorma loppui ennen siltaa. Leikkausjännityksen resultantti oli 1 733 kN, kun junakuorman vaakakomponentti oli 1 750 kN.

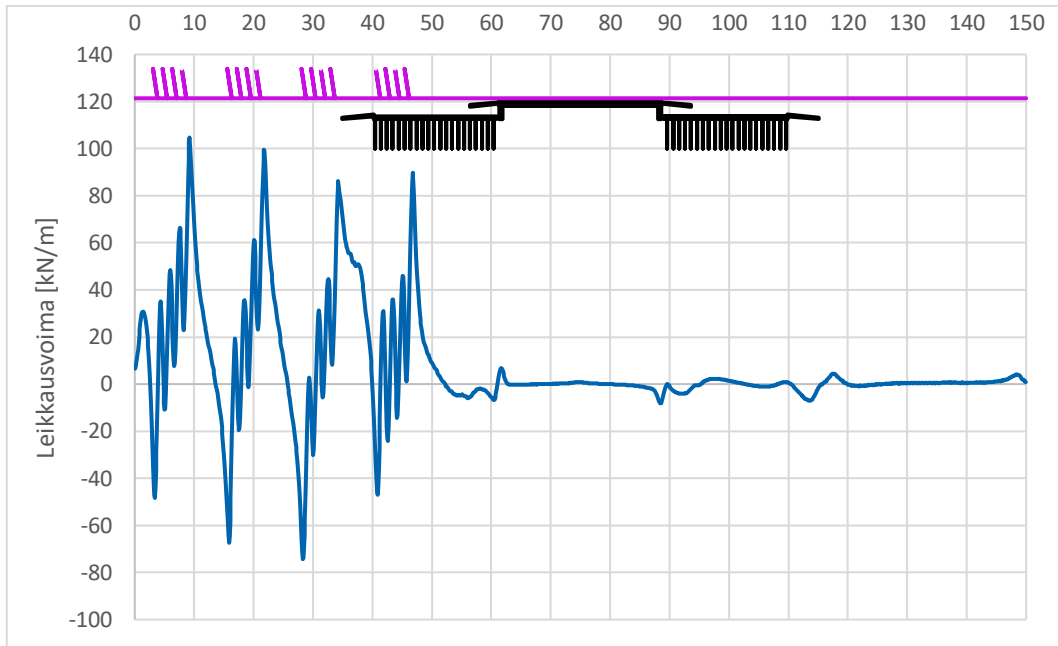


Kuva L-104. SL5 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.



Kuva L-105. SL6 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.

Kuormitustapauksessa SL6 on huomattavissa pieniä huippuja varsinkin oikeanpuoleisten siirtymäläaattojen kohdalla. Huiput ovat samaa suuruusluokkaa kuin SL3:ssa ja selvästi pienempiä kuin SL5:ssä, jossa junakuorma jatkui pidemmälle. Leikkausjännityksen resultantti oli 985 kN, kun junankuorman vaakakomponentti oli 1 000 kN.

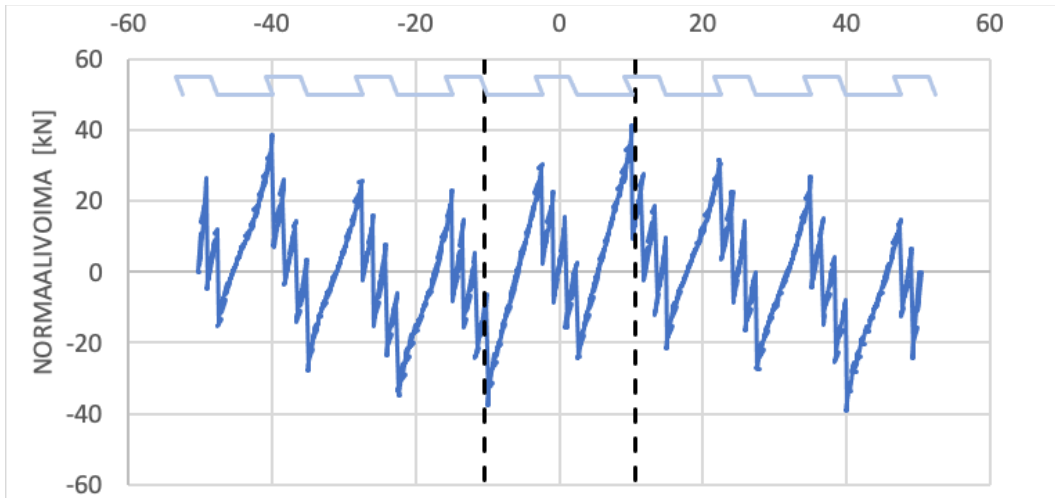


Kuva L-106. SL6 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva viivakuormaksi integroitu leikkausjännitys 0,2 m pölkyn alapuolella.

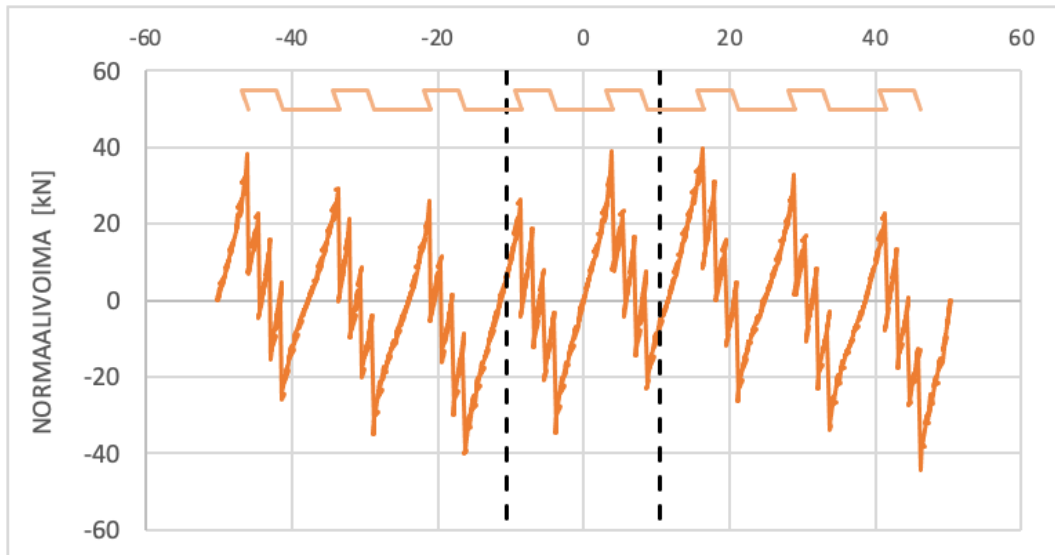
Kiskon suuntainen voima/normaalivoima kiskossa

Elementtilaatta

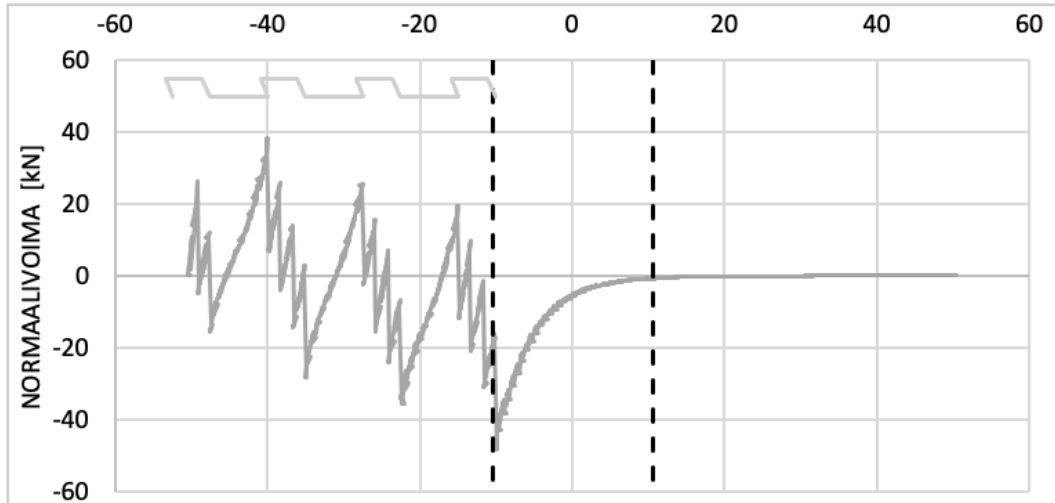
Kuvissa L-31...33 on esitetty junakuorman vaakakomponentista kiskoon kohdistuva normaalivoima. Kuormien ja paalulaatan suhteellinen sijainti on esitetty normaali-voimavoimakäyrän yläpuolella. Vaaka-akseli on laskentamallin y-koordinaatti, kun nollepiste on mallin keskellä.



Kuva L-107. EL1 – Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva normaalivoima kiskossa. Kuorman sijainti on esitetty kuvaajan yläpuolella laatikkona ja laatan sijainti katkoviivalla.



Kuva L-108. EL2 – Junakuorma vaakakomponentista aiheutuva normaalivoima kiskossa. Kuorman sijainti on esitetty kuvaajan yläpuolella laatikkona ja laatan sijainti katkoviivalla.



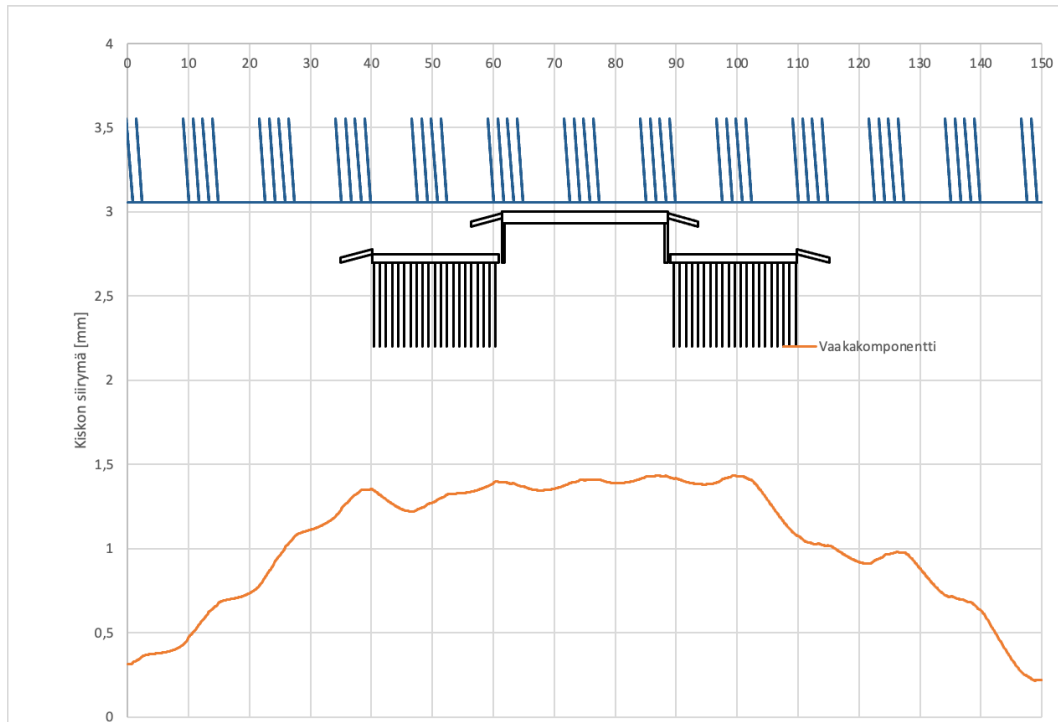
Kuva L-109. EL3 – Junakuorman vaakakomponentista aiheutuva normaalivoima kiskossa. Kuorman sijainti on esitetty kuvaajan yläpuolella laatikkona ja laatan sijainti katkoviivalla.

Silta-paalulaatta malli

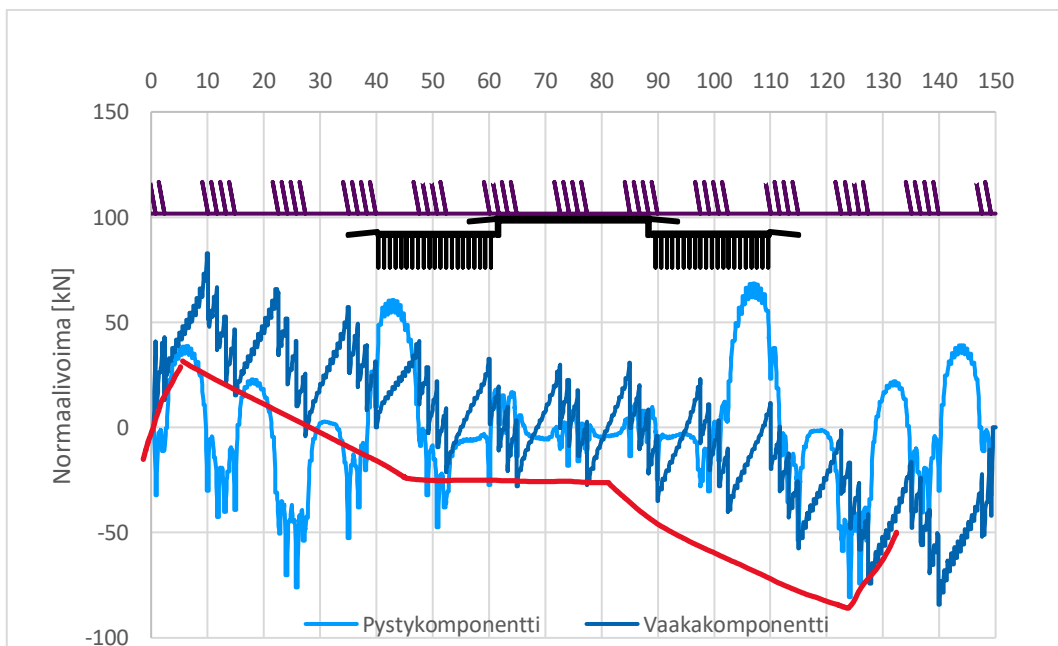
Kuvissa L-36...47 on esitetty junakuorman vaakakomponentista yhteen kiskoelementtiin kohdistuvat normaalivoimat, jotka syntyvät junan vaakakuromasta ja pystykuormasta erikseen. Parittomissa kuvissa on esitetty summakuvaajat. Kuormien ja rakenteiden suhteellinen sijainti on esitetty normaalivoimakäyrän yläpuolella. Vaaka-akseli on laskentamallin y-koordinaatti.

Kiskoon kohdistuu laskentamallissa maksimissaan puristusta 93 kN (SL2) ja vetoa 83 kN (SL1) junakuorman vaakakomponentista. Vastaavat arvot kun junan pystykomponentti huomioidaan myös, on 134 kN (puristus, SL2) ja 91 kN (veto, SL1).

Tässä työssä saatu suurin teräsännitys kiskossa on sillan jälkeen siinä kohdassa missä juna siirtyy paalulaatalta maanvaraiselle raiteelle. Siinä pysty- ja vaakakuorman aiheuttama kokonaisännitys on noin 18 MPa ($135 \text{ kN}/0,007686 \text{ m}^2 = 17,6 \text{ MPa}$). Esim. UIC 774-3 Track/Bridge Interaction – Recommendations for Calculations esittää ehdotuksena maks.puristusännitykset sallittu 72 MPa ja vetopuolelle sallittu 92 MPa.



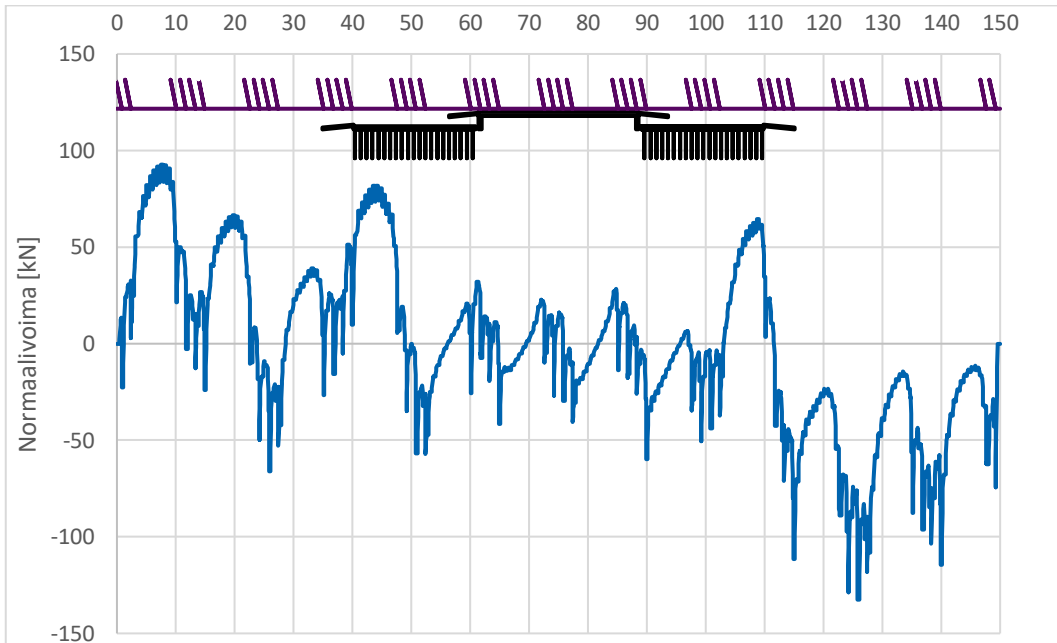
Kuva L-110. Kiskon siirtymä, kuorma SL1. Esim. paalulaatan kohdalla nähdään, että paalulaatta on vaakasuunnassa hieman jäykempi kuin ympäröivä maa. Silta on mallin vaakasuuntaisesti "löysin" kohta.



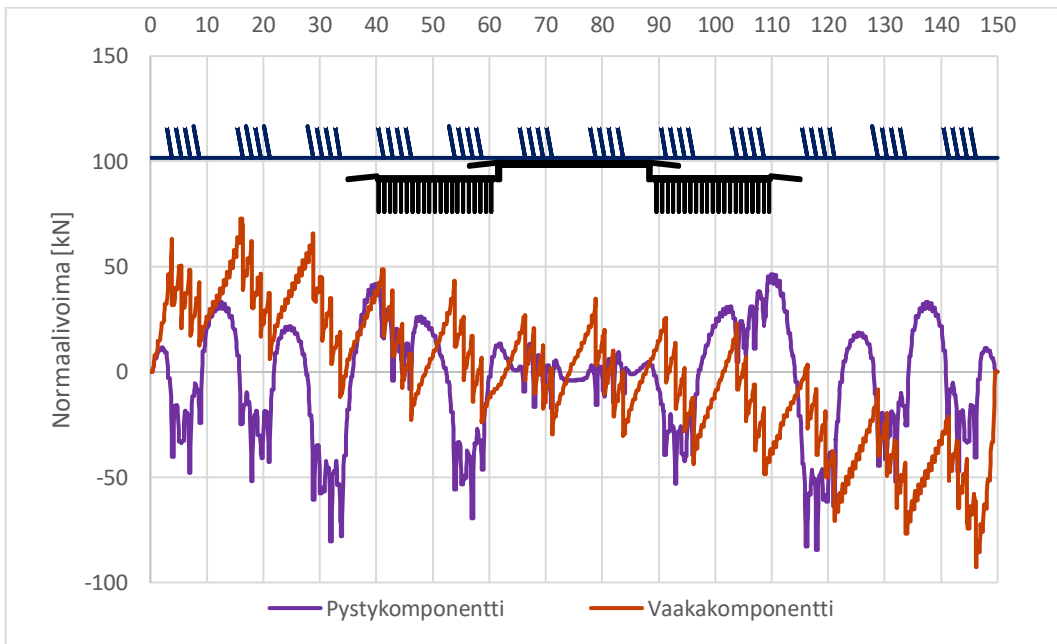
Kuva L-111. SL1 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva normaalivoima kiskossa. Punaisella värillä kirjoittajan oma tulkinta keskimääräisestä kiskovoimasta.

Kuormitustapauksessa SL1 kiskojen normaalivoima on vetoa vasempaan paalulaattaan asti. Tämän jälkeen normaalivoima muuttuu osittain puristukseksi, kunnes oikea paalulaatta on ohitettu, minkä jälkeen normaalivoima on kokonaan puristusta. Kisko pääsee rakenteena mallin reunojen läpi (reunat estävät maan liikkeen)

ja kiskon pää ei ole kiinnitetty mihinkään, joten kiskonsuuntainen voima kiskossa on oltava nolla kiskon päissä. Jos oletetaan, että malli jatkuisi äärettömän pitkänä ja kuorma loppuisi siihen mihin nyt on mallinnettu ja, että osa kuormasta jakautuisi kiskoja pitkin kauemmas niin kiskossa pitäisi olla jokin voima siinä kohdassa missä kuorma loppuu. Kuvan 40 esimerkissä kyseinen voima olisi noin 50 kN.



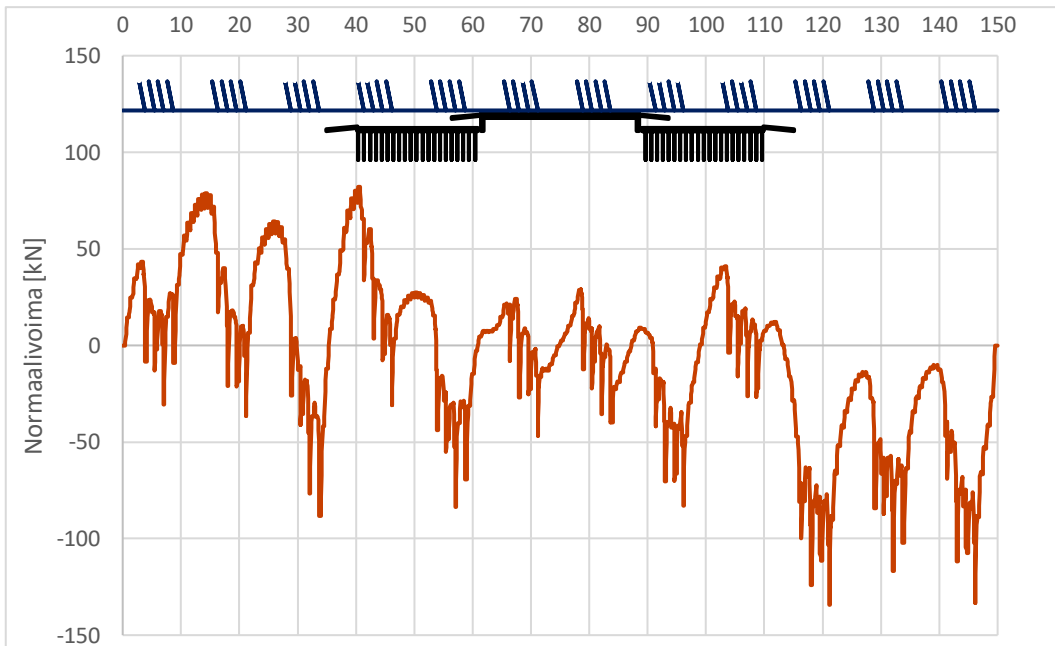
Kuva L-112. SL1 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva normaalivoima kiskossa.



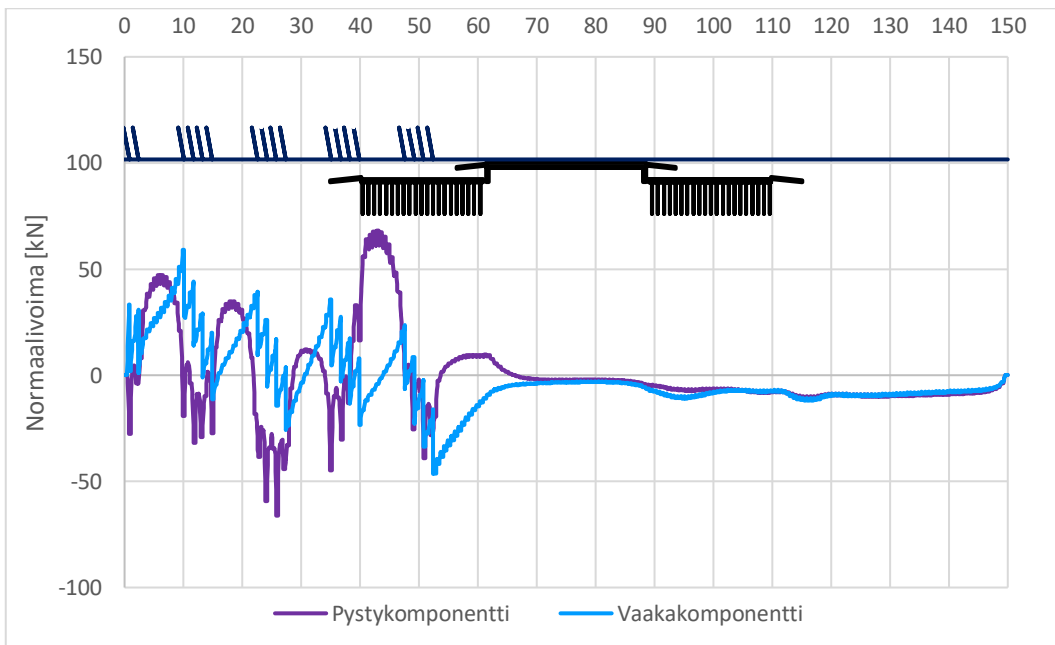
Kuva L-113. SL2 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva normaalivoima kiskossa.

Kuormitustapauksessa SL2 kiskon normaalivoima käyttäytyy vastaavasti kuin SL1:ssä. Kiskojen normaalivoima on vetoa vasempaan paalulaattaan asti. Tämän

jälkeen normaalivoima muuttuu osittain puristukseksi, kunnes oikea paalulaatta on ohitettu, minkä jälkeen normaalivoima on kokonaan puristusta. Normaalivoima menee nollaan mallin oikeassa reunassa.

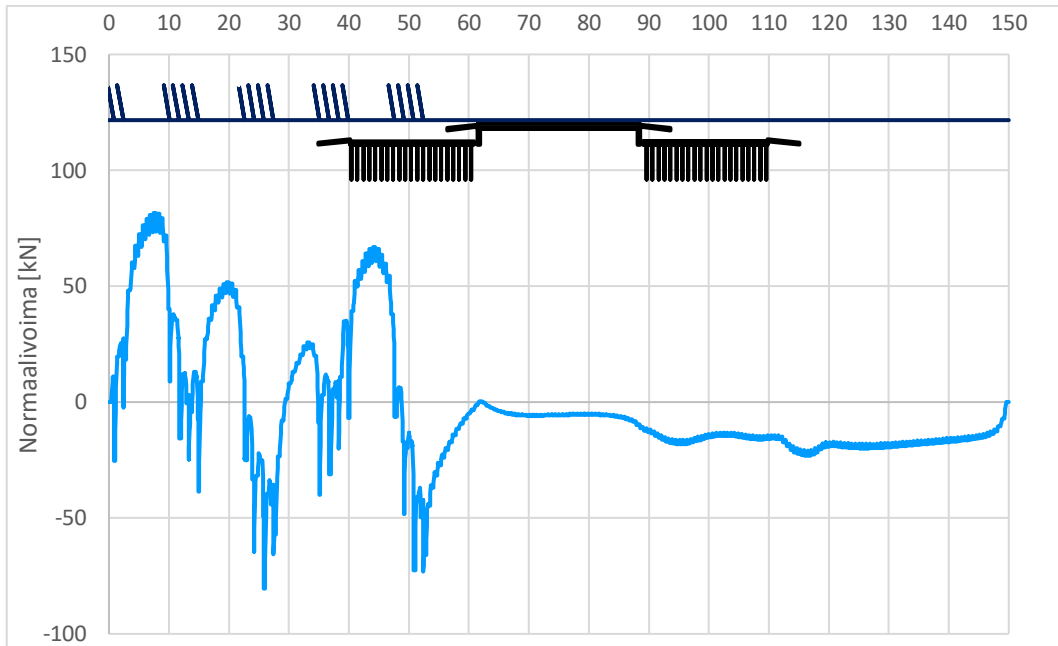


Kuva L-114. SL2 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva normaalivoima kiskossa.

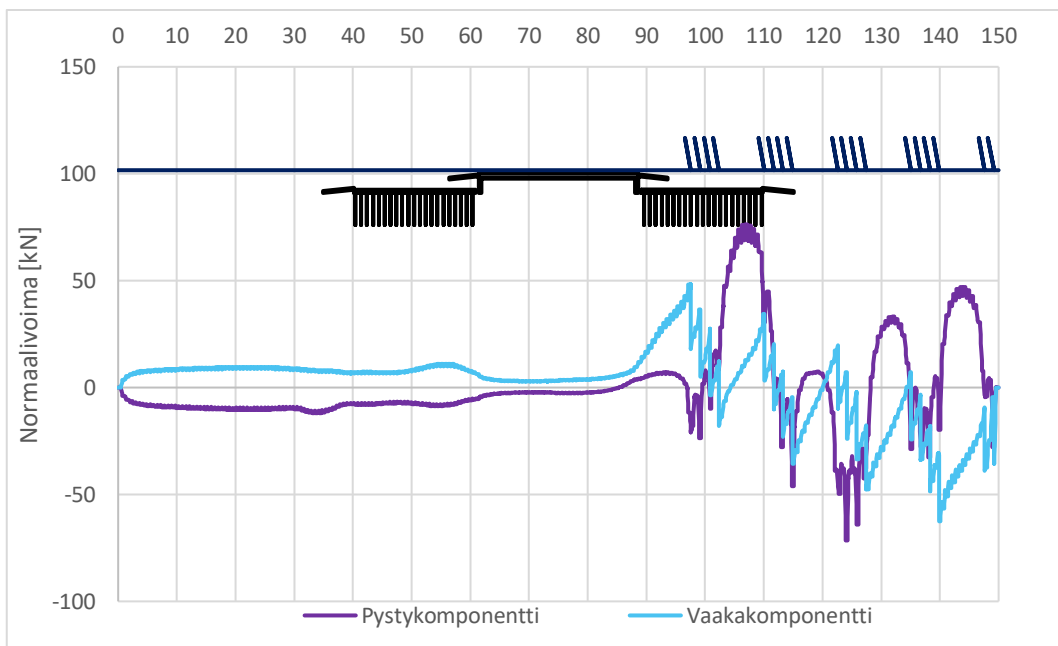


Kuva L-115. SL3 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva normaalivoima kiskossa.

Kuormitustapauksessa SL3 normaalivoima käyttäytyy alussa vastaavasti kuin SL1:ssä. Kuorman loppuessa normaalivoima on puristusta mallin päätyyn asti, jossa se menee nollaan. Sillan oikean siirtymälaatan ja oikean paalulaatan siirtymälaatan kohdilla on huomattavissa pienet huiput puristusta.

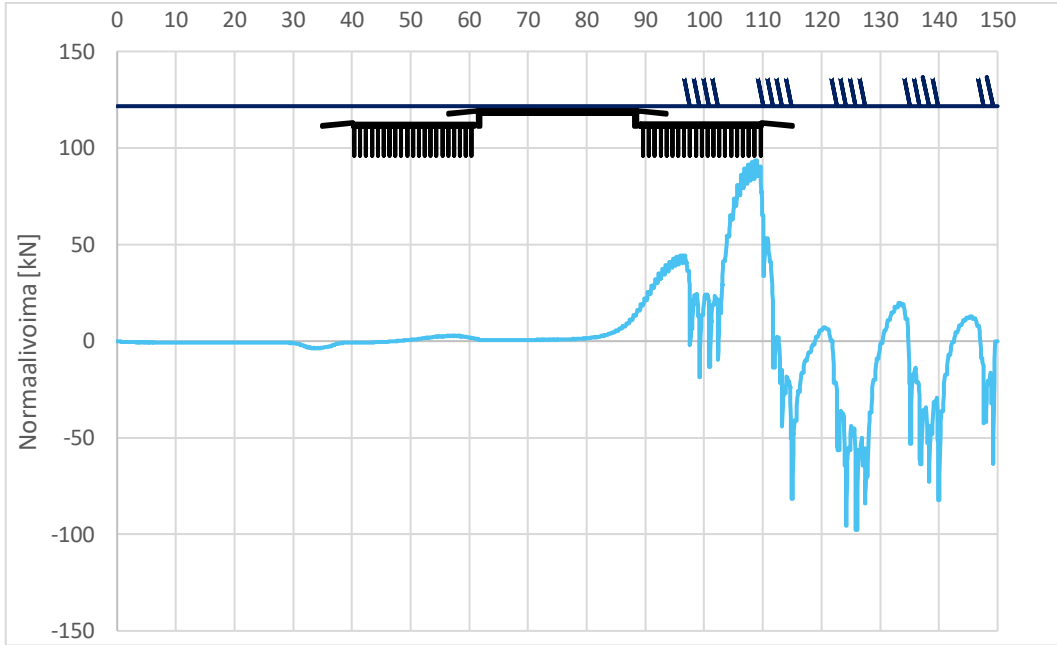


Kuva L-116. SL3 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva normaalivoima kiskossa.

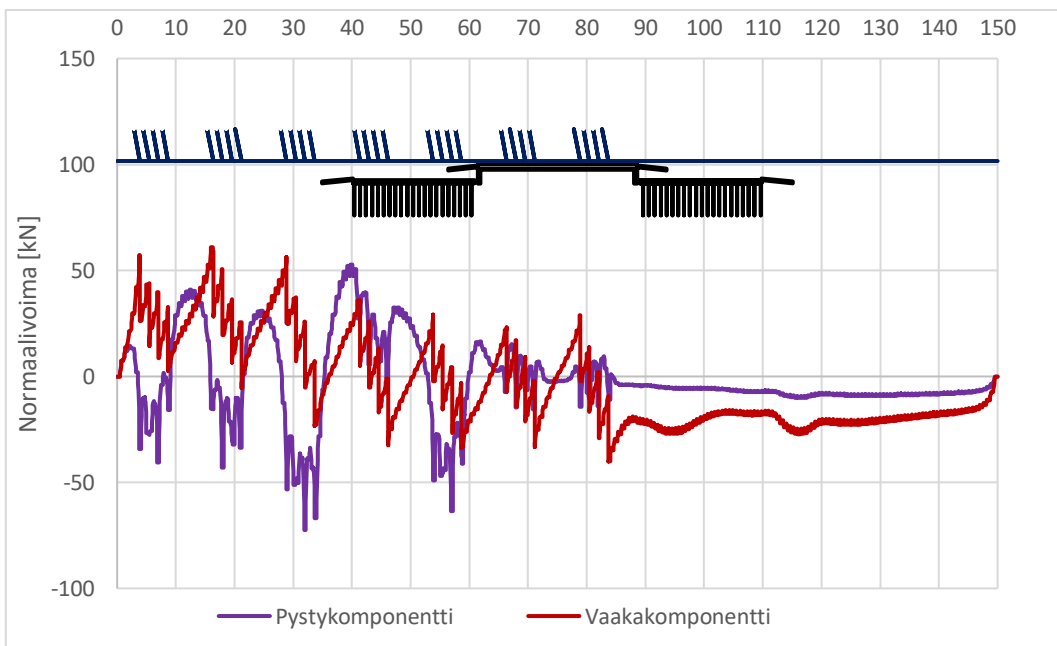


Kuva L-117. SL4 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva normaalivoima kiskossa.

Kuormitustapauksessa SL4 normaalivoima on vetoa kuorman alkupisteeseen asti. Kuorman alkaessa veto muuttuu puristukseksi ja menee nolnaan mallin lopussa. Sillan vasemman siirtymälaatan kohdilla on huomattavissa pieni huippu vetoa.

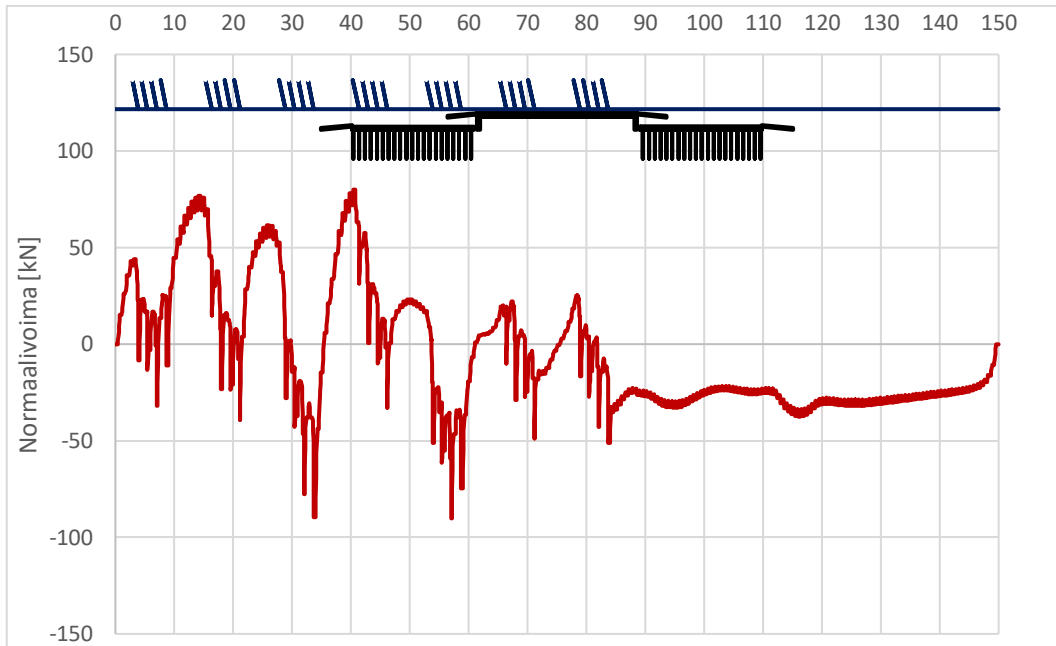


Kuva L-118. SL4 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva normaalivoima kiskossa.

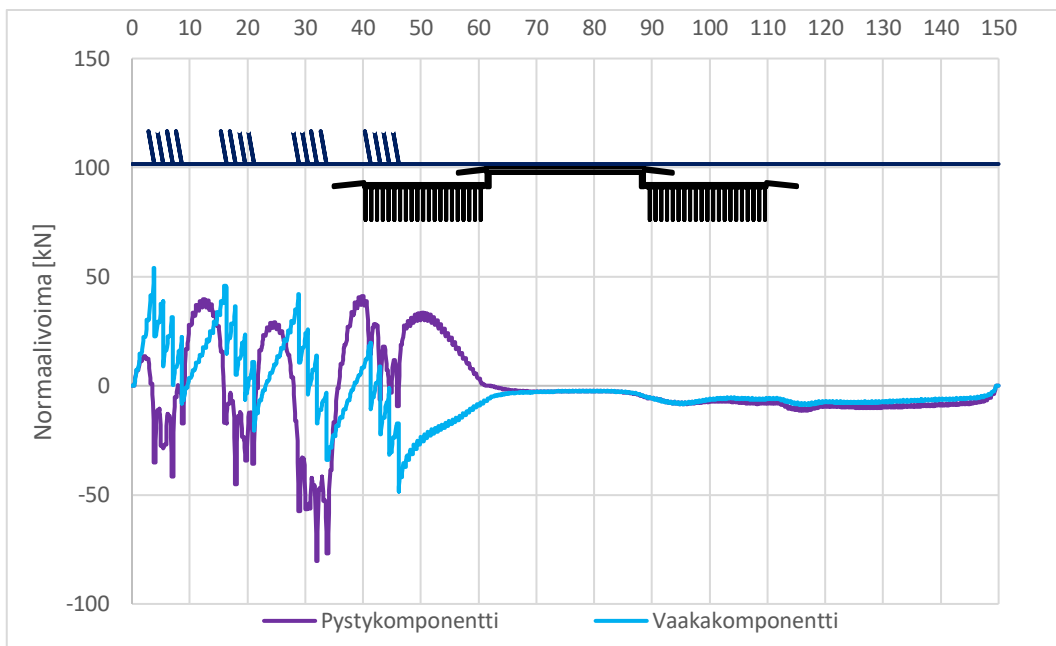


Kuva L-119. SL5 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva normaalivoima kiskossa.

Kuormitustapauksessa SL5 normaalivoima käyttäytyy alussa vastaavasti kuin SL1:ssä ja SL2:ssä. Kuorman loppuessa normaalivoima on puristusta mallin päätyyn asti, jossa se menee nollaan. Sillan oikean siirtymälaatan ja oikean paalulaatan siirtymälaatan kohdilla on huomattavissa pienet huiput puristusta.

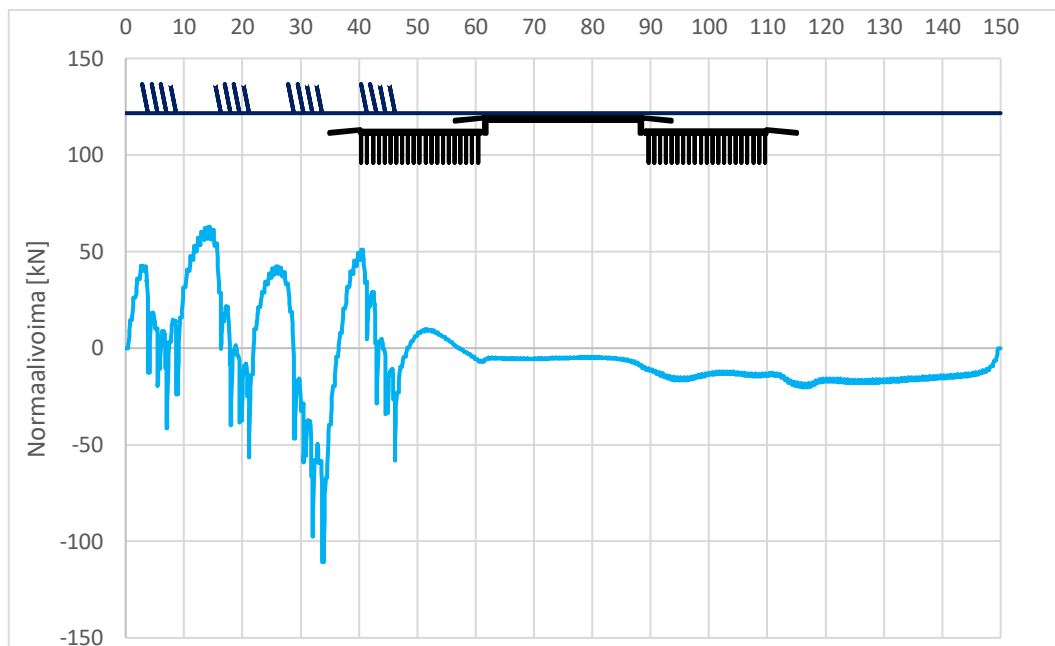


Kuva L-120. SL5 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva normaalivoima kiskossa.



Kuva L-121. SL6 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista erikseen aiheutuva normaalivoima kiskossa.

Kuormitustapauksessa SL6 normaalivoima käyttäytyy alussa vastaavasti kuin SL1:ssä ja SL2:ssä. Kuorman loppuessa normaalivoima on puristusta mallin päätyyn asti, jossa se menee nollaan. Sillan oikean siirtymälaatan ja oikean paalulaatan siirtymälaatan kohdilla on huomattavissa pienet huiput puristusta. Huiput ovat selvästi pienemmät kuin SL5:ssä.



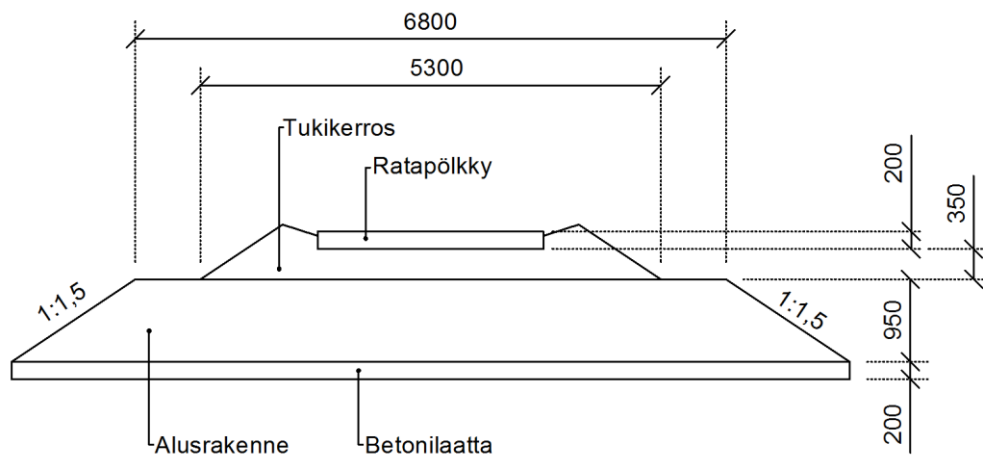
Kuva L-122. SL6 – Junakuorman pysty- ja vaakakomponentista yhteensä aiheutuva normaalivoima kiskossa.

Siirtymättömään laattaan kohdistuvien voimien ja jännitysten laskennan työraportti

1 Mallinnuksen lähtötiedot

1.1 Rakennekerrokset

Radan rakennekerroksiksi mallinnettiin aluksi tukikerros sekä alusrakenne. Alusrakenteessa ei eroteltu välikerrosta ja eristyskerrosta, vaan molemmat mallinnettiin yhtenä kerroksena. Tukikerroksen paksuudeksi laitettiin alun perin 550 mm, mutta laskelmissa haluttiin saada kiskot irti tukikerroksesta, jotta niiden välinen kitka ei vaikuttaisi laskentaan. Tästä syystä tukikerroksen yläpintaa laskettiin 50 mm ja kerroksen lopulliseksi paksuudeksi jäi 500 mm. Alusrakenteen paksuus on laskelmissa 950 mm, 2 950 mm tai 4 450 mm. Kuvassa 1 on esitettyä radan poikkileikkaus 950 mm paksulla alusrakenteella.



Kuva 1. Mallinnetun radan poikkileikkaus.

Radan poikkileikkauksen mitat tehtiin Liikenneviraston ohjeessa 6/2016 esitetyn normaalipoikkileikkauksen mukaan.

Materiaalimallina käytettiin Mohr-Coulomb-mallia. Pohjavesi mallinnettiin rakennekerrosten alaosan syvyydelle. Parametrien valinnassa hyödynnettiin Liikenneviraston julkaisussa "Junan jarrukuorman välittyminen pengerialaalle" (Nemlander 2015) esitettyjä parametrejä tukikerrokselle. Nemlander on laskenut taulukon 1 mukaisella HS-mallilla.

Taulukko 1. Nemlanderin (2015) käyttämät HS-materiaaliparametrit tukikerrokselle.

	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	C_{ref}' [kN/m ²]	φ' [°]	ψ [°]
Tuki-kerros	17,6	17,6	250 000	200 000	500 000	20	45	15

Hooken lain mukaan suhde kimmokertoimen E , leikkausmoduulin G ja tangenttimoduulin E_{oed} välillä voidaan esittää yhtälöillä (Plaxis 2016, s. 18)

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

ja

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 - \nu)}$$

Poissonin luku ν laskettiin lepopainekertoimen K_0 avulla kaavalla

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

jossa

$$K_0 = 1 - \sin\varphi$$

Käytännössä ödometrimoduulista laskettiin avoimen tilan kimmomoduuli MC-mallia varten. Muut parametrit kopioitiin suoraan HS-mallista. Alusrakenteen jäykkyyden suhteen oli ensin ajatuksena puolittaa tukikerroksen ödometrimoduuli, jotta alusrakenne olisi selkeästi vähemmän jäykkää kuin päällysrakenne, mutta päätettiin kuitenkin käyttää hieman jäykempää eli 125 000 kN/m². Taulukossa 2 on esitetty laskennan ensi vaiheessa käytetyt parametrit rakennekerroksille.

Taulukko 2. Malleissa käytetyt parametrit radan rakennekerroksille.

	Drainage type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E' [kN/m ²]	ν'	C'_{ref} [kN/m ²]	φ' [°]	ψ [°]
Tukikerros	Drained	17,6	17,6	120 000	0,23	20	45	15
Alusrakenne	Drained	19,2	19,2	108 000	0,23	10	45	15

1.2 Laatta

Rakennekerrosten alle mallinnettiin 200 mm paksu betoninen laatta. Materiaalimallina käytettiin taulukon 3 mukaista lineaarielastista mallia.

Taulukko 3. Betonille syötetyt parametrit Plaxis 3D -ohjelmassa.

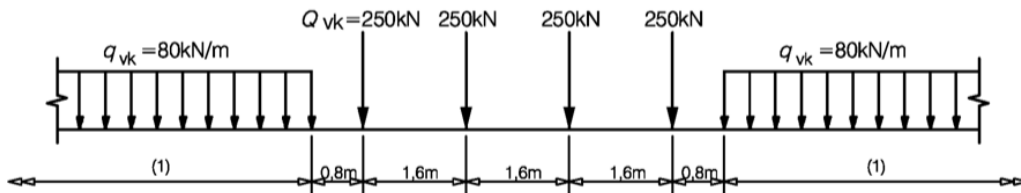
	Drainage type	γ_{unsat} [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν
Betoni	Non-porous	25	30 000 000	0,2

Laatta mallinnettiin jäykkänä elementtinä (rigid body). Tällaista jäykkää elementtiä voidaan käyttää, kun rakenteen sisäisiä voimia ei tarvitse tarkastella, mutta halutaan että jännitykset maan ja jäykän elementin välillä mallintuvat oikein. Jäykkään elementtiin ei tule muodonmuutoksia, mutta se voi liikkua annettujen reunaehtojen puitteissa. Elementille annetaan referenssipiste, jonka sijainti esimerkiksi 1,5

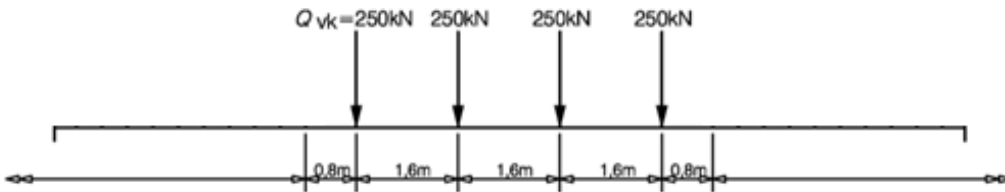
m penkereen tapauksessa oli $x_{ref} = 0$, $y_{ref} = 0$, $z_{ref} = -1,5$. Elementille määritellään lisäksi vapausasteet pyörähdykselle (rotation) ja/tai siirtymälle (displacement) erikseen jokaiselle akselille referenssipisteen suhteen, sekä siinä vaikuttavat ulkoiset voimat (force, moment). Ulkoiset voimat määriteltiin jo mallin geometriassa, joten jäykälle elementille määritettiin arvot vain siirtymälle ja pyörähdykselle, jotka molemmat saivat arvon 0 tehdyissä laskelmissa, koska laatan liikettä haluttiin rajoittaa.

1.3 Kuorma

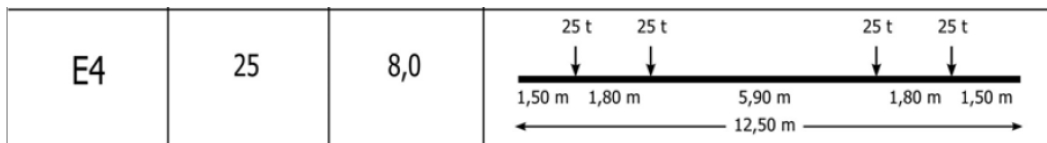
Junakuorman mallinnuksessa käytettiin kolmea eri kuormitustapausta. Kuorma-kaavioina käytettiin SFS-EN 1991-2 mukaista kuormakaaviota LM71 nauhakuormalla, ilman nauhakuormaa sekä SFS-EN-15528 standardin mukaista kaaviota E4. Kuvassa 2 on esitettyä kuormakaavio LM71, kuvassa 3 LM71 ilman nauhakuormaa ja kuvassa 4 kuormakaavio E4.



Kuva 2. Kuormakaavio LM71 (SFS-EN 1991-2).

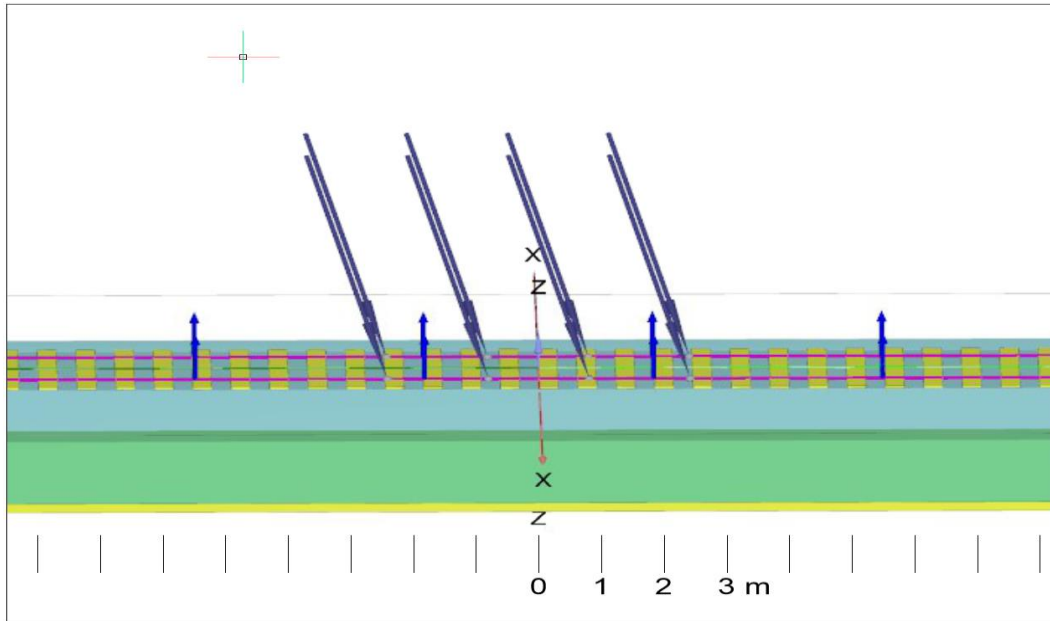


Kuva 3. Kuormakaavio LM71 ilman nauhakuormaa (SFS-EN 1991-2).

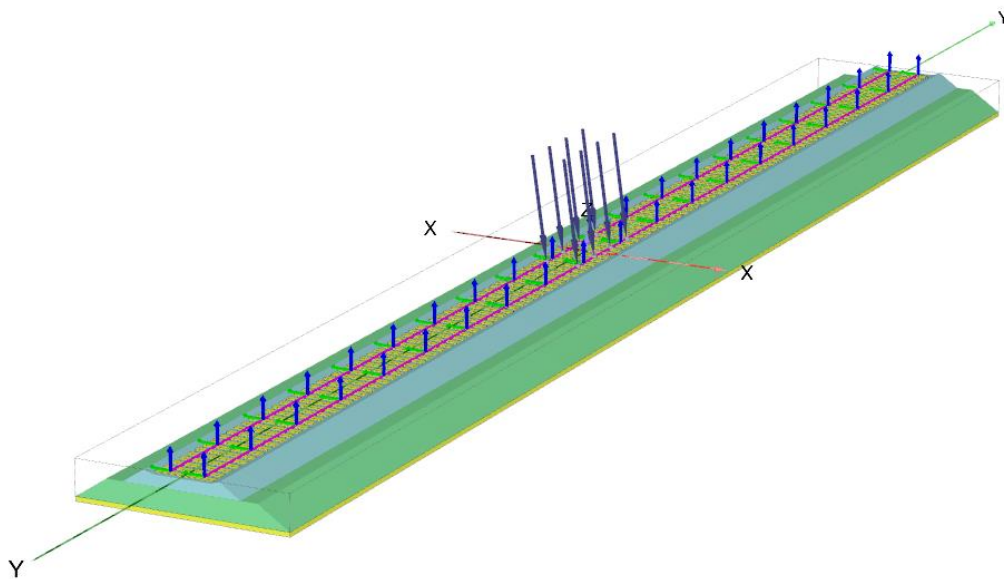


Kuva 4. Standardin EN-15528 mukainen kuormakaavio E4 (Liikennevirasto 2016, s. 28).

Kaluston akselikuormana käytettiin 250 kN. Kuormat mallinnettiin pistekuormina, jolloin jokaisen pisteen kohdalla kuormana oli 125 kN. Tarkastelussa oli junan jarrutusvaihe. Tällöin oletetaan, että kiskoon kohdistuu vaakasuuntainen kuorma, joka on 25 % pystykuormasta EN1991-2 mukaisesti. Toiseksi kuormaksi laitettiin siis jokaiseen pisteeseen 31,25 kN vaakakuorma kiskojen suuntaisesti. Yhden pistekuorman resultantiksi tulee tällöin 128,8 kN. Nauhakuorman suuruutena oli 80 kN/m, eli 40 kN/m suuruinen kuorma tuli molemmille kiskoille. Nauhakuormallekin mallinnettiin vaakasuuntainen komponentti, jonka suuruus oli 10 kN/m. Nauhakuorma tehtiin malliin 2 mm paksuna pintakuormana jolloin koko kuorma siirtyi kiskolle (surface load).



Kuva 5. Mallinnettu kuorma kuormakaaviolla LM71 ilman nauhakuormaa.



Kuva 6. Plaxis 3D -ohjelmalla tehty 70-metrinen malli radasta 1,5 m ratapenkereellä.

2 Laskenta

2.1 Ensimmäinen laskentavaihe

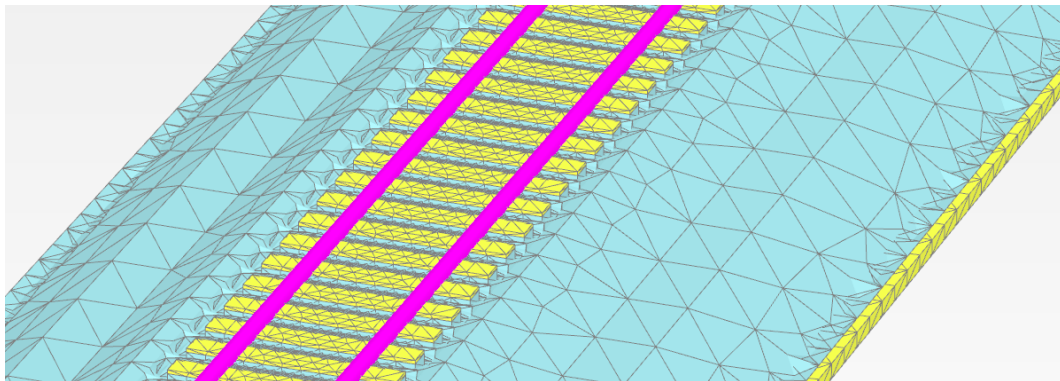
Ensin radasta tehtiin 44 m, 70 m ja 124 m pitkät mallit 1,5 m pengerkorkeudella. Kuormat mallinnettiin kuormakaavion LM71 mukaisesti **ilman nauhakuormaa**. Jokaiselle näistä tapauksista laskettiin tulokset kolmella eri rajapintojen arvolla, niin että ratapölkkyjen ympärillä olevia rajapintojen arvoina käytettiin:

- $R_{inter} = 1$ (jäykkä)
- $R_{inter} = 0,5$
- $R_{inter} = 0,5$ pölkyn sivulla olevilla rajapinnoilla ja $R_{inter} = 0,9$ pölkyn alla olevassa rajapinnassa

Jokainen erillinen laskenta on laskentaohjelmassa vaiheistettu. Ensin ratkaistaan tasapaino, kun mallissa on rakennekerrokset sekä betonilaatta niiden alla. Seuraavaksi malliin siirtymät palautetaan ja malliin lisätään ratakiskot ja -pölkyt sekä rajapintaelementit ja suoritetaan laskenta uudestaan. Lopuksi lisätään kuorma ja laskenta suoritetaan viimeisen kerran. Tämä tehdään jokaiselle erilliselle kuormitus-tapaukselle.

2.1.1 Laskentaverkko

Laskentaverkolle määritellään tiheys, eli montako elementtiä ohjelma luo mallinnettuun geometriaan. Tiettyyn rajaan asti tiheämpi verkko antaa tarkemmat laskentatulokset. Toisaalta laskentavaihe kestää kauemmin tiheämmällä verkolla. Yleensä kannattaakin tehdä tiheämpi laskentaverkko niille alueille, joilla tapahtuu suurimmat muodonmuutokset ja harventaa verkkoa esimerkiksi mallin reuna-alueilla. Alla olevassa kuvassa on osa laskentaverkosta.



Kuva 7. Laskentaverkko (mesh), jossa rakenne-elementit on tehty tiheämmällä verkolla ja maakerrokset karkeammalla.

Laskentaverkon tiheys määritellään kahdella tavalla, valitsemalla koko mallissa käytettävä yleinen verkkoelementtien jako (element distribution) ja tihentämällä tai harventamalla mallin eri osia paikallisesti määrittämällä niille karkeusarvot (coarseness factor). Verkkoelementtien jako valitaan viidestä vaihtoehdosta, joita on hyvin hienosta hyvin karkeaan. Tässä työssä käytettiin keskitiheää jakoa ja mallin eri osia hienonnettiin asteittain, kunnes ohjelma ei saanut enää luotua tiheämpää laskentaverkkoa.

Ratarakenteissa ja tukikerroksessa käytettiin tiheintä verkkoa, alusrakenteessa hieman harvempaa ja betonilaatassa vielä hieman harvempaa. Laskennan edetessä havaittiin, että laskentaverkon suurin mahdollinen tiheys riippui radan pituudesta, joten eri laskentatapauksilla on erilaiset laskentaverkot. Taulukossa 4 on karkeusarvot (coarseness factor) eripituisille malleille radasta.

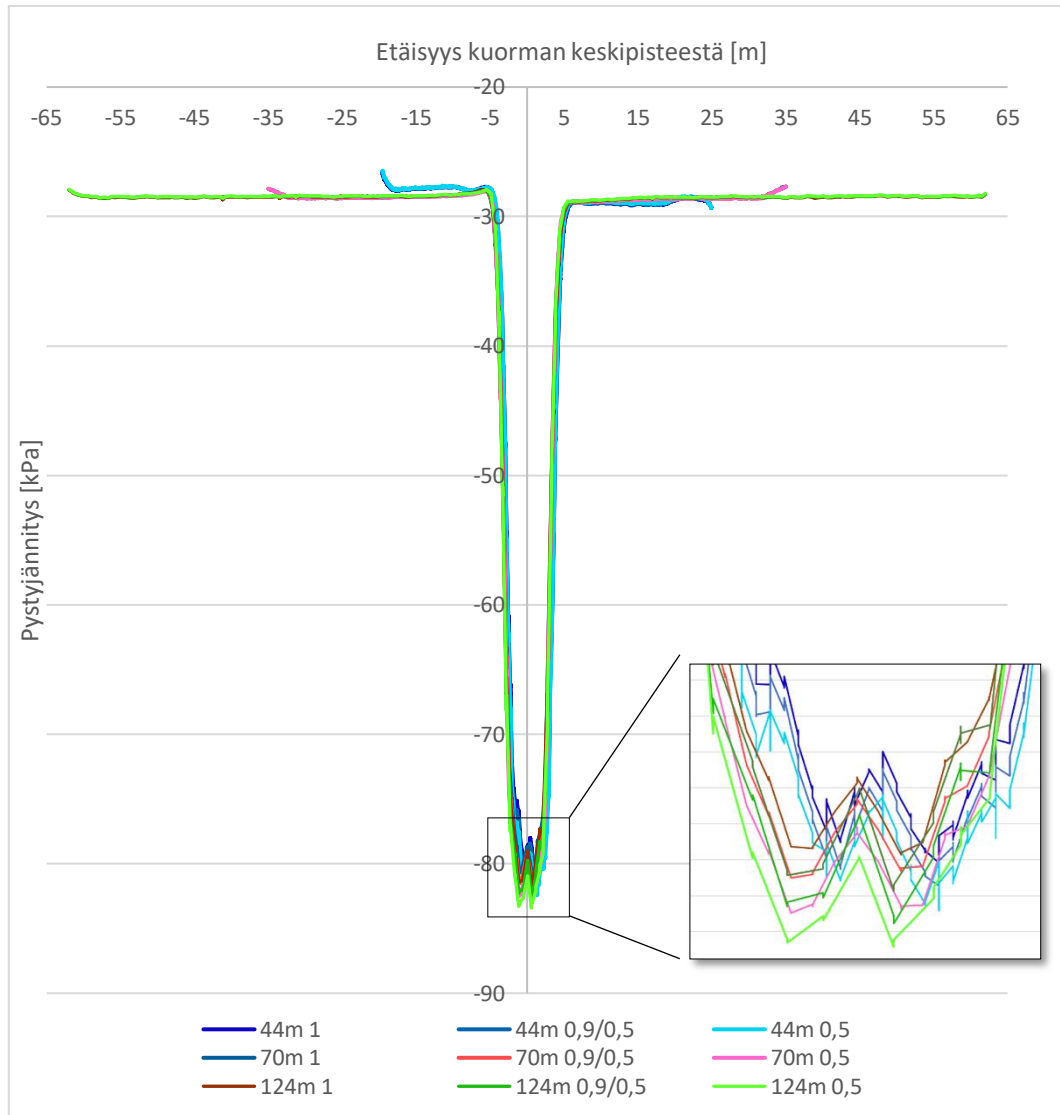
Taulukko 4. Mallissa käytetyt karkeuden arvot laskentaverkolle.

	Betonilaatta	Alusrakenne	Tukikerros	Ratapölkkyt ja -kiskot
124 m	0,25	0,125	0,05	0,05
70 m	0,3536	0,35	0,07071	0,07071
44 m	0,25	0,125	0,05	0,05

2.1.2 Ensimmäisen laskennan tulokset

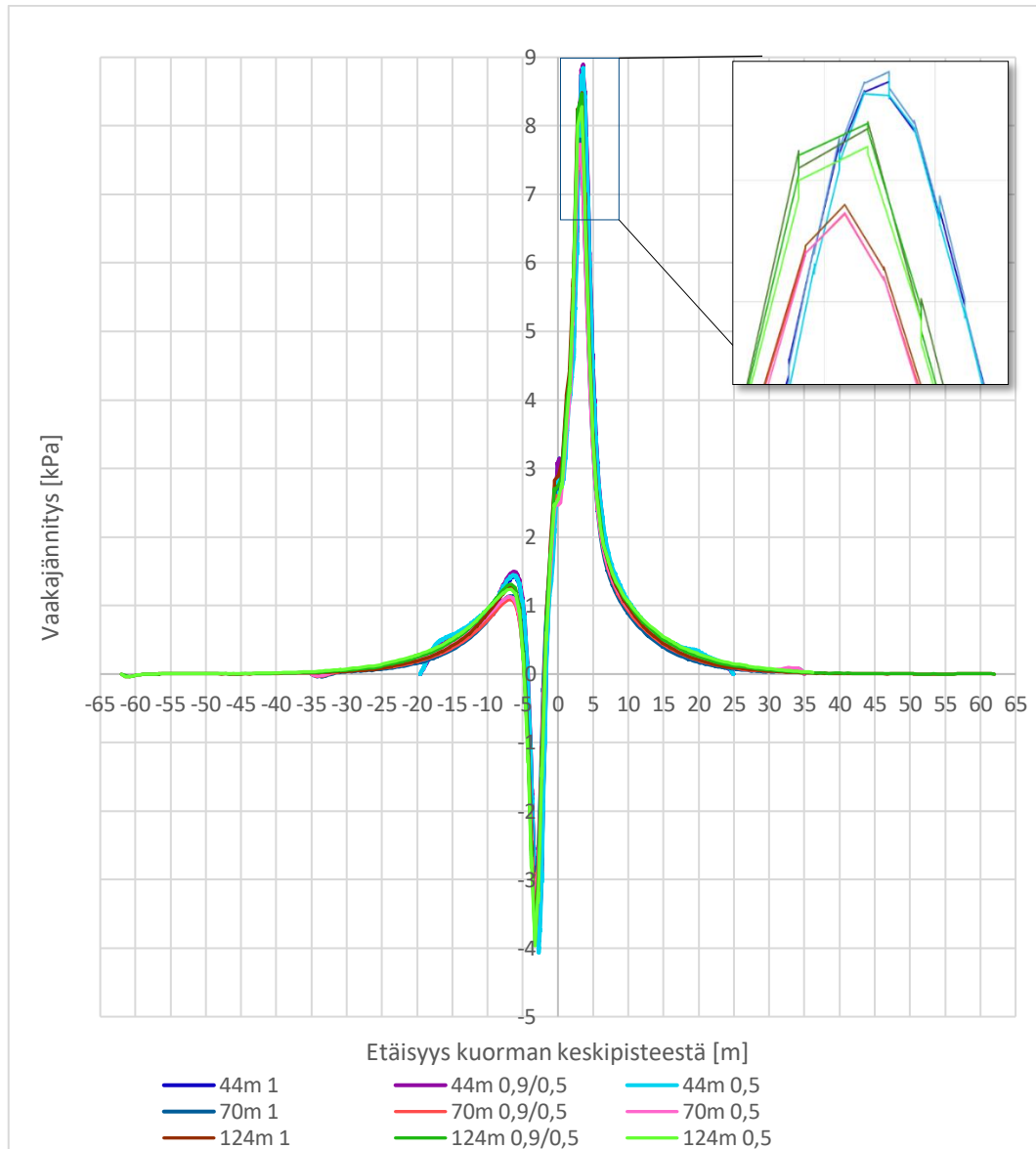
Tehdyistä laskelmista tarkastellaan pysty- ja vaakajännitystä laatan pinnalla sekä kiskon siirtymää radan suunnassa. Kuvaajissa kuorma sijaitsee symmetrisesti nolla-akselin molemmin puolin (vrt. kuva 5).

Kuvaajasta 1 nähdään pystysuuntaisen jännityksen suuruus laatan pinnalla eri kohdissa mallinnettua rataa. Tulokset ovat hyvin lähellä toisiaan, jos pitkän mallin päätyreunavaikutusta ei oteta huomioon. Huippuarvot on esitetty lähempää, jotta tulokset erottuvat toisistaan. Kuvaajasta näkee, että pystysuuntaiset jännitykset ovat sitä suurempia mitä pidempi malli on kyseessä ja mitä vähemmän on kitkaa rata-pölkkyjen alla. Kuvaajasta on myös nähtävissä, että 44 m radan huippuarvot ovat hieman enemmän sivussa kuorman keskipisteestä. Tarkka sijainti riippuu siitä, miten elementtiverkko ja kuorma sijoittuvat suhteessa toisiinsa. Koska Plaxis 3D luo elementtiverkon itse, elementtien solmupisteet voivat sijaita hieman sivussa suhteessa kuormaan.



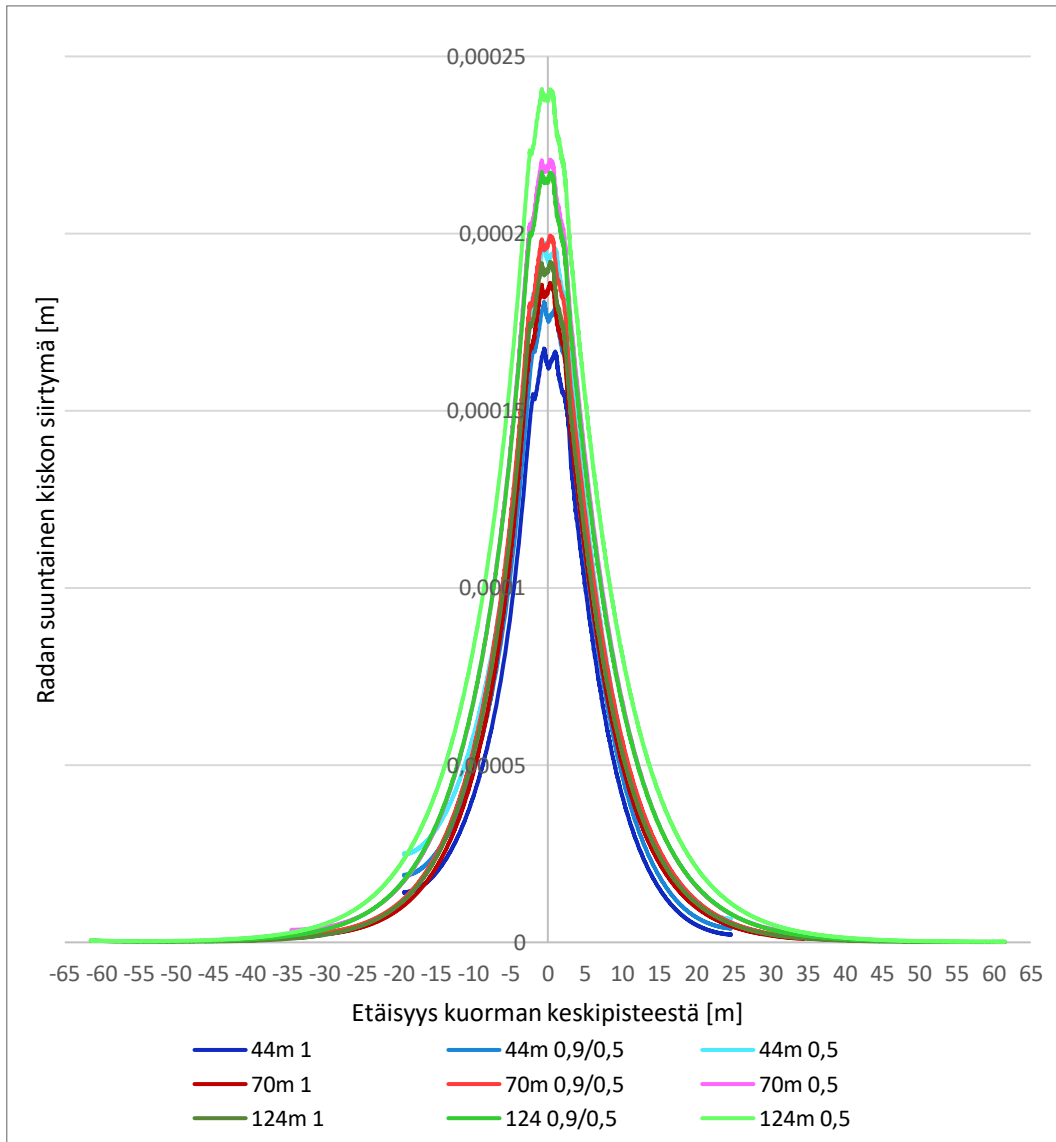
Kuvaaja 1. Pystyjännitys laatan pinnalla eri rajapintojen arvoilla ja mallin pituuksilla. Mallin pituuden perässä oleva luku kertoo rajapintaelementin Rinter-arvon. Tapauksessa 0,9/0,5 on pölkyn sivuilla arvo 0,5 ja pölkyn alla 0,9.

Kuvaaja 2 näyttää syntyneet kokonaisvaakajännitykset betonilaatan pinnalla eri etäisyyksillä kuorman keskipisteestä. Erot ovat pieniä sekä eri ratapituuksilla, että eri kitkan arvoilla tarkasteltaessa. 70-metrisellä mallilla kaikki arvot ovat hieman pienempiä kuin muilla malleilla, joka johtunee karkeammasta laskentaverkosta.



Kuvaaja 2. Vaakajännitys betonilaatan pinnalla eri rajapintojen arvoilla ja radan pituuksilla. Mallin pituuden perässä oleva luku kertoo rajapintaelementin Rinter-arvon ratapölkkyjen ympärillä. Tapauksessa 0,9/0,5 on pölkyn sivuilla arvo 0,5 ja pölkyn alla 0,9.

Kuvaajassa 3 on esitettyä ratakiskon siirtymä kiskon pituussuunnassa. Kuorman läheisyydessä kisko siirtyy eniten ja arvot pienenevät lähelle nollaa mallin reunoilla. Huippuarvo saadaan 124-metrisellä mallilla ja 0,5 kitkalla ja se on noin 0,25 mm. Mallinnetun radan pituus vaikuttaa suhteessa paljon siihen, miten suuria siirtymiä kiskossa esiintyy. Erot ovat käytännössä kuitenkin hyvin pieniä, sillä pienimmän ja suurimman huippuarvon ero on alle 0,1 mm. Myös kitkan arvo vaikuttaa suuresti siirtymiin. Mitä suurempi on kitkan arvo eli mitä jäykemmin ratapölkkyt ovat kiinni tukikerroksessa, sitä pienempiä ovat kiskon siirtymät.

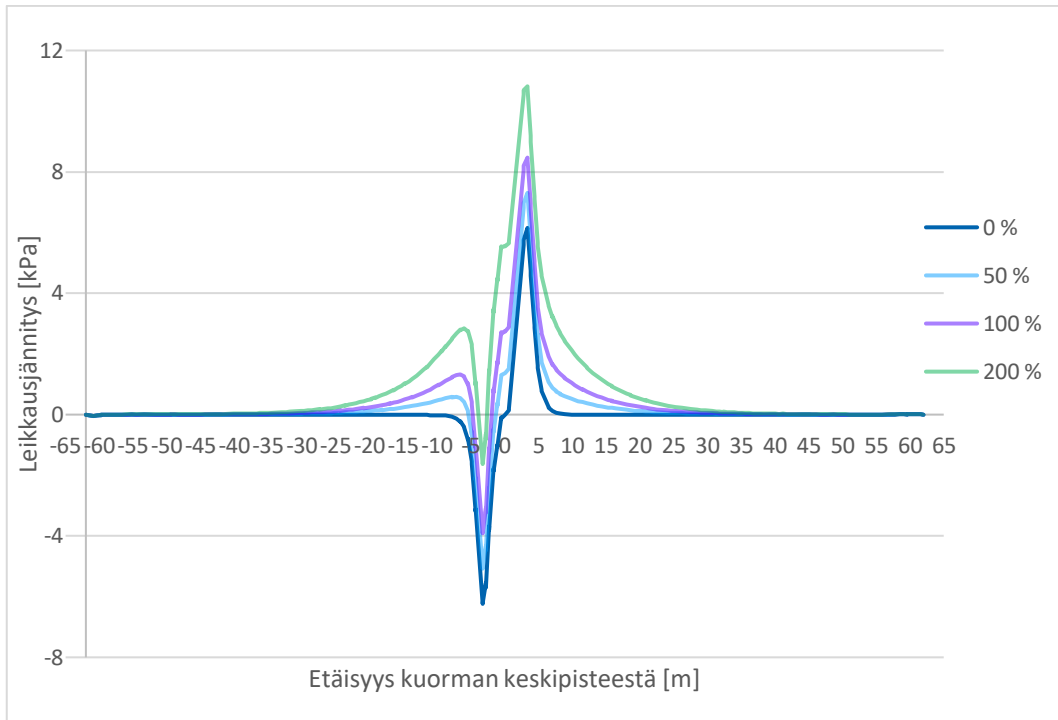


Kuvaaja 3. Kiskon siirtymä kiskon pituussuunnassa eri rajapintojen arvoilla ja radan pituuksilla. Mallin pituuden perässä oleva luku kertoo rajapintaelementin Rinter-arvon. Tapauksessa 0,9/0,5 on pölkyn sivuilla arvo 0,5 ja pölkyn alla 0,9.

Tärkeätä on huomata, että mallin koon vaikutus laatan pinnan jännityksiin on huomattavasti pienempi kuin sen vaikutus siirtymiin. Vaikka lyhyen mallin reunat selvästi vaikuttavat laskettuihin siirtymiin ja jännityksiin, on mallin koolla huomattavasti pienempi vaikutus jännitysten tarkastelussa kuin siirtymien tarkastelussa.

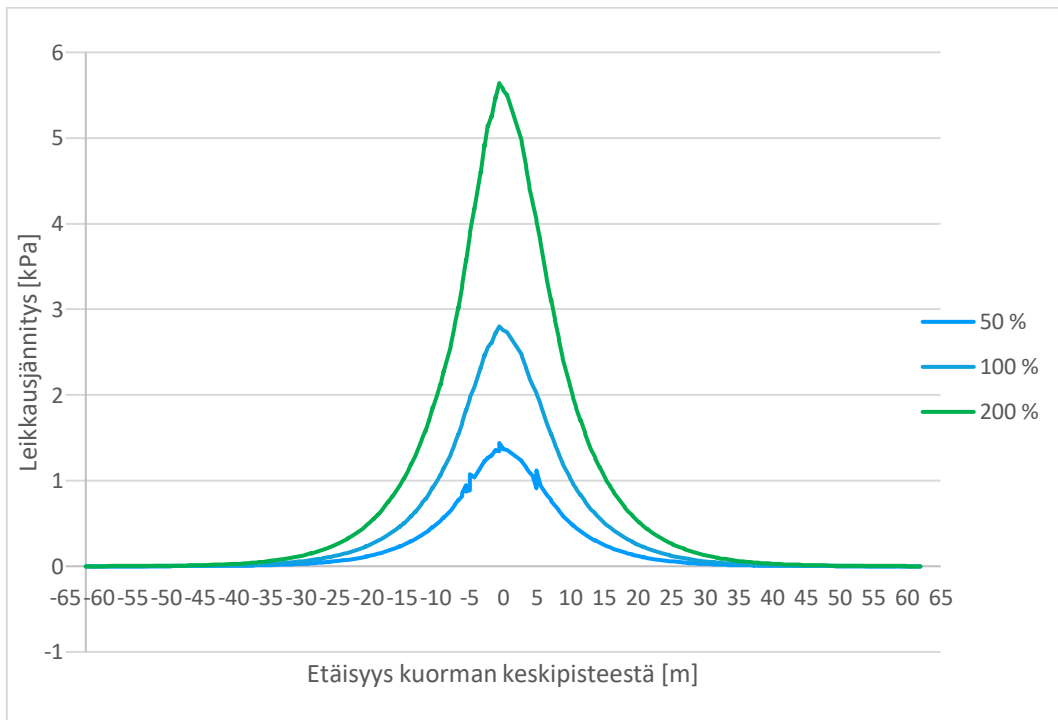
2.1.3 Kuorman vaakakomponentti

Kuorman vaakakomponentin aiheuttamaa leikkausjännitystä tutkittiin niin, että mallin laskenta tehtiin pelkän pystysuuntaisen kuorman kanssa sekä eri suuruisilla vaakakomponenteilla. Leikkausjännitystä tarkasteltiin laatan pinnalla radan pituussuunnassa. Kuormana on LM71 ilman nauhakuormia. Kuvaajassa 4 on esitetty näiden laskelmien tuloksia. Kuvaajassa 0 % tapaus on se, että vaakakuormaa ei ole lainkaan ja 100 % tapauksessa vaakakuorma on 31,25 kN/pistekuorma eli täysi laskennallinen jarrukuorma. Tuplaamalla vaakakuorma testattiin mallin jäykkyyttä ja lineaarisuutta vaakakuormien mobilisoitumisen suhteen.



Kuvaaja 4. Leikkausjännitys laatan pinnalla eri suuruisilla vaakakuormilla (LM71 ilman nauhakuormia). Sininen viiva kuvaa pelkän pystykuorman aiheuttamaa leikkausjännitystä.

Kuvaajassa 5 on esitetty pelkän vaakakomponentin aiheuttama jännitys laatan pinnalla. Kuvaaja saatiin vähentämällä vaaka- ja pystykuormat sisältävistä laskentatuloksista pelkät pystysuuntaiset kuormat sisältävän laskennan tulokset.

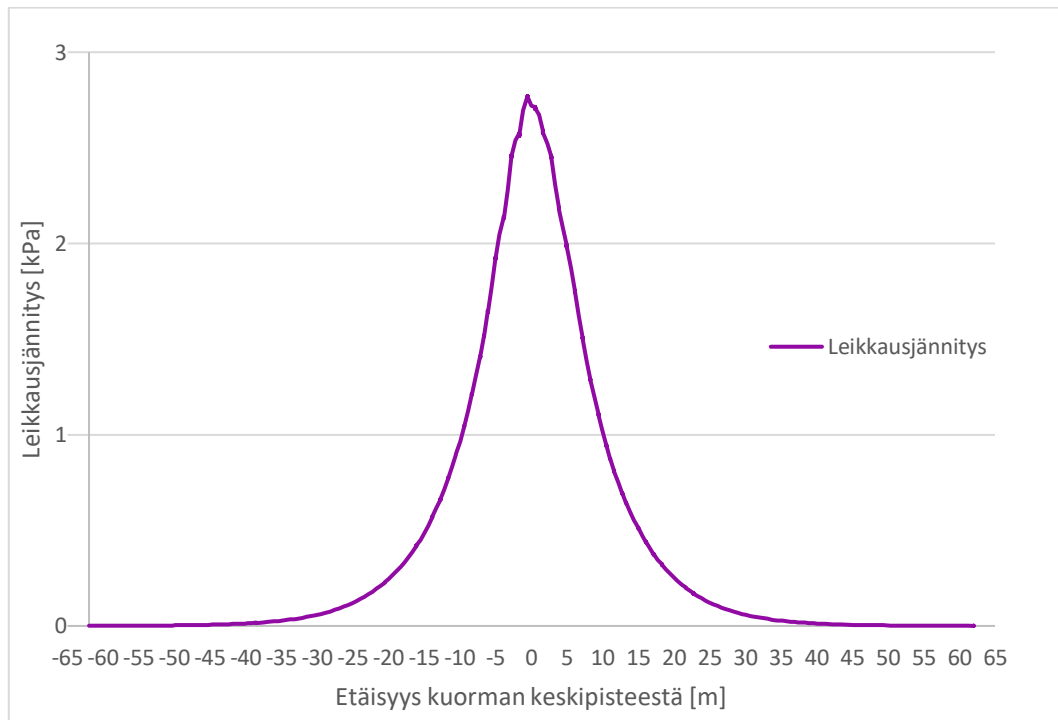


Kuvaaja 5. Kuorman LM71 ilman nauhakuormia vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pituussuunnassa.

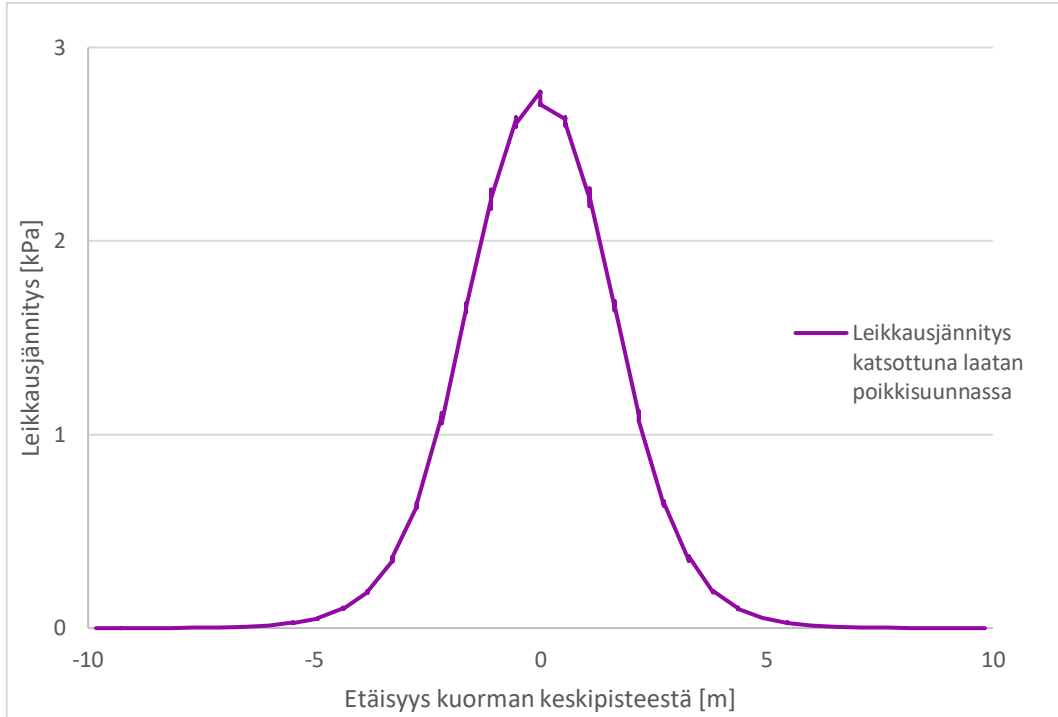
2.1.4 Resultantin tarkistuslaskelmat

Laskentatulokset tarkastettiin laskemalla vaakakomponentin aiheuttama kokonaisleikkausjännitys laatan pinnalla. Kaiken vaakakuormituksen pitäisi välittyä laatalle, jolloin tulos olisi $8 * 31,25 \text{ kN} = 250 \text{ kN}$. Tulokseksi saatiin kuitenkin vain noin 215 kN, eli vain 86 % vaakakuormasta välittyi laatan pinnalle.

Vaakakuormitusta tarkasteltiin leveämmällä mallilla, jotta varmistuttiin siitä, että mallin reunat eivät vaikuta tuloksiin ja jännitys menee nolnaan ennen mallin reunaa. Kuvaajissa 6 ja 7 on esitettyinä näiden laskentojen tulokset radan pituussuunnassa ja poikkisuunnassa. Kuvaajien perusteella ongelma ei johdu mallin reuna-alueista tai liian kapeasta mallista, sillä jännitys ehtii mennä molempiin suuntiin nolaksi ja tälläkin mallilla vaakakuorman aiheuttaman kokonaisleikkausjännityksen tulokseksi saatiin noin 215 kPa. Kuvaajat tehtiin kuormakaavion LM71 pelkkien akselikuormien laskentatuloksista 1,5 m penkereellä.



Kuvaaja 6. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama pituussuuntainen leikkausjännitys. Malli on laatan pituinen, eli mallin pohjalle mallinnettu tilavuuselementti edustaa laattaa. (Kuvissa 5–7 keltainen väri mallin pohjalla.)



Kuvaaja 7. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama pituussuuntainen leikkausjännitys katsottuna laatan poikkisuunnassa. Malli on laatan levyinen, eli mallin pohja edustaa laattaa.

Leikkausjännityksen "häviön" vuoksi tarkasteltiin myös laatan pinnassa vaikuttavaa kuormasta aiheutuvaa pystyjännitystä. Kuorman pystykomponentit ovat yhteensä $8 * 125 \text{ kN} = 1\,000 \text{ kN}$, joten niiden aiheuttaman pystyjännityksen laatan pinnalla pitäisi olla $1\,000 \text{ kN}$.

Taulukko 7. Kuormituksen aiheuttama kokonaispystyjännitys laatan pinnalla.

	1,5 m penger kuorma 4 x 250 kN
Puristusjännitys	1 070 kN
Vetojännitys	28 kPa
Erotus	1 042 kN

Vaakaresultantti on siis laskelmissa noin 45 kN liian pieni ja pystyresultantti noin 45 kN liian iso. Kuitenkin malli pysy hyvin paikallaan eikä liiku. Tätä ilmiötä ei tutkittu enempää vaan päätettiin muuttaa mallia kappaleen 2.2 mukaisesti, jotta päästäisiin ilmiöstä eroon.

2.2 Toinen laskentavaihe

Laskentamalliin tehtiin joitakin muutoksia edellä esitettyjen tulosten perusteella, jotta laskentatuloksista saataisiin tarkempia.

Tehtyjä muutoksia olivat (tärkeät muutokset lihavoituna):

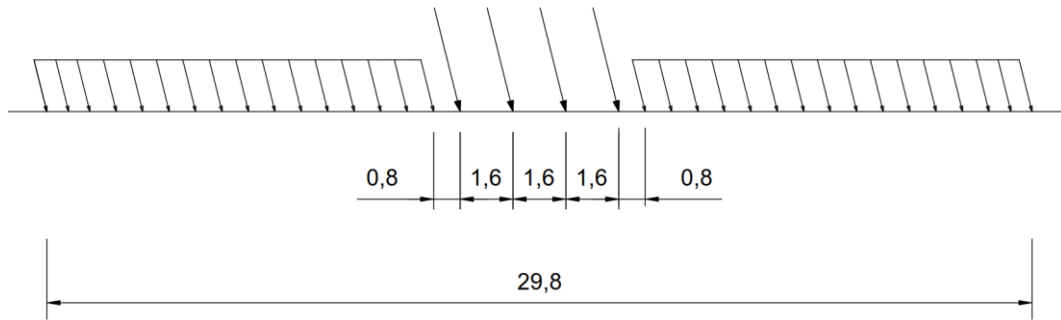
- Esilaskentavaiheessa maanpaine ratkaistaan lepopainekertoimen sijaan gravity loading -menetelmällä
- Pistekuormien määrä kolminkertaistettiin pelkästään pistekuormia sisältävillä kuormakaavioilla
- Nauhakuormien kokonaispituutta lyhennettiin
- Mallin kokoa muutettiin, niin että mallin pituus on 104 m ja leveys 20 m
- Rigid body-elementin sijaan mallinnettiin pelkkä pinta (surface), joka määritettiin siten, että se ei pääse liikkumaan pysty- tai vaakasuunnassa
- Alusrakennekerros mallinnettiin jatkumaan vaakasuorana mallin reunoille saakka
- Lisättiin yksi laskentavaihe, jossa lasketaan leikkausjännitys laatan pinnalla, kun kuormaksi on mallinnettu pelkästään pystysuuntaista kuormaa

Viimeinen laskentavaihe lisättiin, jotta saadaan laskettua kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys kokonaisleikkausjännityksestä.

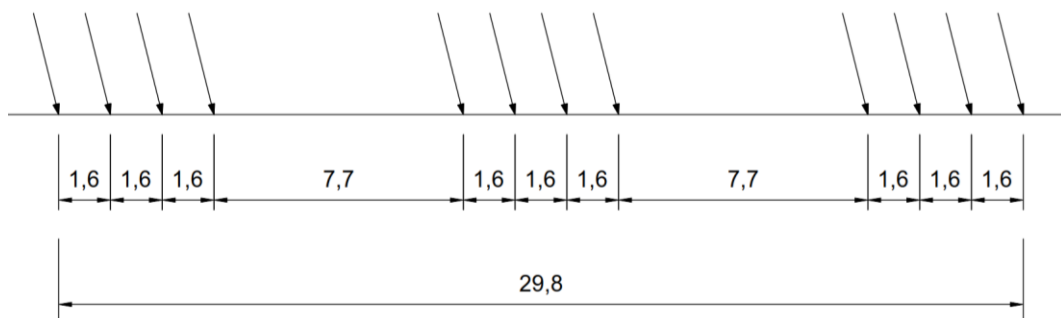
Tällä uudella mallilla leikkausjännityksen tulisi olla $3 * 250 \text{ kPa} = 750 \text{ kPa}$ kuormien lisäyksen vuoksi. Esimerkiksi 1,5 m penkereellä ja kuormakaaviolla LM71 ilman nauhakuormia saatiin laskennassa kokonaisleikkausjännitykseksi 741 kPa, eli 98,8 % tavoitearvosta.

Pistekuormien lisäyksessä käytettiin samoja kuormakaavioita kuin aiemmissakin laskelmissa. Kuormakaavioissa ei kuitenkaan lue mille etäisyydelle seuraavat akselikuormat asetetaan, joten pelkät akselikuormat sisältävästä LM71 kuormakaaviosta tehtiin kaksi eri vaihtoehtoa. Toisessa kuormien etäisyydeksi saatiin 4,65 m ja toisessa 7,7 m. Nämä etäisyyden määräytyvät kahdella eri tavalla. Lyhyempään etäisyyteen päädytään interpoloimalla niin, että jännitysvaikutus on sama kuin LM71 kuormakaavion mukaisella kuormalla. Pidempään väliin päädytään laske-
malla väli niin, että metrikohtainen kuorma (80 kN/m) on sama kuin LM71 kuormakaavion mukaisella kuormalla. Alla olevissa kuvissa on esitettyinä kuormien sijoittelut radalla.

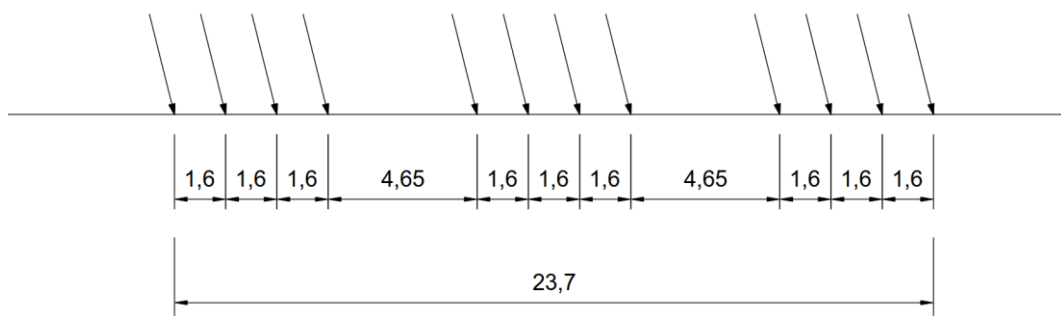
Kuvissa ilmoitetut metrikohtaiset arvot on laskettu oletuksella, että kuormat jatkuvat samanlaisina äärettömän pitkinä. Erotuksena LM71, jossa akselikuormat eivät toistu, ainoastaan viivakuorma jatkuu.



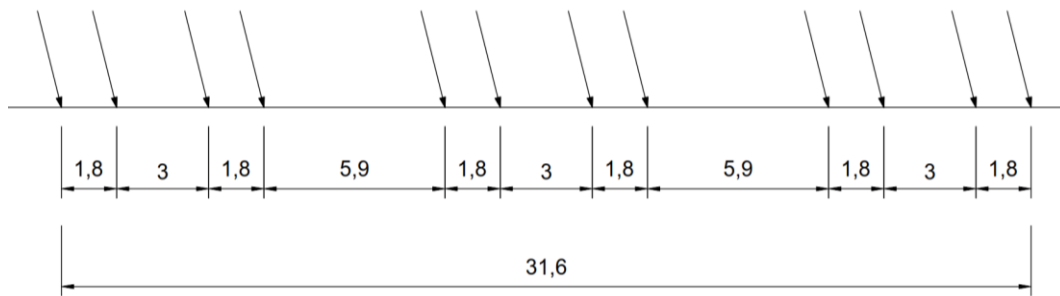
Kuva 8. Kuormakaavion LM71 mukaisesti mallinnettujen kuormien etäisyydet. Kaavion resultantti: pystykuorma: 2 872; vaakakuorma: 718 kN. Jatkovana kuormana pystykuorma 80 kN/m ja vaakakuorma 20 kN/m.



Kuva 9. Kuormakaavion LM71 mukaisesti mallinnettujen kuormien etäisyydet pelkillä akselikuormilla. Akseliryhmien etäisyys toisistaan kuormakaavion E4 mukaisesti (jäljempänä tässä liitteessä käytetään nimitystä LM71 E4). Kaavion resultantti: pystykuorma: 3 000; vaakakuorma: 750 kN. Jatkovana kuormana pystykuorma 80 kN/m ja vaakakuorma 20 kN/m.



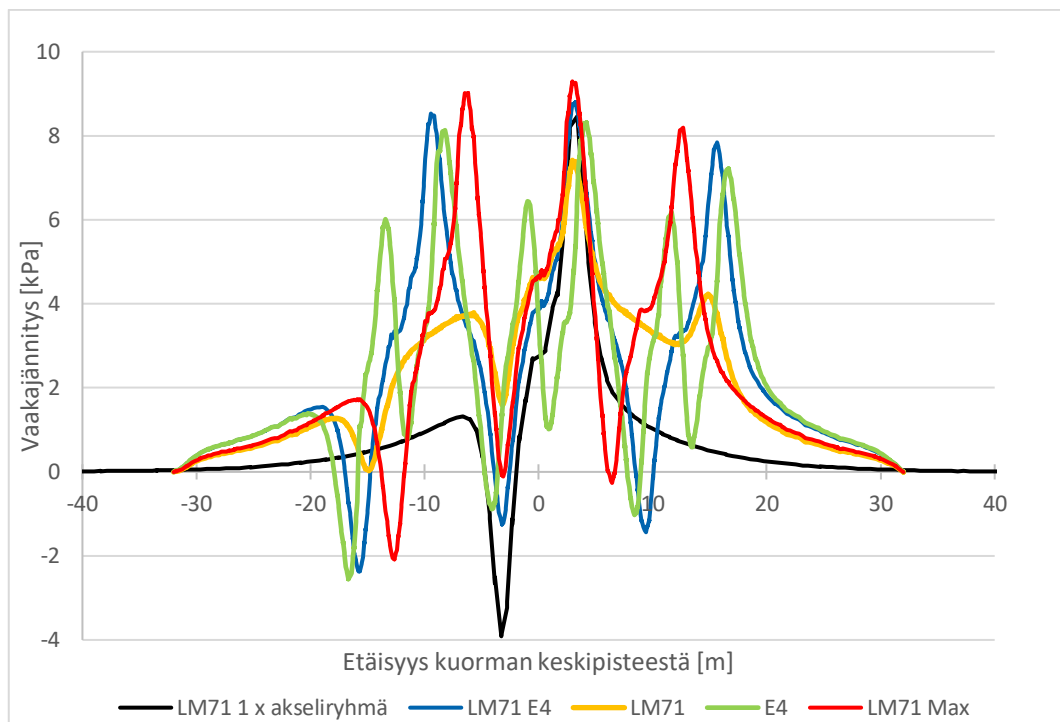
Kuva 10. Kuormakaavion LM71 mukaisesti mallinnettujen kuormien etäisyydet pelkillä akselikuormilla. Akseliryhmien etäisyys toisistaan sovitettu niin, että jännityksen maksimi vastaa kuormituskaaviota LM71 (jäljempänä LM71 Max). Kaavion resultantti: pystykuorma: 3 000; vaakakuorma: 750 kN. Jatkovana kuormana pystykuorma 105.8 kN/m ja vaakakuorma 26,5 kN/m.



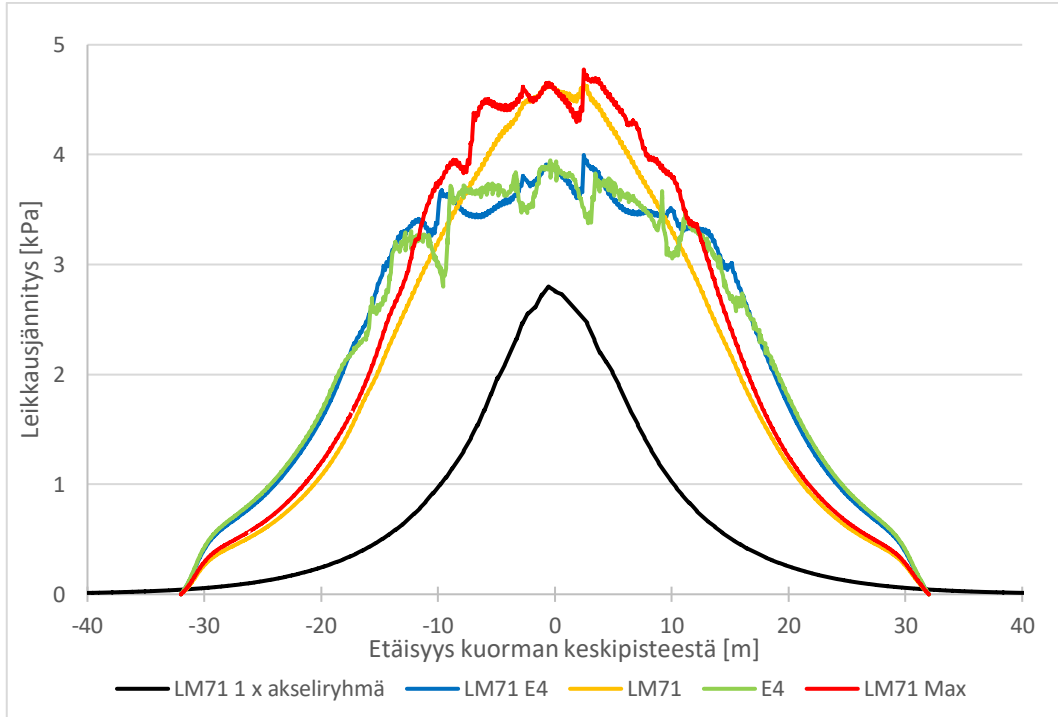
Kuva 11. Kuormakaavion E4 mukaisesti mallinnettujen kuormien etäisyydet. Kaavion resultantti: pystykuorma: 3 000; vaakakuorma: 750 kN. Jatkuvana kuormana pystykuorma 80 kN/m ja vaakakuorma 20 kN/m.

Kuvaajassa 8 on esitettyinä näiden kuormakaavioiden mukaisesti mallinnettujen kuormien aiheuttama pituussuuntainen leikkausjännitys 1,5 m syvyydessä olevan laatan pinnalla. Mustalla kuvaajassa on ensimmäisen vaiheen (yksi akseliryhmä) mukainen leikkausjännitys.

Kuvaajassa 9 on esitettyinä pelkän vaakakomponentin aiheuttama pituussuuntainen leikkausjännitys laatan pinnalla.



Kuvaaja 8. Leikkausjännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla (kyseisessä kuvassa vielä 66 m pitkällä mallilla jota käytettiin laskentojen välivaiheessa).

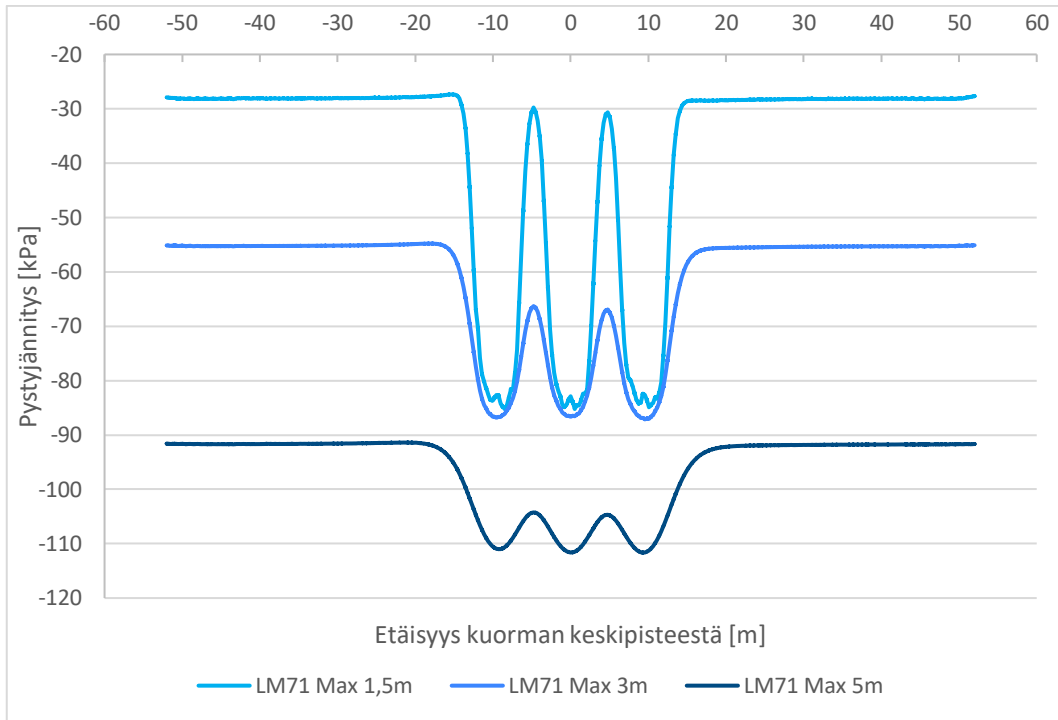


Kuvaaja 9. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys mallin pituussuunnassa 1,5 m syvyydessä (kyseisessä kuvassa vielä 66 m pitkällä mallilla jota käytettiin laskentojen välivaiheessa).

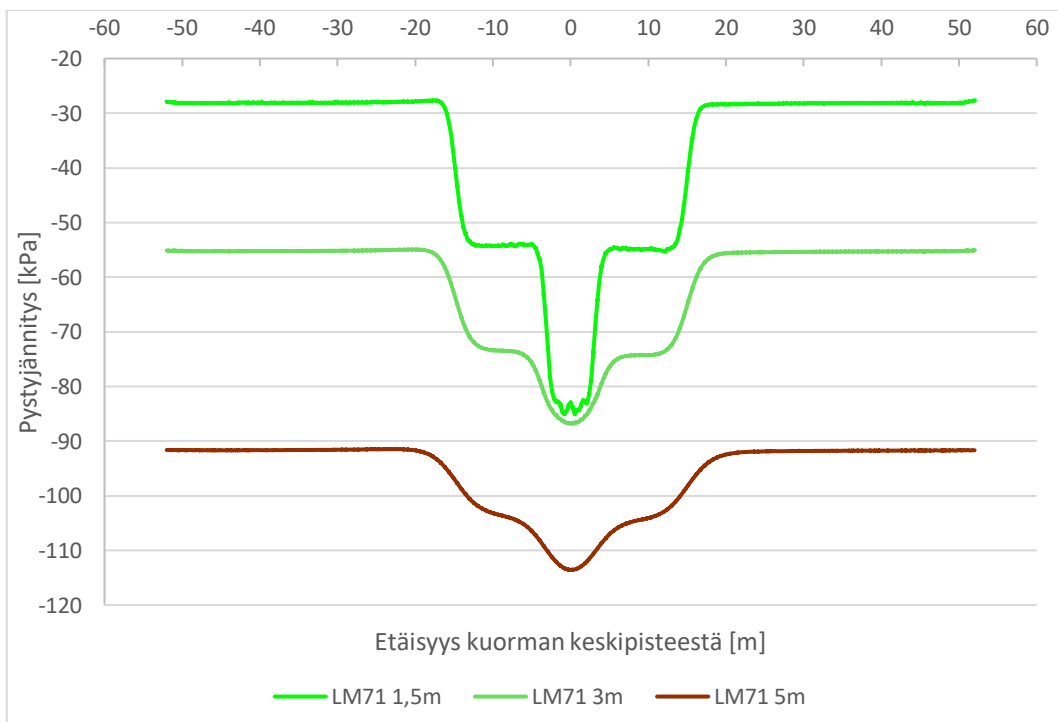
2.2.1 Toisen vaiheen tulokset

Kuvaajissa 10–22 on esitettyä laskentojen tuloksia eri korkuisilla ratapenkereillä ja eri kuormitusvaihtoehdoilla.

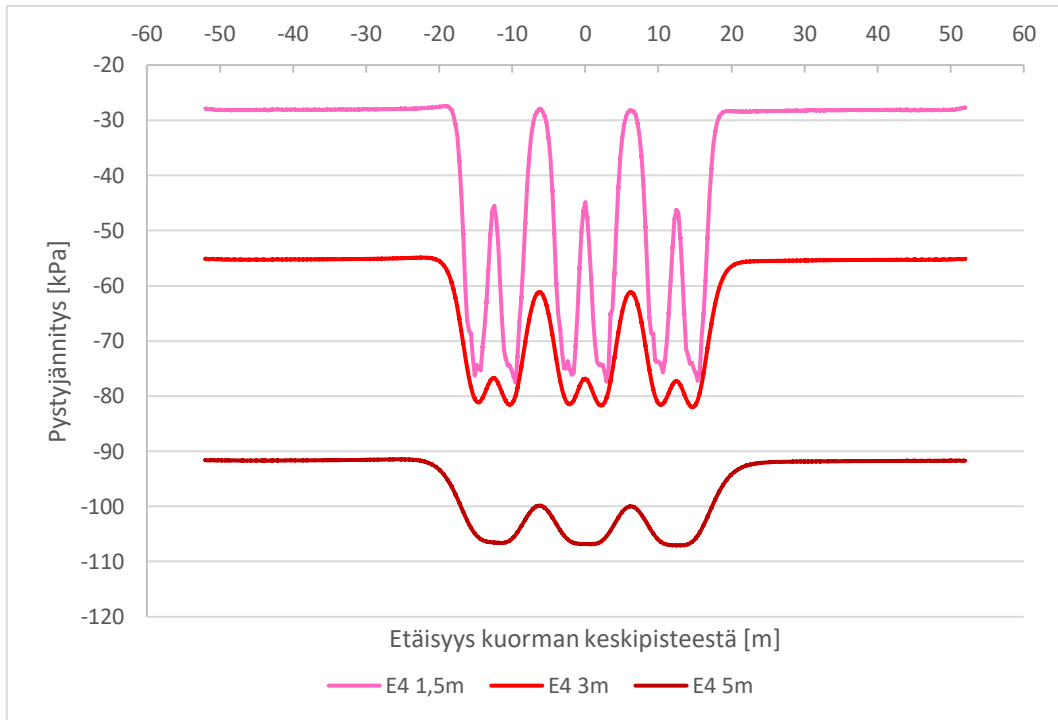
Kuvaajista 10–15 nähdään, miten pystyjännitys laatan pinnalla vaihtelee eri penkerkorkeuksilla ja kuormakaavioilla. Korkeammalla penkereellä maan painon aiheuttama jännitys on suurempaa kuin pienemmillä penkereillä ja kuorman aiheuttama jännityksen kasvu on pienempää. Kuormakaavion E4 mukainen pidempi väli pistekuormissa aiheuttaa pienempiä maksimijännityksiä kuin muilla kuormakaavioilla.



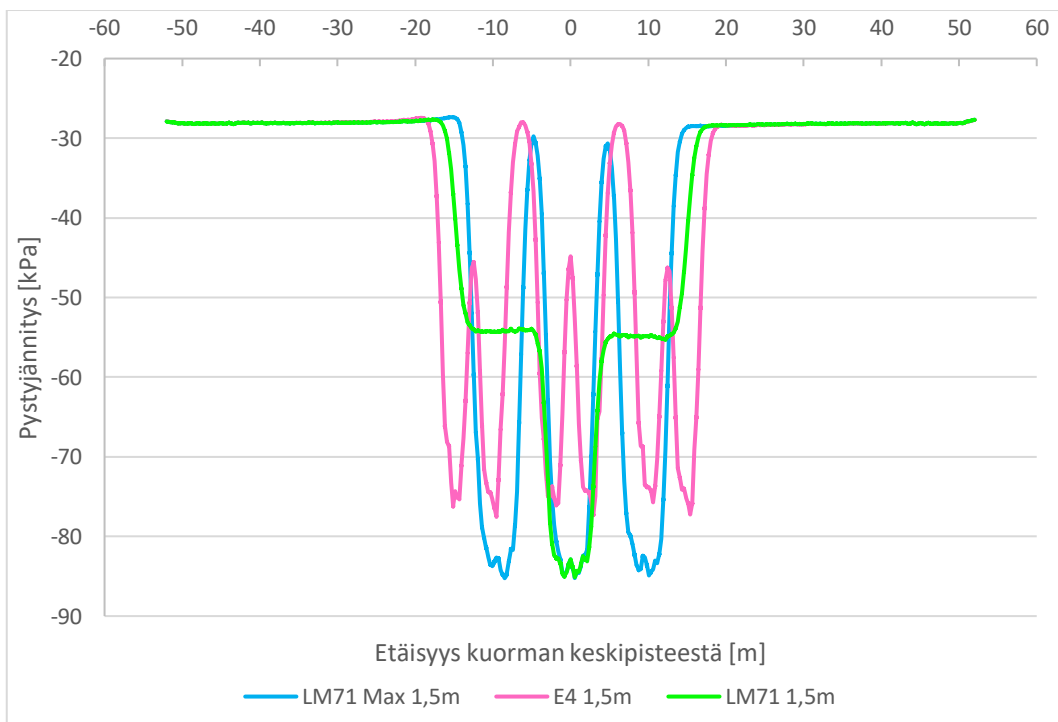
Kuvaaja 10. Pystyjännitys laatan pinnalla eri pengerkorkeuksilla kuormakaaviolla LM71 Max pelkkien akseliryhmien kanssa.



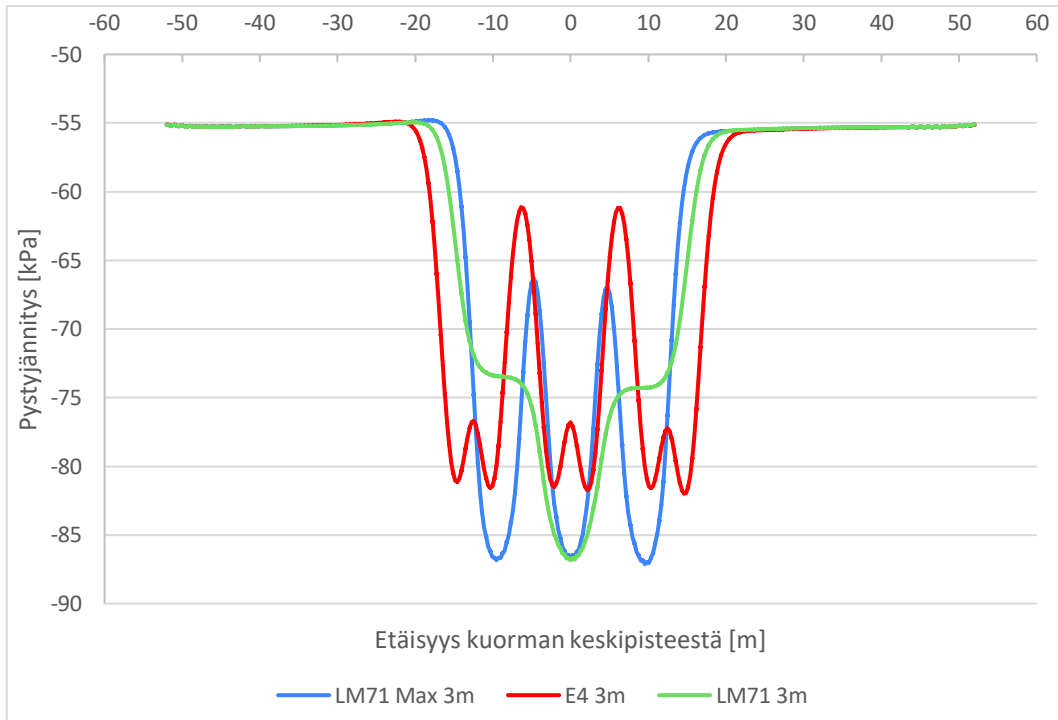
Kuvaaja 11. Pystyjännitys laatan pinnalla eri pengerkorkeuksilla kuormakaaviolla LM71 nauhakuormien kanssa.



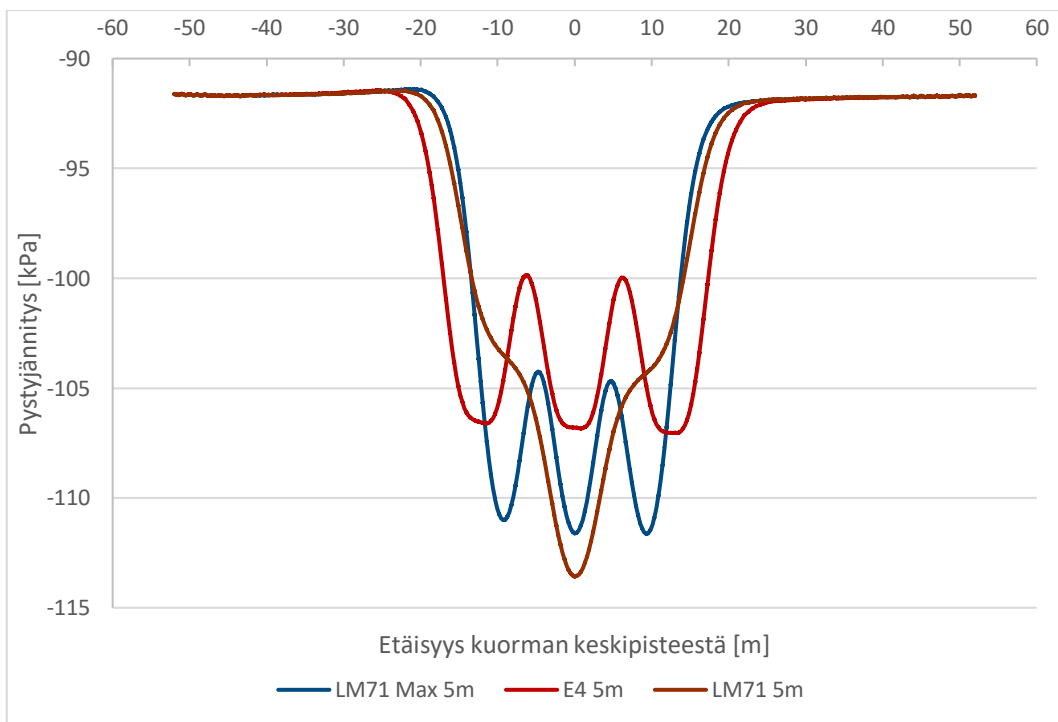
Kuvaaja 12. Pystyjännitys laatan pinnalla eri pengerkorkeuksilla standardin EN-15528 kuormakaaviolla E4.



Kuvaaja 13. Pystyjännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla 1,5 m pengerkorkeudella.

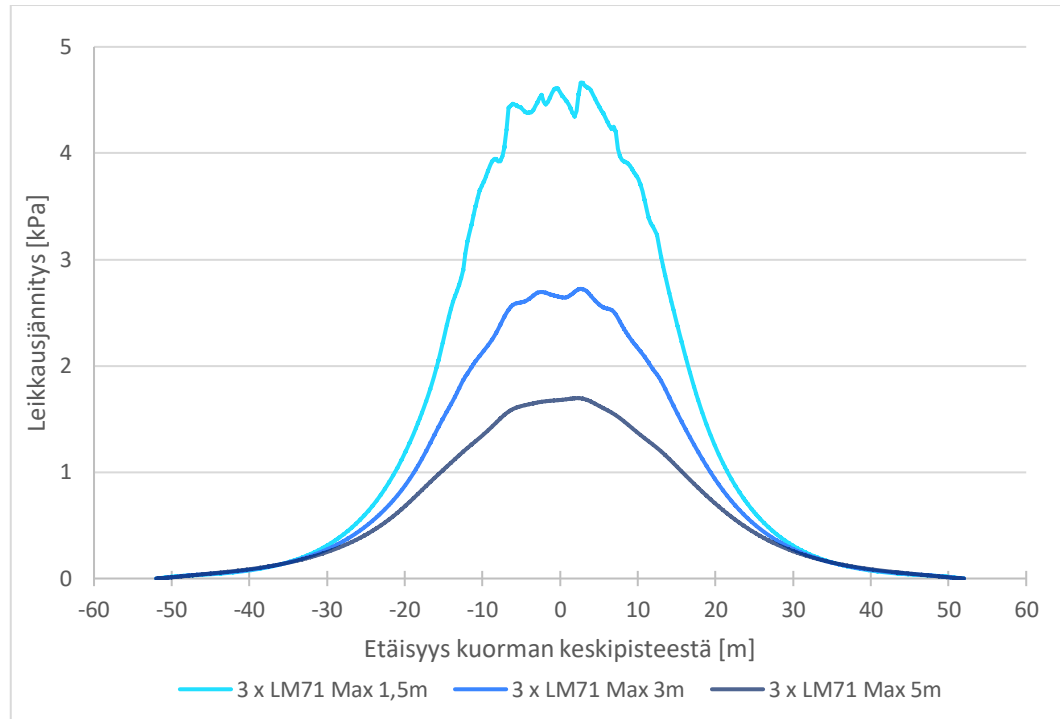


Kuvaaja 14. Pystyjännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla 3 m pengerkorkeudella.

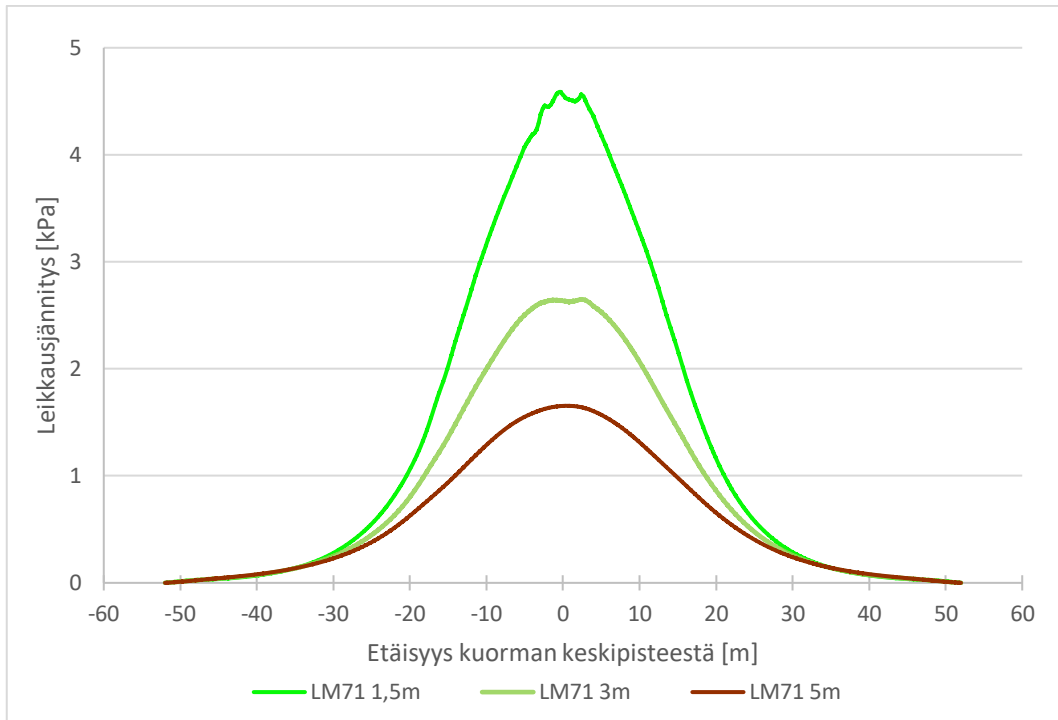


Kuvaaja 15. Pystyjännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla 5 m pengerkorkeudella.

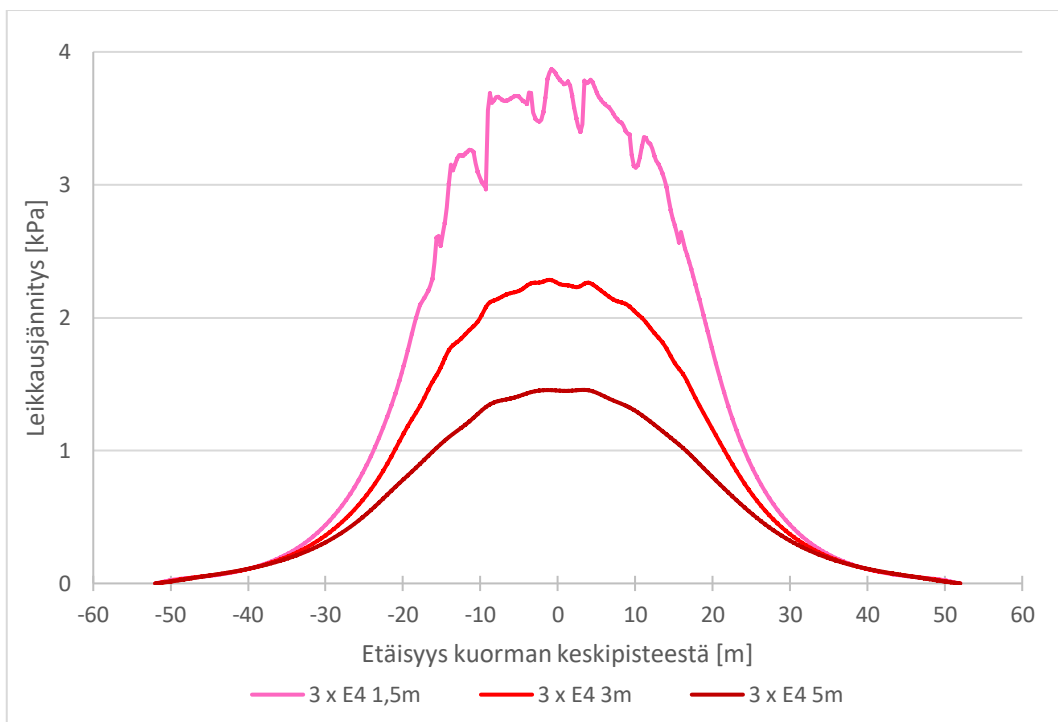
Kuvaajissa 16–21 on esitettyä kuorman vaakakomponentin aiheuttaman pituus-suuntaisen leikkausjännityksen suuruudet laatan pinnalla eri kuormakaaviolla ja pengerkorkeuksilla. Kuvaajassa 22 radan pituussuuntainen leikkausjännitys laatan pinnassa on esitettyä radan poikkisuunnasta katsottuna. Laskentamallin kuormakaaviona oli LM71 nauhakuormien kanssa.



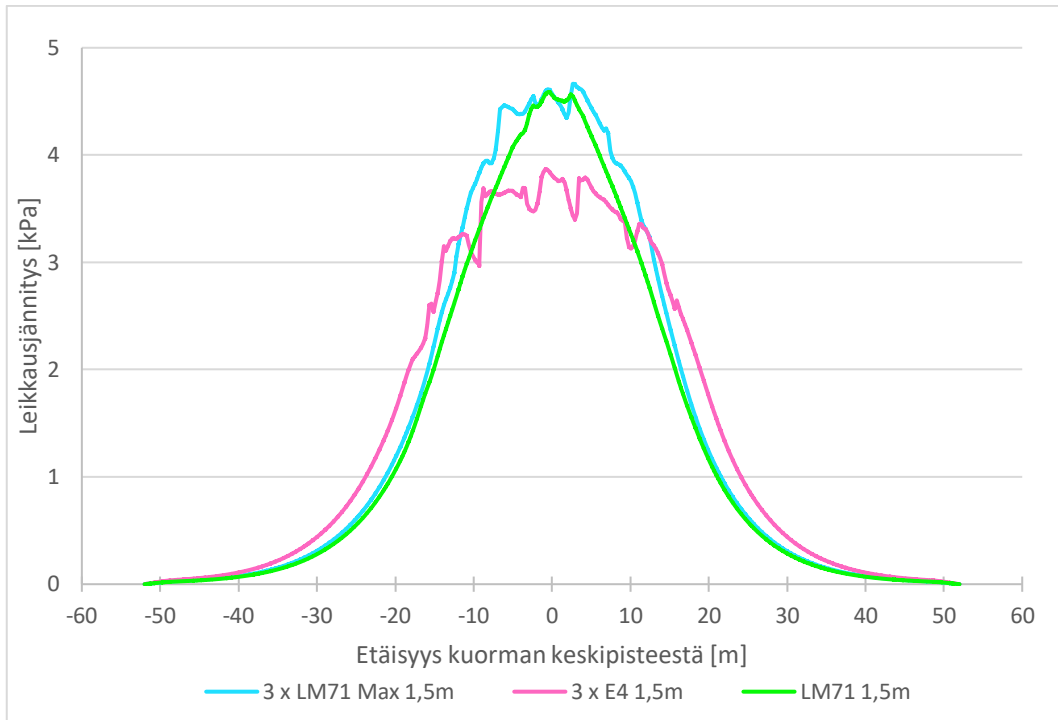
Kuvaaja 16. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla eri pengerkorkeuksilla kuormakaaviolla LM71 Max.



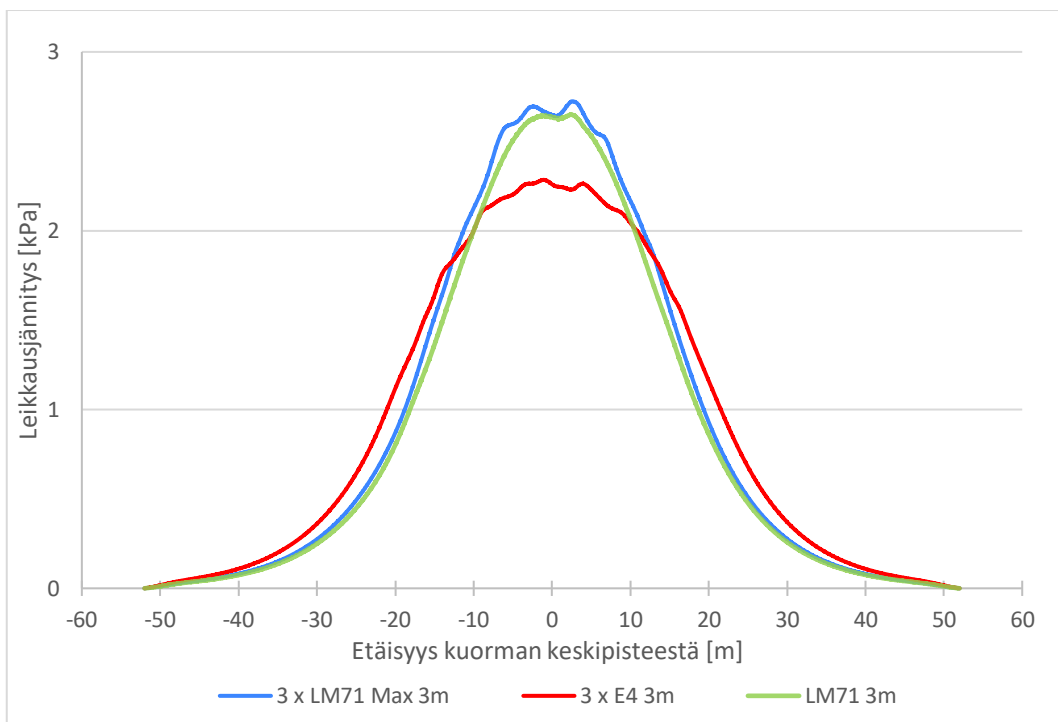
Kuvaaja 17. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla eri pengerkorkeuksilla kuormakaaviolla LM71 (nauhakuormien kanssa).



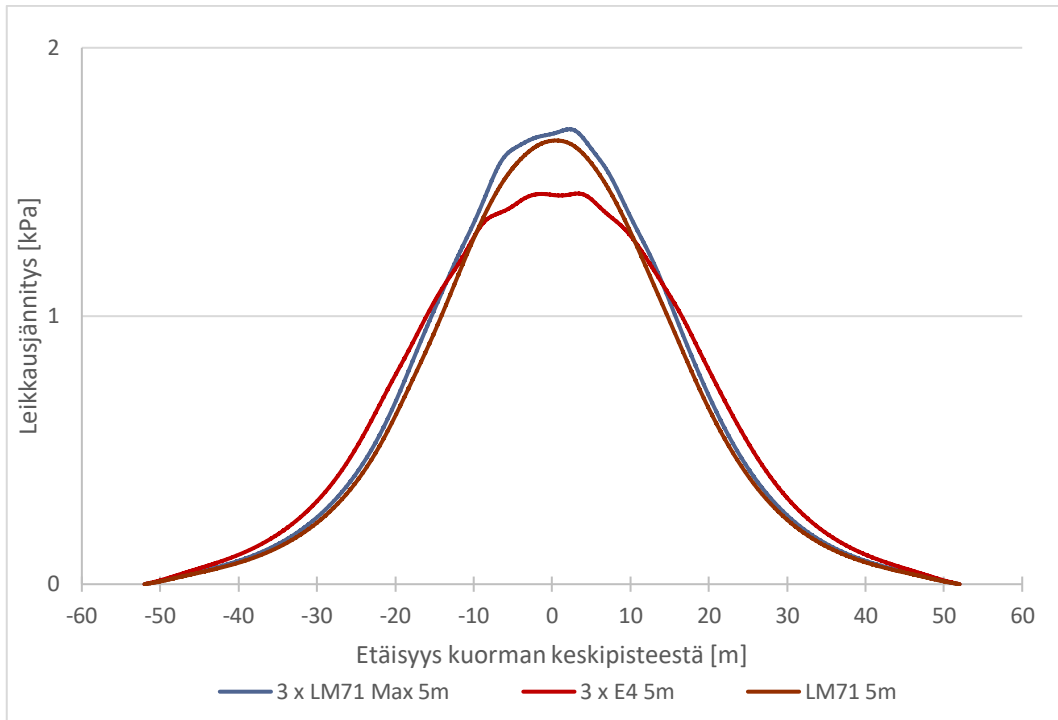
Kuvaaja 18. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla eri pengerkorkeuksilla kuormakaaviolla E4.



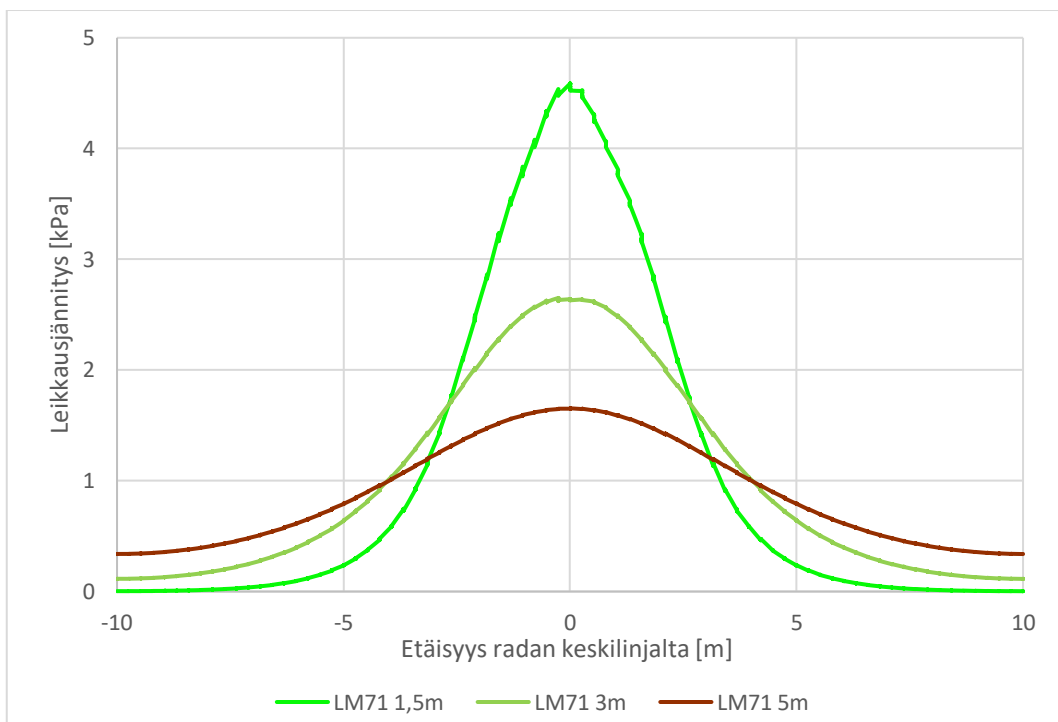
Kuvaaja 19. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla 1,5 m pengerkorkeudella.



Kuvaaja 20. Leikkausjännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla 3 m pengerkorkeudella.



Kuvaaja 21. Leikkausjännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla 5 m pengerkorkeudella.



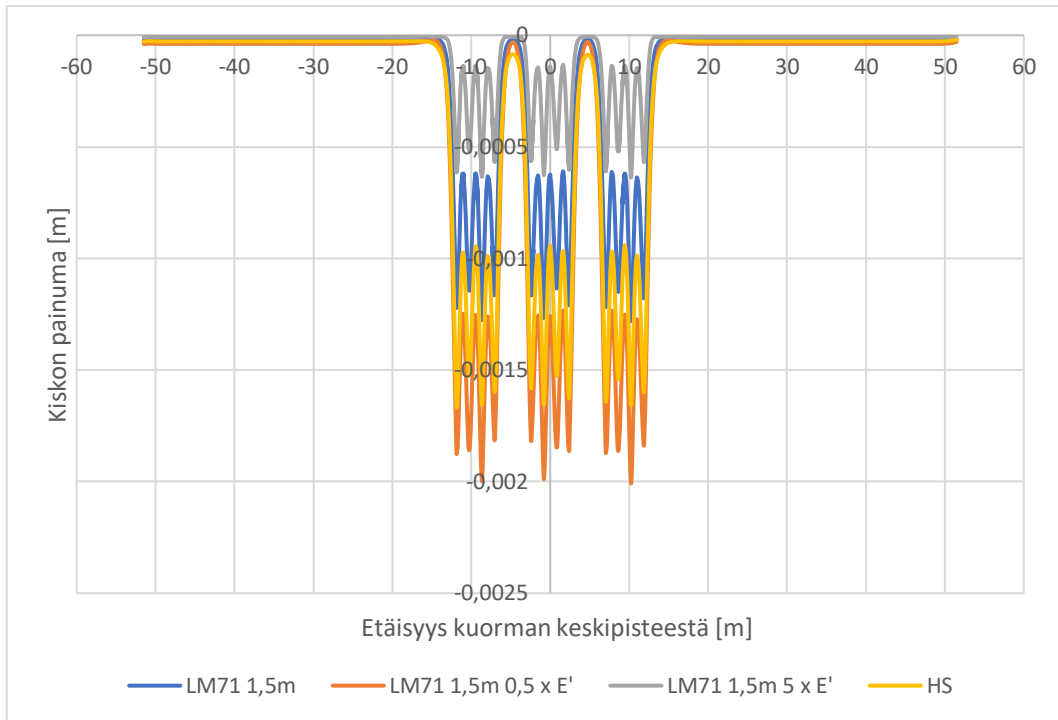
Kuvaaja 22. Leikkausjännitys laatan pinnalla katsottuna radan poikkisuunnassa.

2.2.2 Maan jäykkyyden vaikutus tuloksiin

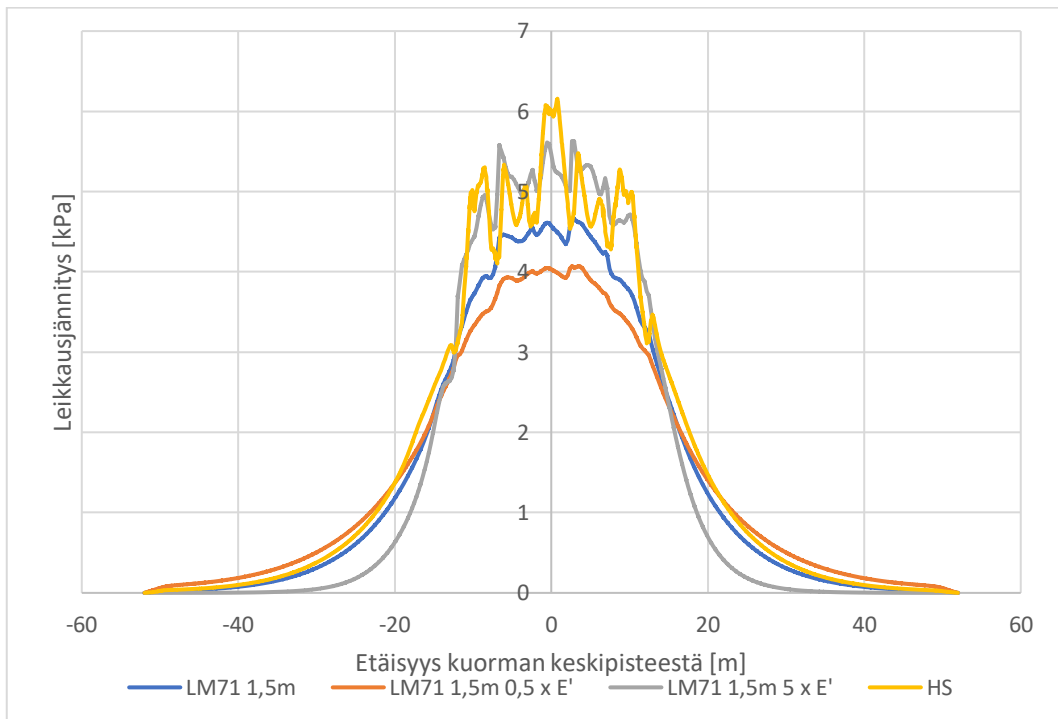
Maan jäykkyyden vaikutusta laskentatuloksiin tutkittiin mallilla, jossa jäykkä laatta on 1,5 m syvyydessä. Kuormana on kuvan 11 mukainen kuormakaavio **LM71 Max**. Vertailulaskelmat tehtiin puolittamalla jäykkyydsarvot sekä viisinkertaistamalla maan jäykkyydsarvot. Vertailun vuoksi laskettiin myös HS-mallilla yksi kuormitus-kerta.

Taulukko 8. Vertailussa käytetyt jäykkyydsarvot.

		Tukikerros [kN/m ²]	Väli- ja eristyskerros [kN/m ²]
Alkuperäiset jäykkyydsarvot	E'	173 500	108 400
	G	70 720	44 200
	E _{oed}	200 000	125 000
Puolitetut jäyk- kyysarvot	0,5 * E'	86 750	54 200
	0,5 * G	35 360	22 100
	0,5 * E _{oed}	100 000	62 500
Viisinkertaiset jäykkyydsarvot	5 * E'	867 500	542 000
	5 * G	353 600	221 000
	5 * E _{oed}	1 000 000	625 000
Vertailuarvot HS-malli	E ₅₀	250 000	150 000
	E _{oed}	200 000	130 000
	E _{ur}	500 000	450 000



Kuvaaja 23. Kiskon pystysuuntainen siirtymä metreissä (LM71 Max).



Kuvaaja 24. Pituussuuntainen leikkausjännitys laatan pinnalla. Leikkaus keskellä laattaa (LM71 Max).

2.3 Kolmas laskentavaihe

Kolmatta laskentavaihetta varten mallin parametreja tarkennettiin ja kuormakäivon LM71 nauhakuorman pituutta muutettiin. Tavoitteena on löytää maksimi-arvot kokonaisjäykkyydelle, joten radan rakennekerrosten parametrit valittiin mahdollisimman jäykkien materiaalien mukaisiksi.

Välikerroksen soralle voidaan olettaa parametrit, jotka ovat taulukon 5 mukaisia Hardening Soil -materiaalimallilla. Nämä arvot muunnettiin ensin sopivaksi Mohr-Coulomb-mallille ja sen jälkeen arvot sovitettiin vielä murskeelle käyttämällä 30 % korkeampia arvoja. Laskennoissa käytettiin väli- ja eristyskerroksen materiaalina mursketta. Tukikerroksen HS-mallin parametreina käytettiin Liikenneviraston ohjeessa 28/2017 (Kalliainen & Kolisoja, s. 16) esitettyjä parametreja tukikerrokselle. Taulukossa 10 on esitettyinä kerrosten materiaaliparametrit käännettynä Mohr-Coulomb-mallin parametreiksi.

Taulukko 9. Radan rakennekerrosten parametrit HS-mallilla.

	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	m	c	ϕ'	ψ	K_0	v_{ur}
Väli- ja eristyskerros, sora	200	190	400	0,5	10	42	5	0,347	0,3
Tukikerros	275	230	550	0,5	20	45	10	0,3	0,2

Taulukko 10. Parametrit Mohr-Coulomb-mallilla.

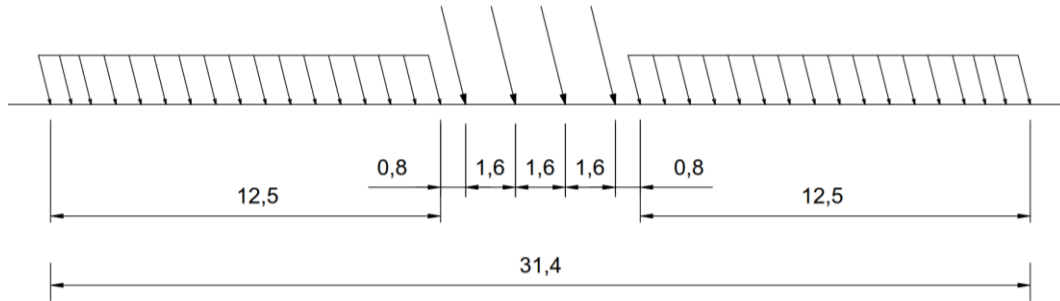
	E (MPa)	G (MPa)	E_{oed} (MPa)	v_{nu}
Väli- ja eristyskerros, sora	230	88,5	309,6	0,3
Väli- ja eristyskerros, murske	299	115	402,5	0,3
Tukikerros	340	130,8	457,7	0,3

Parametrien muunnos HS-mallista Mohr-Coulomb-malliin tehtiin Plaxiksen avulla. Maakerroksille syötettiin ensin HS-mallin mukaiset parametrit, jonka jälkeen materiaalimalliksi valittiin Mohr-Coulomb. Plaxis kääntää tällöin automaattisesti arvot Mohr-Coulomb-mallin parametreiksi, mutta muunnoksessa Poissonin luvun (v_{nu}) arvoksi tulee 0. Poissonin luvun arvoksi muutettiin kuitenkin 0,3 ja E_{oed} arvo pidettiin samana, jolloin parametrien E ja G arvot muuttuivat vastaaviksi.

Nauhakuormaa muutettiin laskentamallissa niin, että yhden nauhakuorman kokonaisvaikutus on sama kuin yhden akseliryhmän, eli pystysuunnassa 1 000 kN ja vaakasuunnassa 250 kN. Yhden 80 kN/m suuruisen nauhakuorman pituudeksi tulee tällöin 12,5 m.

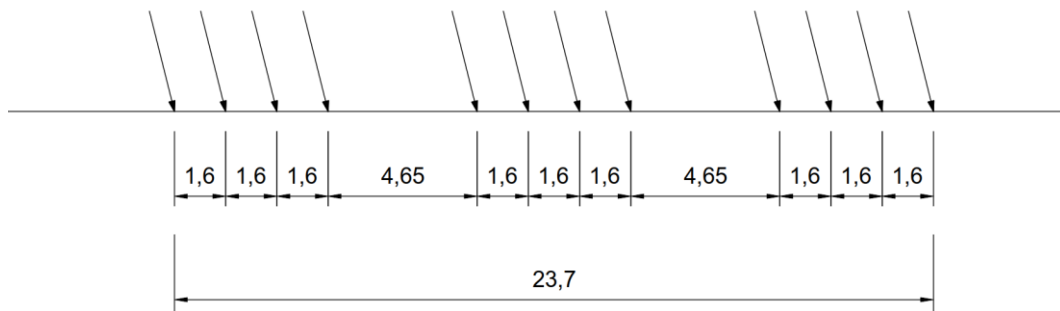
2.3.1 Kolmannen laskentavaiheen kuormakaaviot

LM71:



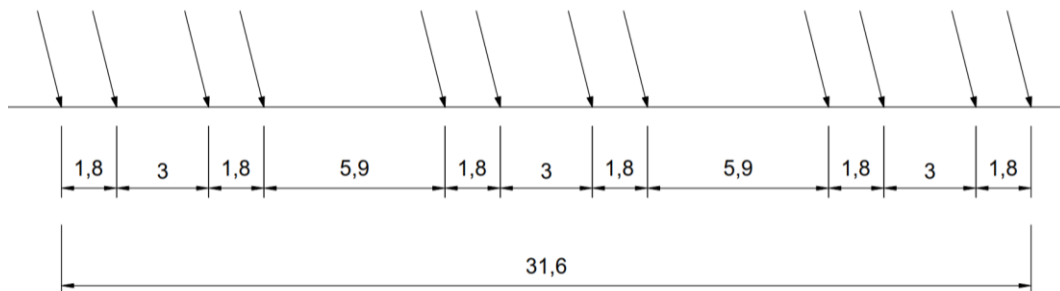
Kuva 12. Kuormakaavion LM71 mukaisesti mallinnetut kuormat kolmannessa laskentavaiheessa (pystykuorma 3 000 kN/80 kN/m, vaakakuorma 750 kN/20 kN/m).

LM71 MAX:



Kuva 13. Kuormakaavion LM71 MAX mukaisesti mallinnetut kuormat kolmannessa laskentavaiheessa (pystykuorma 3 000 kN / 105,8 kN/m, vaakakuorma 750 kN / 26,5 kN/m). (Jotta saavutetaan sama vaikutus kuin LM71 akselikuormia lähellä sijaitsevat nauhakuormat (kuva 11) on akseliryhmät jouduttu sijoittamaan niin lähelle toisiaan, että metrikohtaiseksi kuormaksi tulee 105,8 kN/m.)

E4:

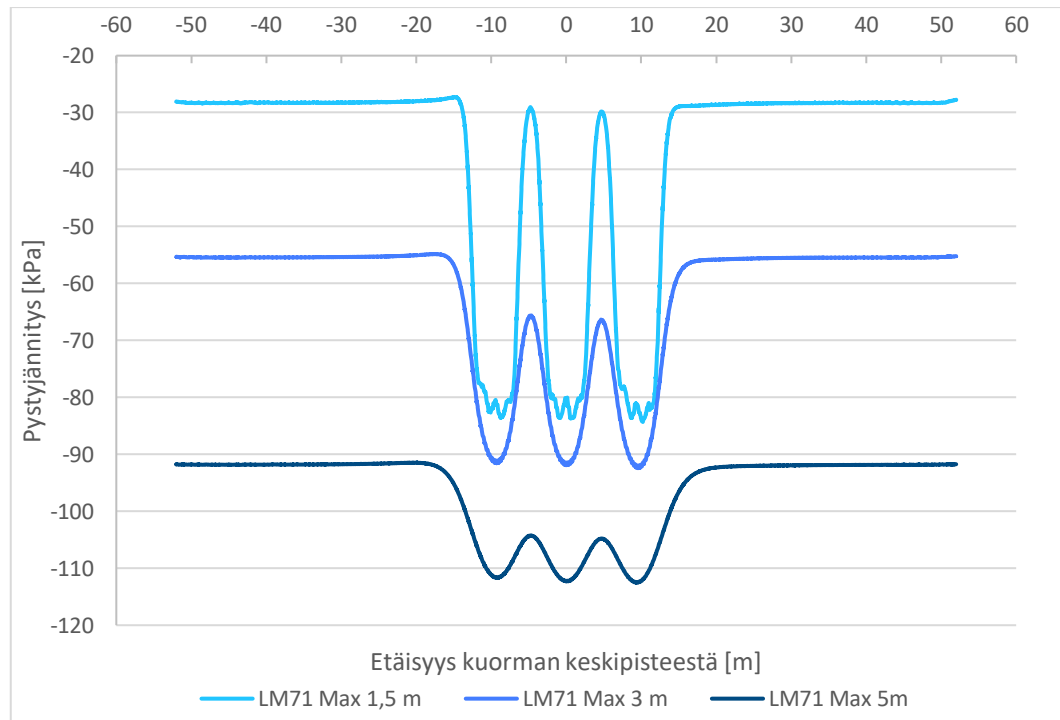


Kuva 14. Kuormakaavion E4 mukaisesti mallinnetut kuormat kolmannessa laskentavaiheessa (pystykuorma 3 000 kN / 80 kN/m, vaakakuorma 750 kN / 20kN/m).

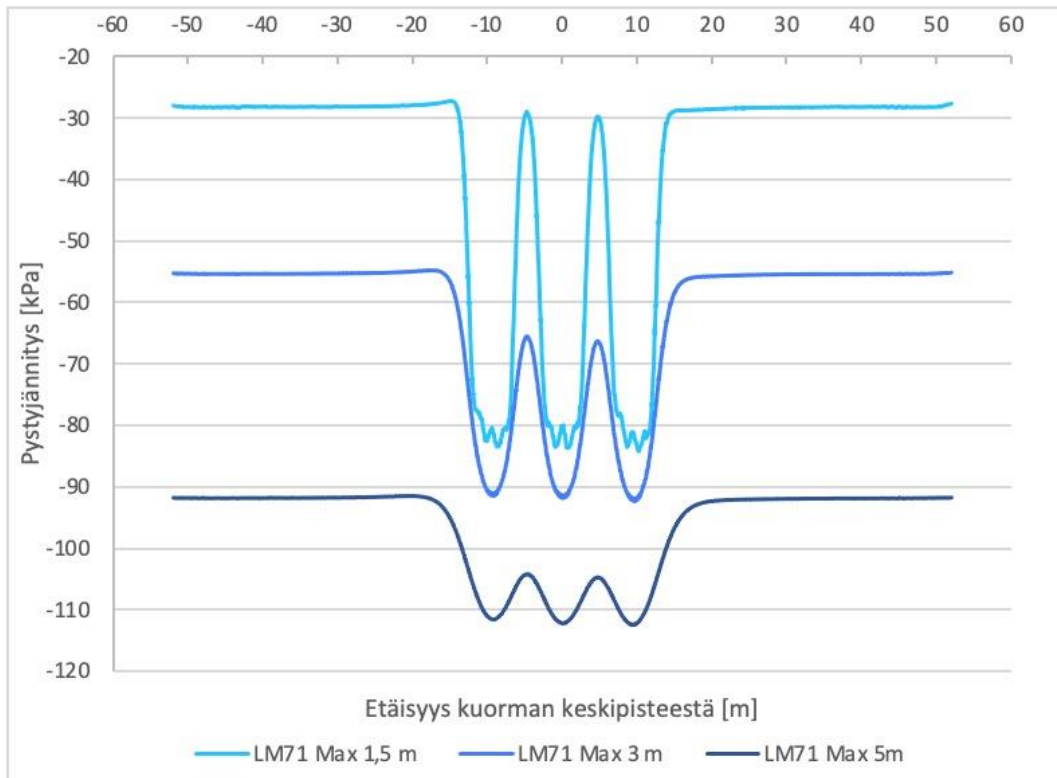
Kuvien 13–15 metrikohtaiset arvot on laskettu olettamalla, että kuormat jatkuvat äärettömän pitkinä.

2.3.2 Kolmannen laskentavaiheen tulokset

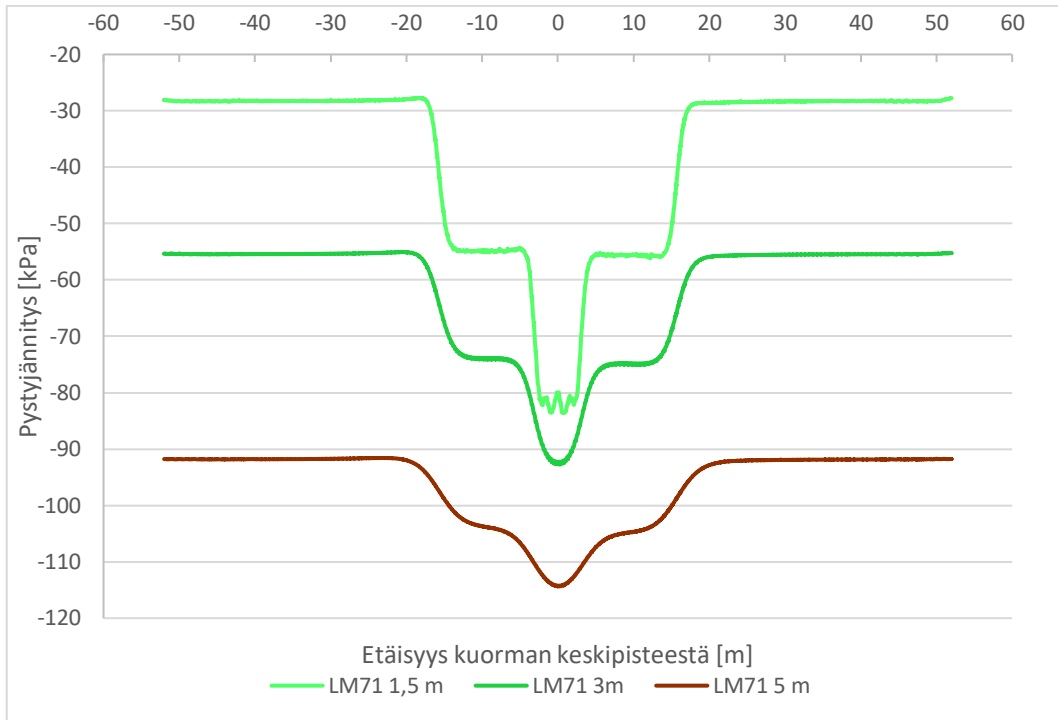
Kuvaajissa 25–36 on esitetty kolmannen laskentavaiheen tulokset eri pengerkorkeuksilla ja kuormakaaviolla. Normaalijännityskuvaajat eivät juurikaan eroa toisen laskentavaiheen kuvaajista. Leikkausjännitys sen sijaan keskittyy lähemmäs kuormaa, jolloin huippuarvo myös kasvaa.



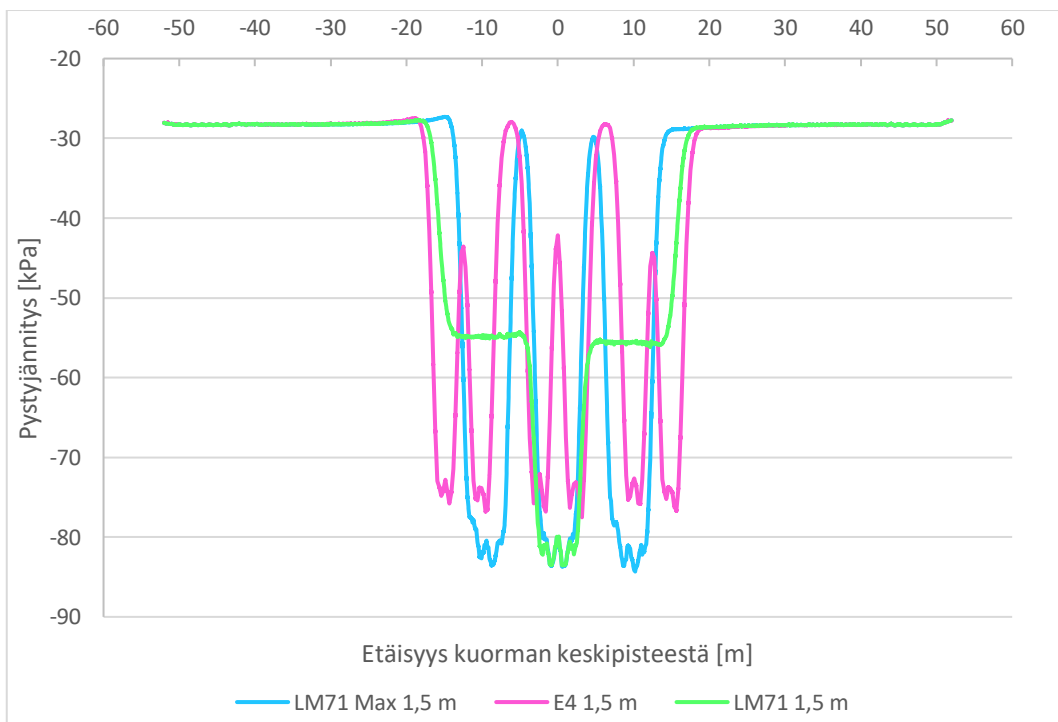
Kuvaaja 25. Normaalijännitys laatan pinnalla kuormakaaviolla LM71 Max eri pengerkorkeuksilla.



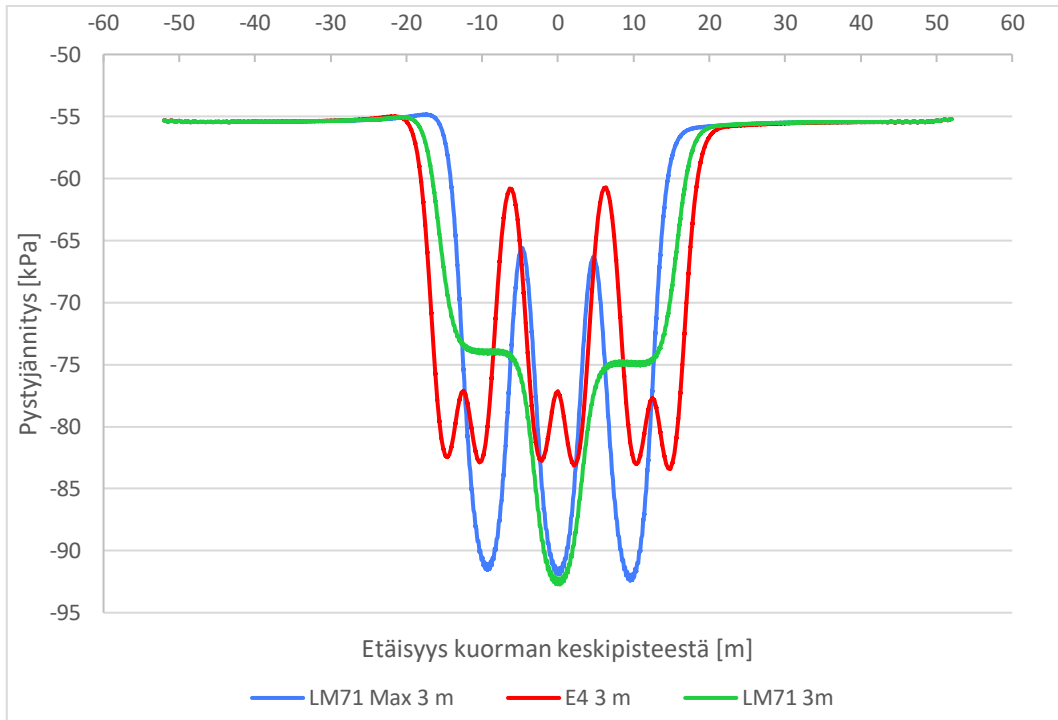
Kuvaaja 26. Normaalijännitys laatan pinnalla kuormakaaviolla E4 eri pengerkorkeuksilla.



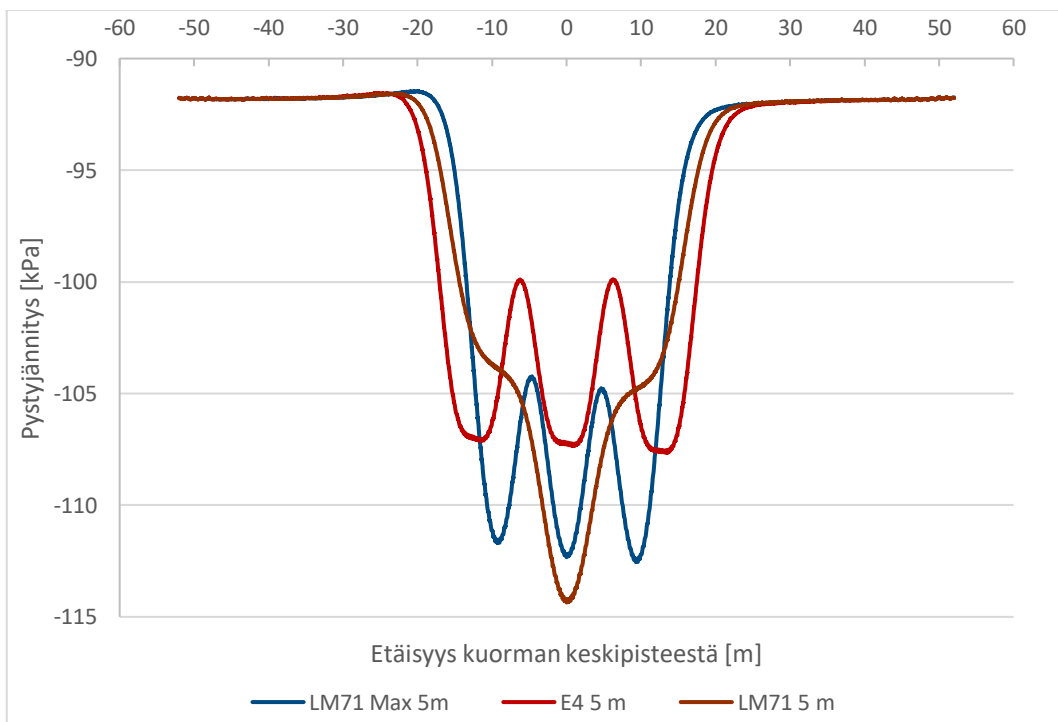
Kuvaaja 27. Normaalijännitys laatan pinnalla kuormakaaviolla LM71 nauhakuormien kanssa eri pengerkorkeuksilla.



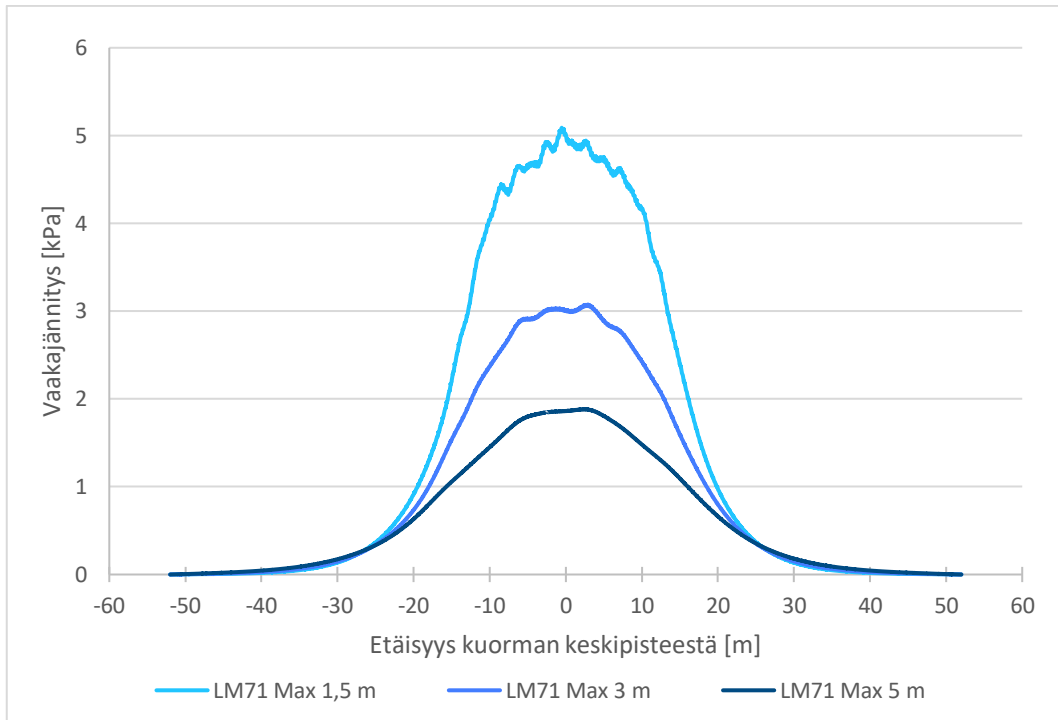
Kuvaaja 28. Normaalijännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla 1,5 m pengerkorkeudella.



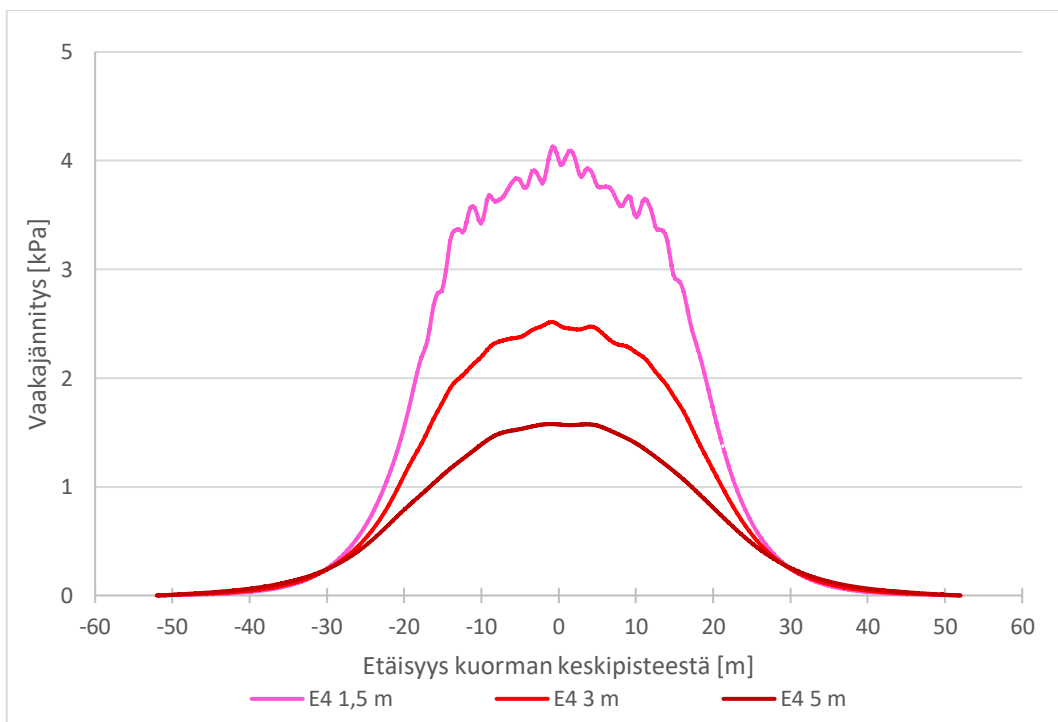
Kuvaaja 29. Normaalijännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla 3 m pengerkorkeudella.



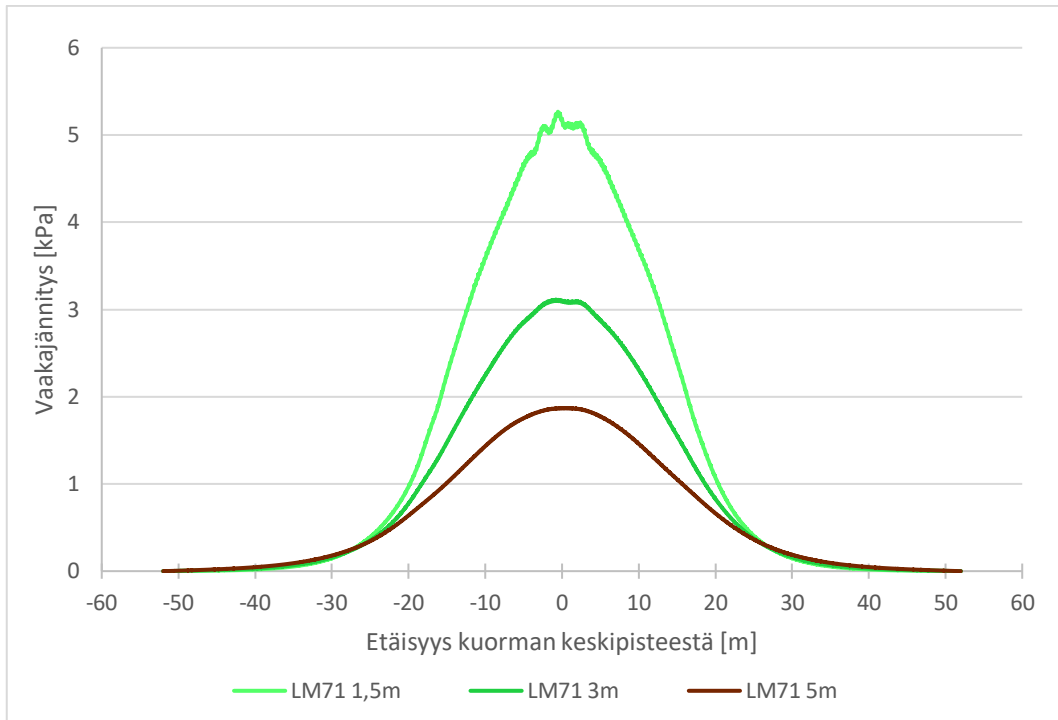
Kuvaaja 30. Normaalijännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla 5 m pengerkorkeudella.



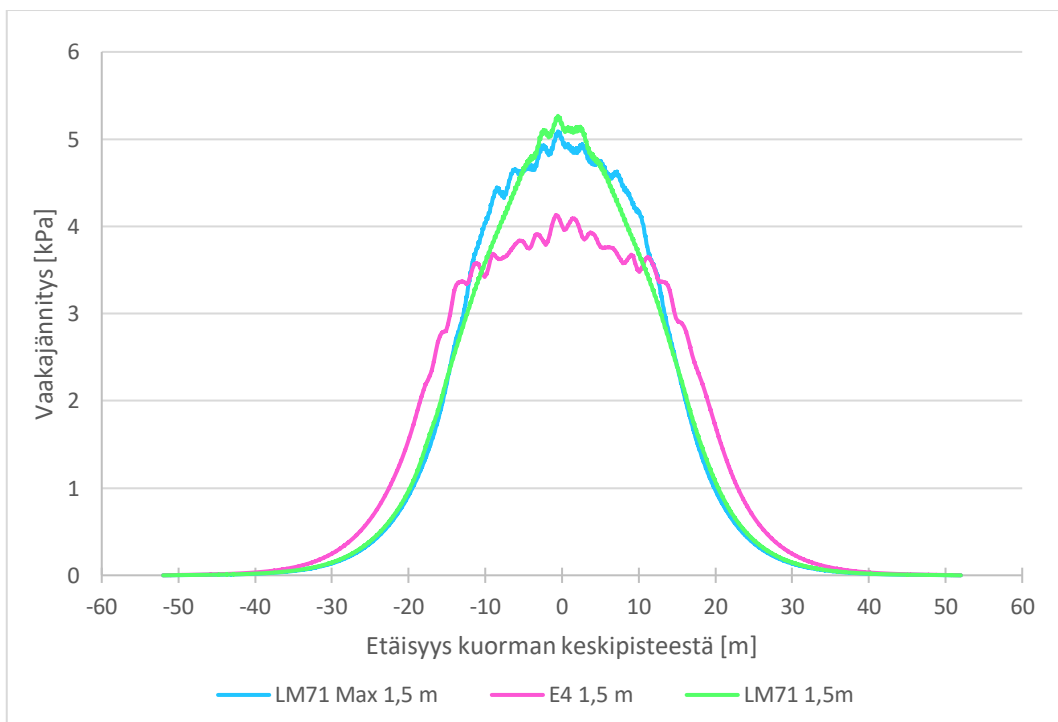
Kuvaaja 31. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla kuormakaaviolla LM71 Max ja eri pengerkorkeuksilla.



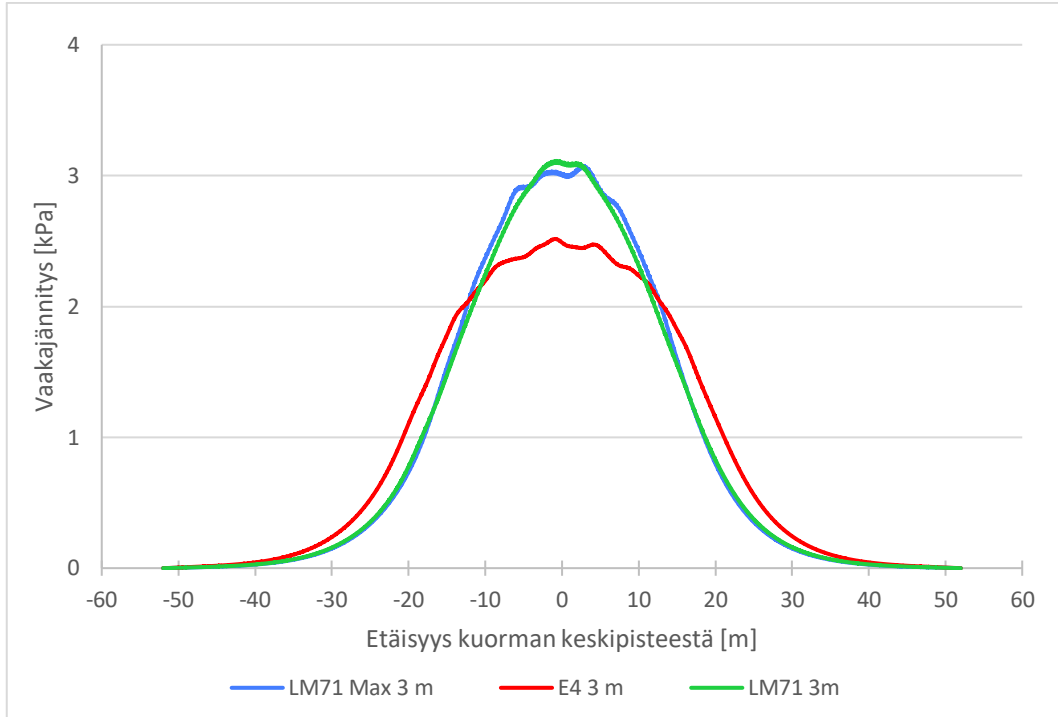
Kuvaaja 32. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla kuormakaaviolla E4 ja eri pengerkorkeuksilla.



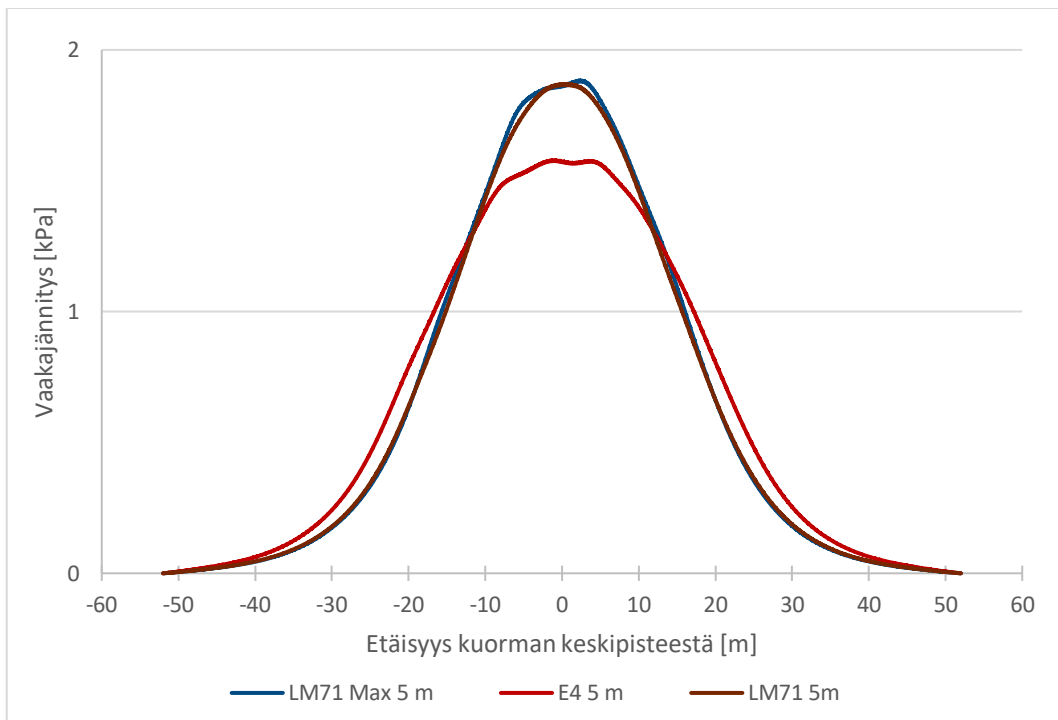
Kuvaaja 33. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla kuormakaaviolla LM71 nauhakuorman kanssa ja eri pengerkorkeuksilla.



Kuvaaja 34. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla pengerkorkeudella 1,5 m.



Kuvaaja 35. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla pengerkorkeudella 3 m.



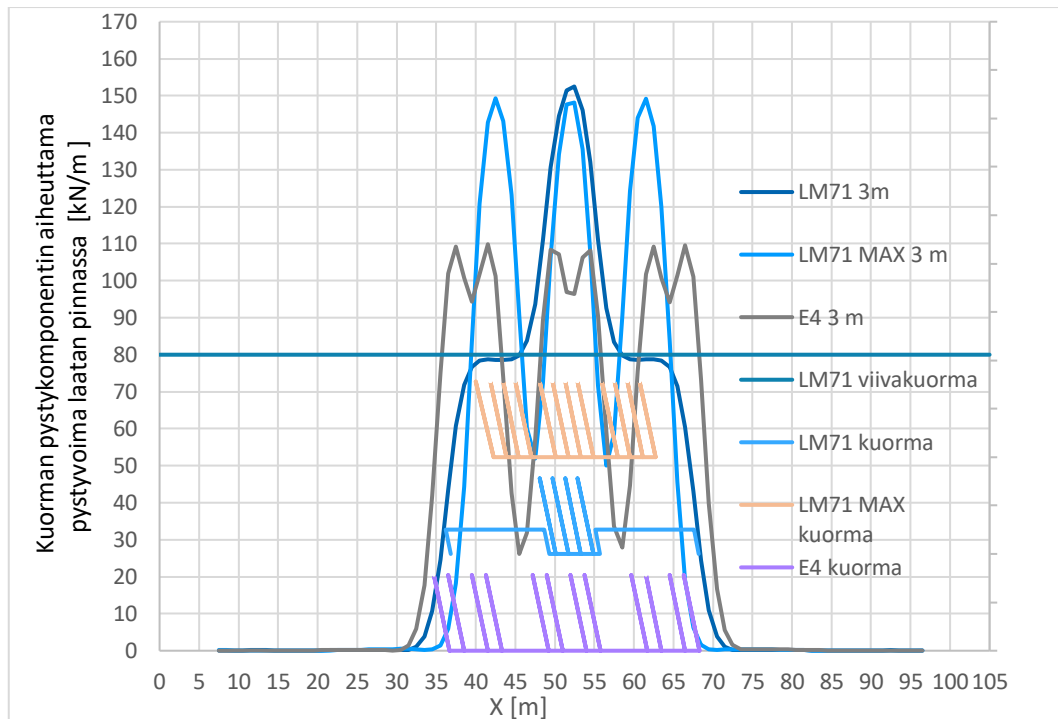
Kuvaaja 36. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla eri kuormakaavioilla pengerkorkeudella 5 m.

Kuvaajissa 25–30 nähdään leikkauskuvaajat pystyjännityksestä laatan pituussuunnassa keskellä laattaa. Kuvaajissa 31–36 nähdään leikkauskuvaajat vaakajännityksestä laatan pituussuunnassa keskellä laattaa. Laskenta on kuitenkin kolmiulotteinen ja seuraavassa on summattu jännitys laatan poikkisuunnassa metrin pituisissa

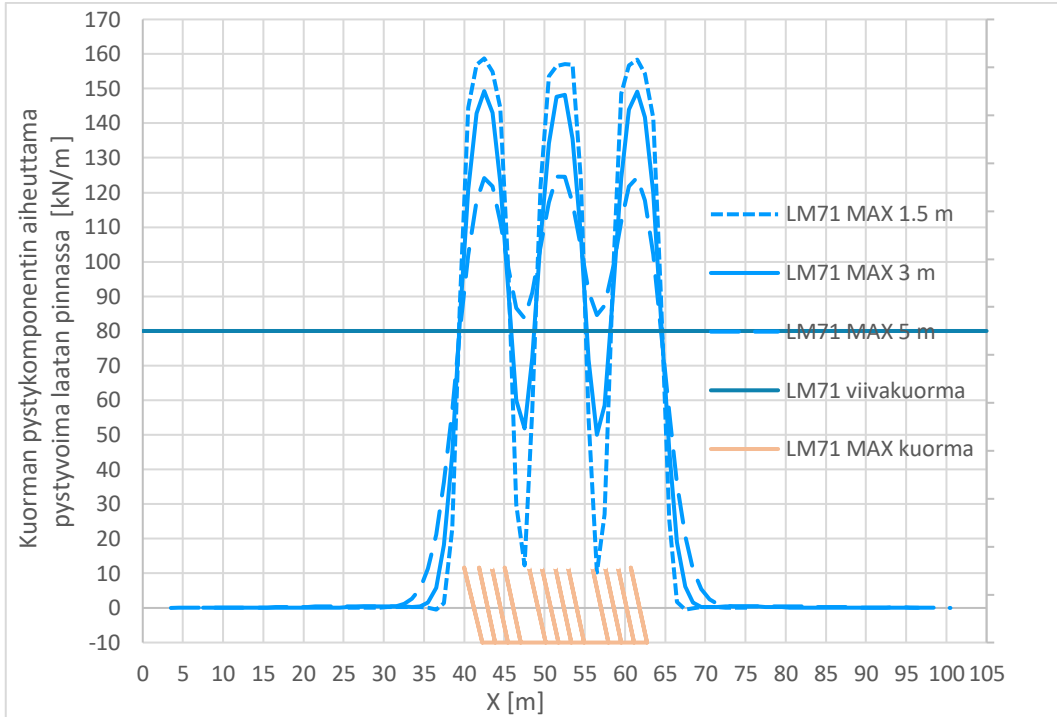
kaistoissa, jolloin saadaan laskettua kuorman aiheuttama vaakavoima laatan pinnassa metriä kohden. Erot tarkastelluissa kuvaajissa eri pengerkorkeuksien välillä pienenevät, kun jännitys laatan poikkisuunnassa summataan yhteen pituussuunnassa metrikohtaiseksi kuormaksi.

Kuvaajassa 37 esitetään eri kuormakaavioiden aiheuttama pystykuorma kolmen metrin syvyydessä olevaan laattaan. Kuvaajassa 38 on esitetty kuormakaavion LM 71 MAX aiheuttama pystykuorma puolentoista, kolmen ja viiden metrin syvyydessä olevaan laattaan. Vertailun vuoksi kuvaajiin on myös lisätty LM71 mukainen junan pystysuuntainen viivakuorma (80 kN/m).

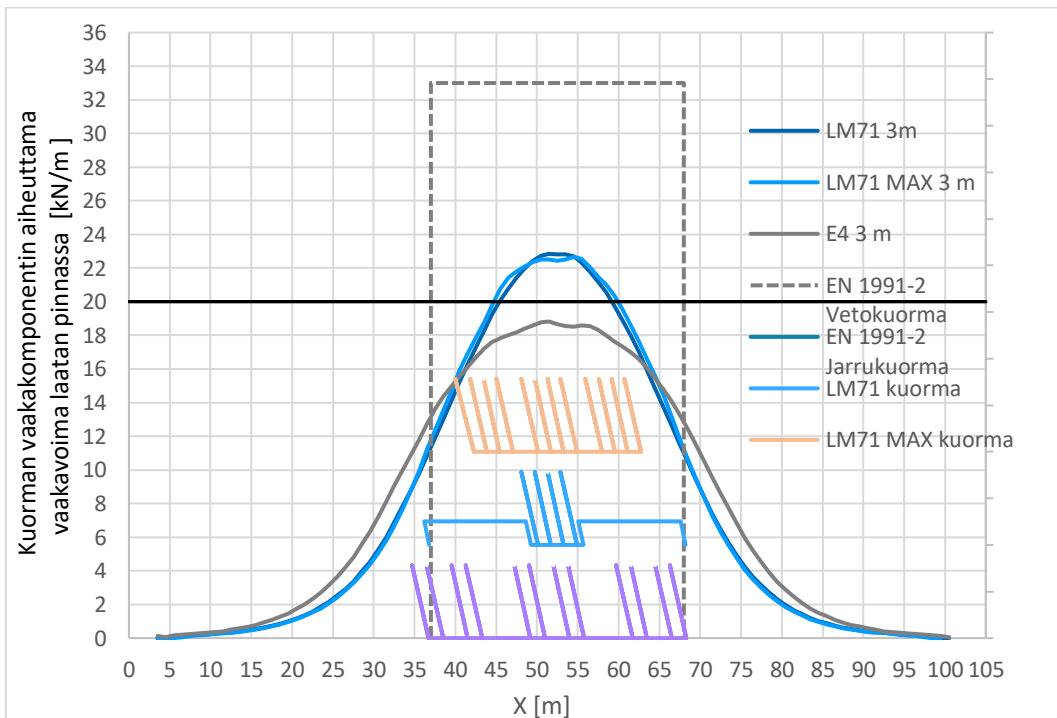
Kuvaajassa 39 esitetään eri kuormakaavioiden aiheuttama vaakavoima kolmen metrin syvyydessä olevaan laattaan. Kuvaajassa 40 on esitetty kuormakaavion LM 71 MAX aiheuttama vaakavoima puolentoista, kolmen ja viiden metrin syvyydessä olevaan laattaan. Vertailun vuoksi kuvaajiin on myös lisätty EN 1991-2 mukaiset junan veto ja jarrukuormat. Vetokuorma on rajattu 1 000 kN. Sen metriarvon ollessa 33 kN/m on matka jolla kuorma vaikuttaa rataa 30,3 m. Jarrukuorma on rajattu 6 000 kN. Jarrukuorman metriarvon ollessa 20 kN/m vaikuttaa se rataa 300 m pituisella matkalla.



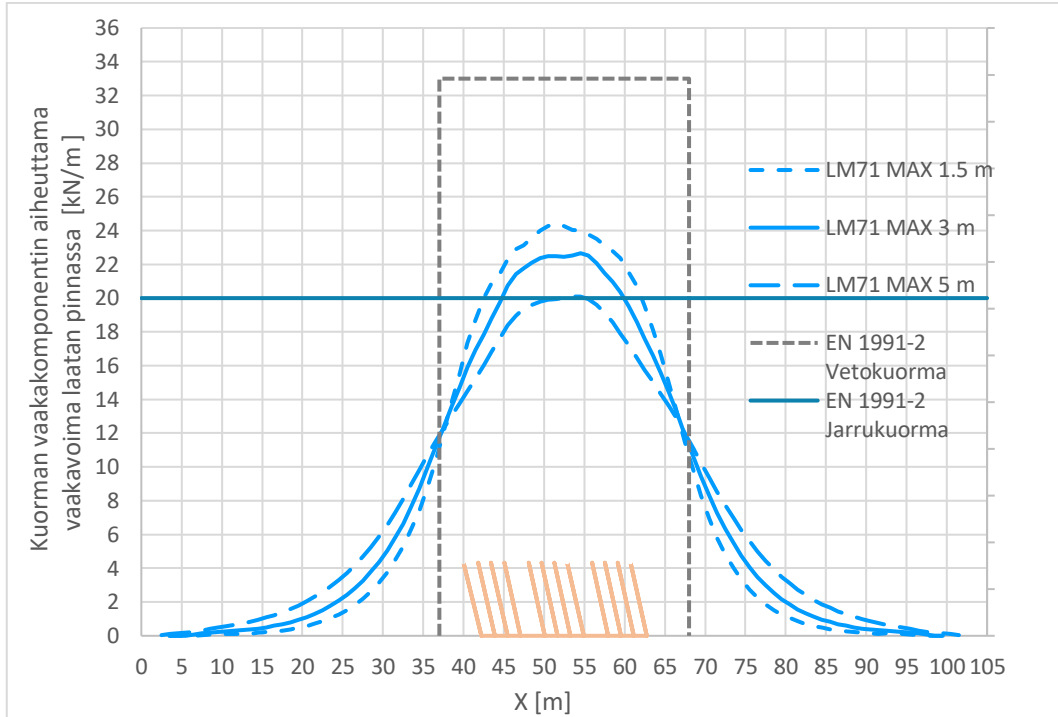
Kuvaaja 37. Eri kuormakaavioiden mukaisten kuormien pystykomponenttien aiheuttama pystyvoima laatan pinnalla. Mallinnettujen kuormien geometria on esitetty; LM71-kuorma, LM71 MAX -kuorma ja E4-kuorma. Katso myös kuvat 13, 14 ja 15.



Kuvaaja 38. Kuormakaavion LM71 Max mukaisten kuormien pystykomponenttien aiheuttama pystyvoima laatan pinnalla. Kuorman geometria on esitettyä kuvaajassa. Katso myös kuva 13.



Kuvaaja 39. Eri kuormakaavioiden mukaisten kuormien vaakakomponenttien aiheuttama vaakavoima laatan pinnalla. Mallinnettujen kuormien geometria on esitetty; LM71-kuorma, LM71 MAX -kuorma ja E4-kuorma.



Kuvaaja 40. Kuormakaavion LM71 Max mukaisten kuormien vaakakomponenttien aiheuttama vaakavoima laatan pinnalla. Kuorman geometria on esitettyä kuvaajassa. Katso myös kuva 13. HUOM! Rajallinen kuorma aiheuttaa jännitysjakautuman joka jakautuu eri pengerkorkeuksilla eri pituuksille. Jatkuva samankokoinen kuorma johtaa samaan vaakakuormaan eri pengerkorkeuksilla.

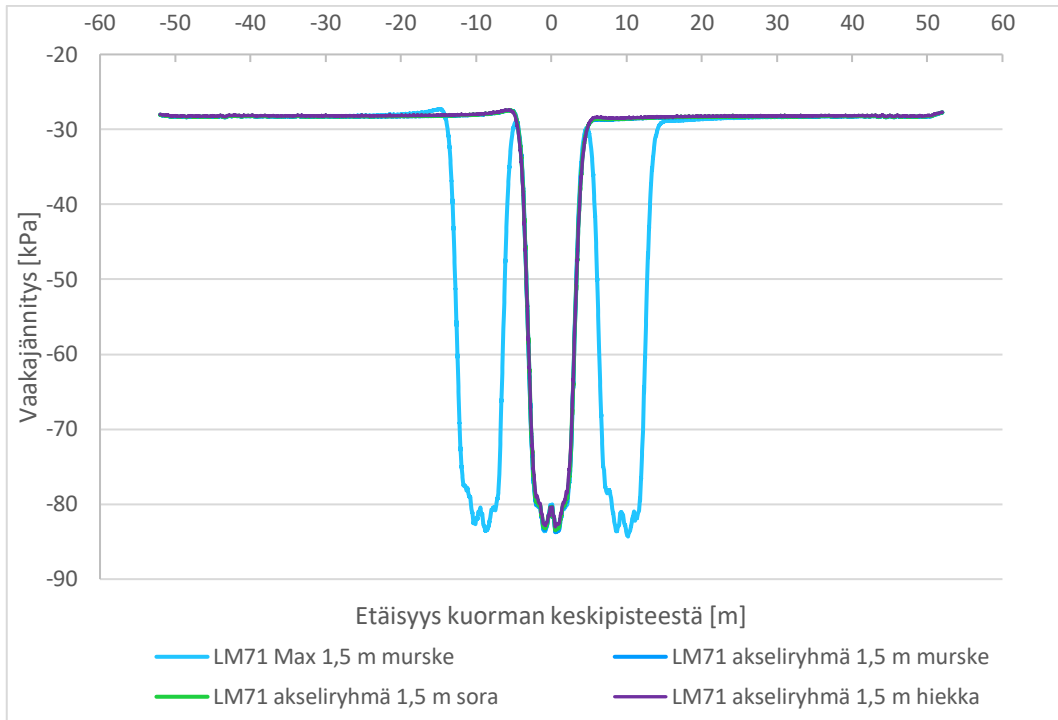
2.3.3 Herkkyystarkastelu

Herkkyystarkastelussa mallinnettiin väli- ja eristyskerros hiekkana sekä sorana. Tukikerroksen parametreina käytettiin samoja kuin kolmannessa laskentavaiheessa. Taulukossa 11 on esitettyä laskuissa käytetyt parametrit hiekkalle ja soralle.

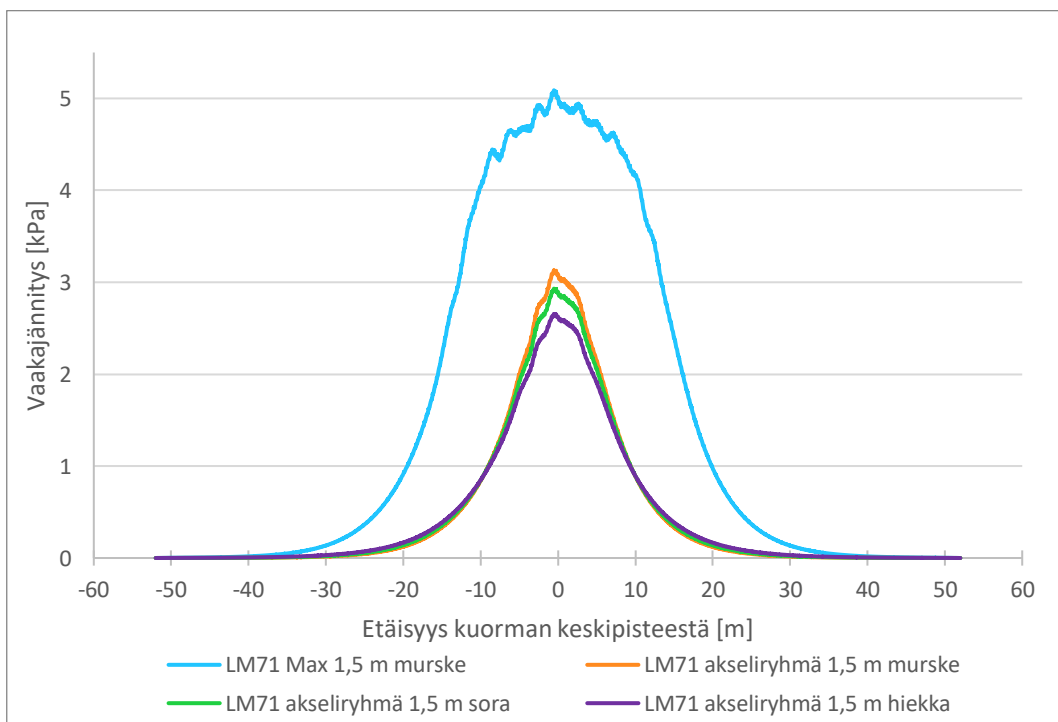
Taulukko 11. Herkkyystarkastelussa käytetyt materiaaliparametrit.

	E (MPa)	G (MPa)	E _{oed} (MPa)	v _{nu}
Väli- ja eristyskerros, sora	230	88,5	309,6	0,3
Väli- ja eristyskerros, hiekka	160	61,5	215,4	0,3

Herkkyystarkastelun laskennat tehtiin niin, että kuormaksi oli mallinnettu yksi LM71 akseliryhmä. Kuvaajassa 41 ja 42 on esitettyä tulokset laatan pinnalla herkkyystarkastelun mukaisilla parametreilla sekä vertailun vuoksi LM71 Max -kuormalla väli- ja eristyskerroksen ollessa mursketta. Kuvaajan 41 perusteella väli- ja eristyskerroksen materiaali **ei juurikaan vaikuta** laatan pinnalle välittyvään **normaalivoimaan**. Myöskään akseliryhmien määrä ei vaikuta kuvaajan muotoon. **Leikkausjännitykseen** väli- ja eristyskerroksen materiaali **vaikuttaa suuremmin**, kuten kuvaajasta 42 voi havaita. Leikkausjännitys kasvaa kerrosmateriaalin jäykkyuden kasvaessa ja maksimi-arvo hiekkalla on noin 2,65 kPa, soralla 2,93 kPa ja murskeella 3,13 kPa.



Kuvaaja 41. Normaalijännitys laatan pinnalla.

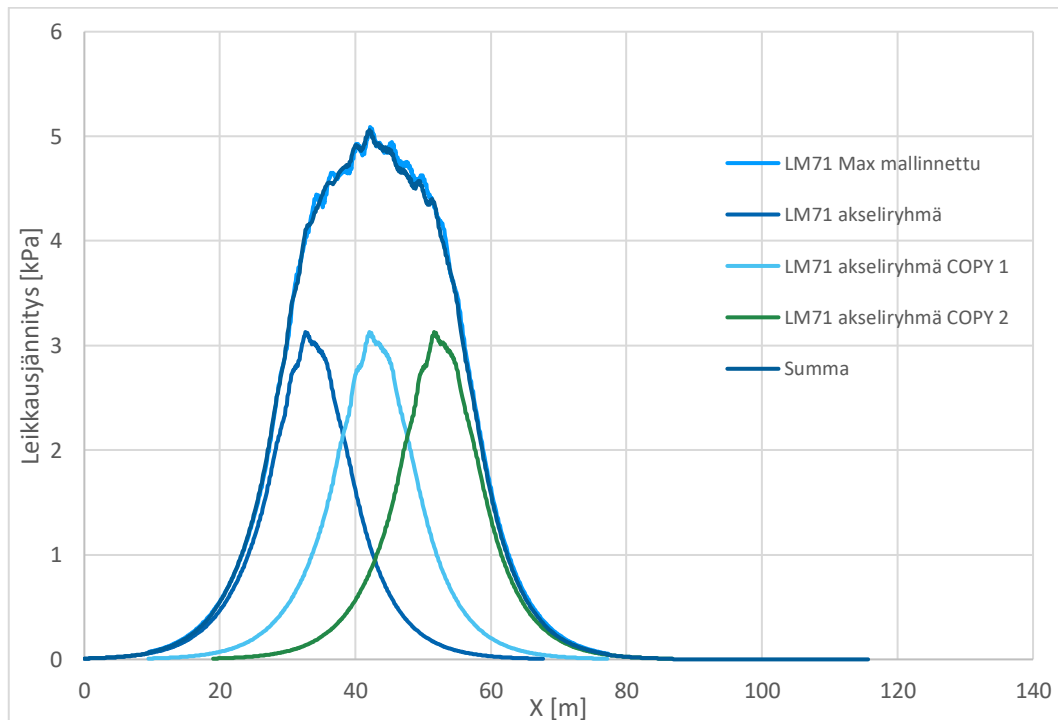


Kuvaaja 42. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla.

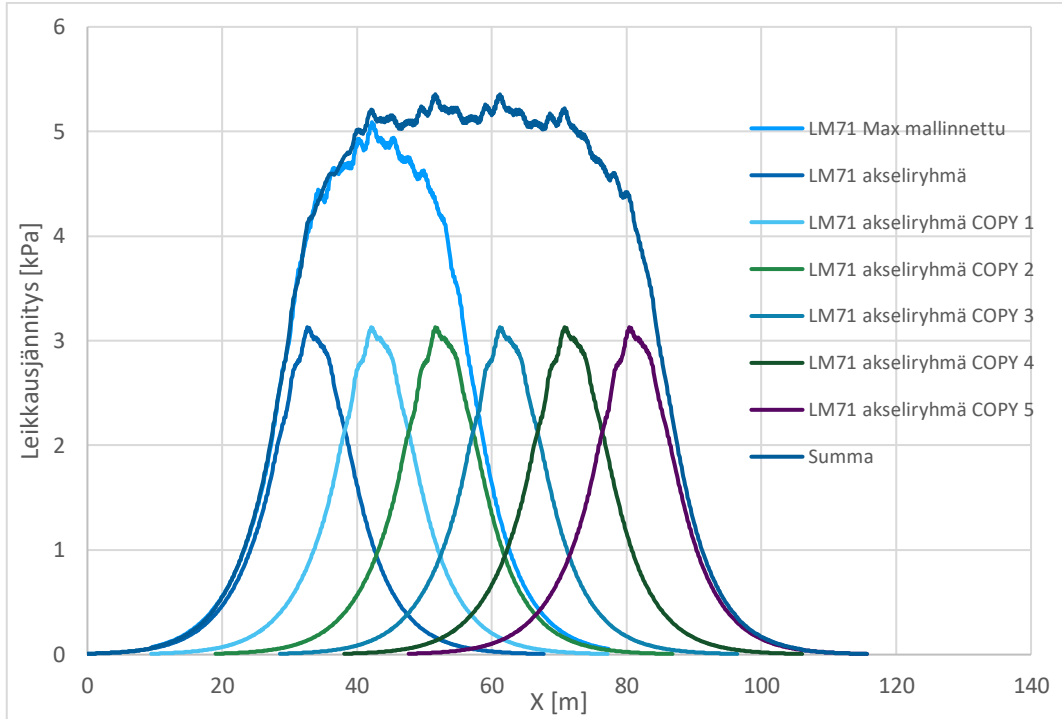
2.3.4 Superpositioperiaate

Yhden LM71 akseliryhmän leikkausjännitys kopiottiin LM71 Max -kuormakaavion mukaisesti 9,5 m toisistaan ja summattiin yhteen. Näin saatiin kuvaajassa 43 näkyvä punainen summakäyrä. Vertailuna on käytetty vastaavaa mallinnettua LM71 Max -leikkausjännityskäyrää. Nähdään, että summaamalla yksittäisen akseliryhmän leikkausjännitys laatan pinnassa päädytään samaan tulokseen kuin mallintamalla useita akseliryhmiä.

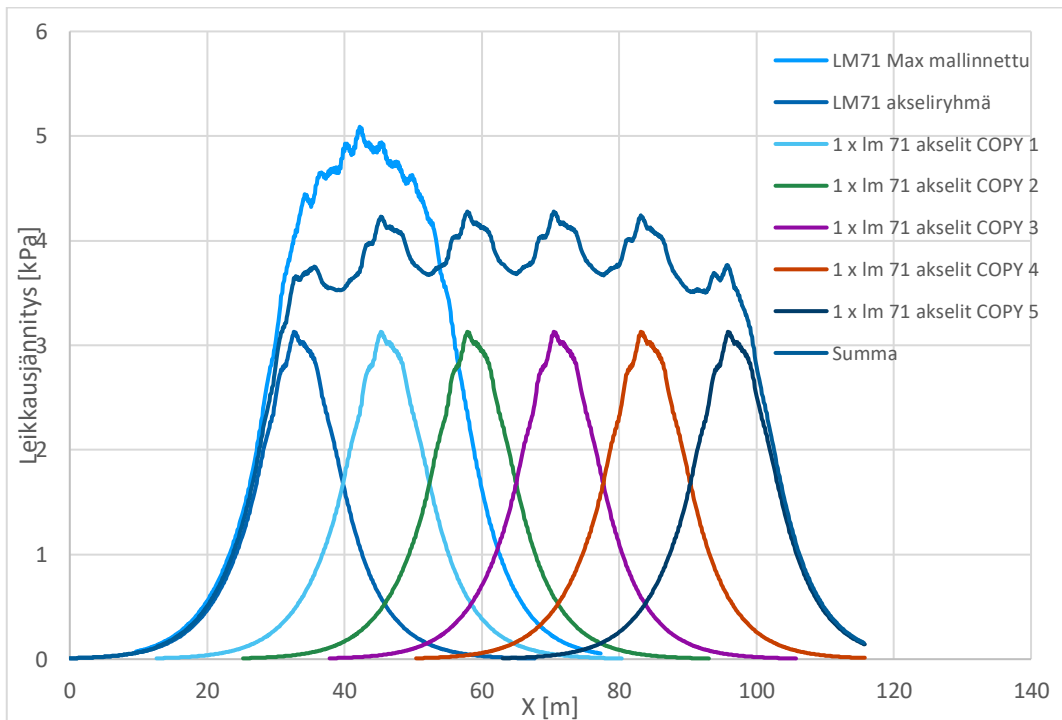
Tutkimalla viiden LM71 akseliryhmän yhteisvaikutusta superpositioperiaatteen avulla voidaan todeta, että jännityshuippu kasvaa noin 5 %. Jatkuva LM71 MAX mukainen kuorma ei siis vastaa LM71-kuormituskaaviota. Ainoastaan kolmen akseliryhmän kuormituskaavio (LM71 MAX) vastaa LM71 kuormituskaaviota. Tämä on odotettua, sillä kuormakaavion LM71 MAX akseliryhmien etäisyys toisistaan on **sovitettu niin**, että **vaikutus** rakenteeseen kohdistuviin **jännityksiin** olisi sama kuin kuormituskaaviolla LM71. Sovittamalla LM71 akseliryhmien etäisyys LM71-kuormakaavion metrikuormaan (80kN/m) saadaan kuormakaavio LM71 E4. Tällöin akseliryhmien keskeltä keskelle etäisyys on 12.5 m ja saadaan Kuvaajan 45 mukainen tulos. Jännityshuippu on noin 15 % pienempi kuin LM71 MAX -kuormituskaaviolla laskettu.



Kuvaaja 43. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla mallinnettu kolmella akseliryhmällä (oranssi) ja kolmen yksittäisen akseliryhmän summa (ruskea).



Kuvaaja 44. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla mallinnettu kolmella akseliryhmällä (oranssi) ja kuuden yksittäisen akseliryhmän summa (ruskea).

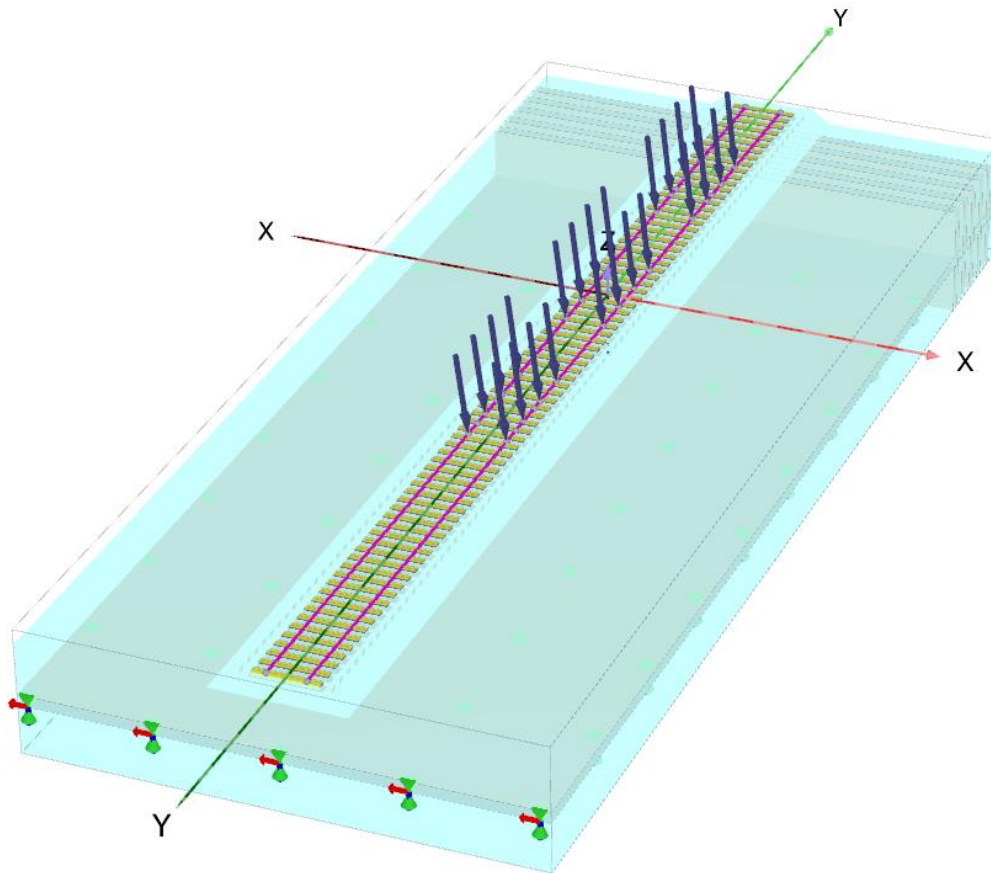


Kuvaaja 45. Kuorman vaakakomponentin aiheuttama leikkausjännitys laatan pinnalla mallinnettu kuormakaaviolla LM71 MAX (oranssi) ja kuuden yksittäisen akseliryhmän summa (ruskea) LM71 E4 mukaisella geometrialla.

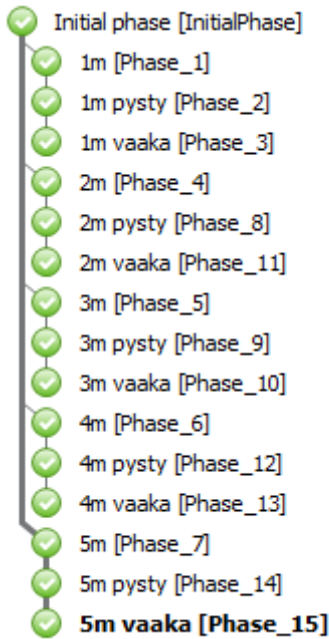
2.4 Neljäs laskentavaihe

Neljännessä vaiheessa tarkasteltiin kahta erilaista tapausta. Ensimmäisessä tapauksessa malliin lisättiin siirtymätön seinä mallin poikki eri etäisyyksille kuormasta. Ja tarkasteltiin seinään kohdistuvaa normaalivoimaa. Toisessa tapauksessa mallista poistettiin kaikki rakenteet ja tarkasteltiin maassa vallitsevaa pystysuuntaista jännitystä verrattuna laatan pintaan kohdistuvaan jännitykseen.

2.4.1 Laskenta radan poikki menevällä seinällä



Kuva 15. Plaxis 3D -malli. Paalulaatta on mallissa kolmen metrin syvyydellä. Siirtymätön seinä on mallinnettu yhden, kahden, kolmen, neljän ja viiden metrin päähän reunimmäisestä kuormaparista. Kuormana on LM71 MAX. Vaakakuorma on 25 % pystykuormasta.

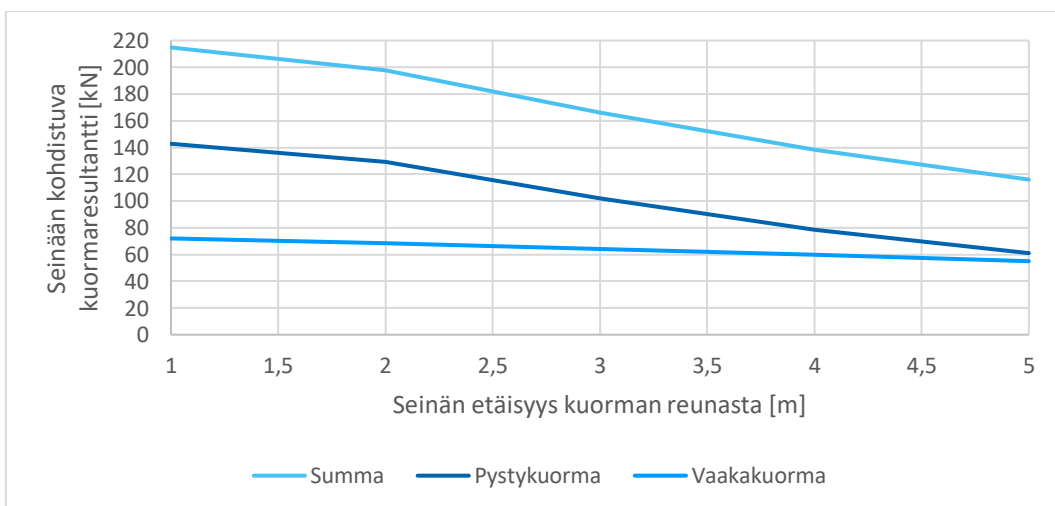


Laskenta on tehty viidelle eri seinän etäisyydelle kuormalla LM71 Max. Jokaisessa laskenta on suoritettu a) ilman junakuormaa, b) ainoastaan pystysuuntaisella junakuormalla ja c) sekä pysty- että vaakasuuntaisella junakuormalla. Kun laskennan c) tuloksista vähennetään laskennan b) tulokset saadaan vaakakuormasta aiheutuva normaalijännitys seinän pinnalla. Kun laskennan b) tuloksista vähennetään laskennan a) tulokset, saadaan pystykuorman aiheuttama normaalijännitys seinän pinnalla.

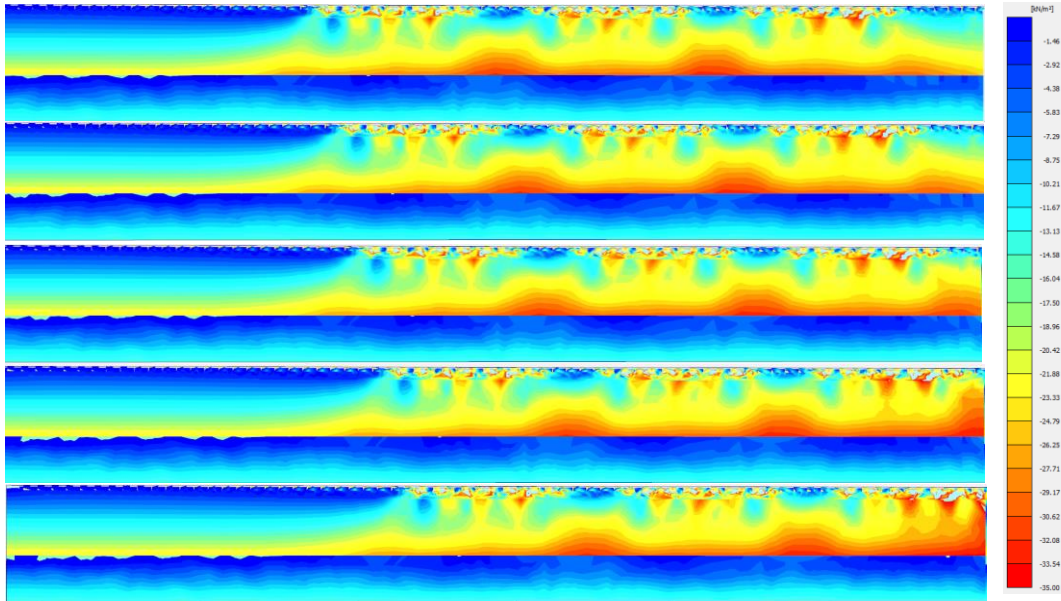
Tulokset on esitetty taulukossa 5 ja kuvassa 15.

Taulukko 5. Seinään kohdistuva normaalivoima [kN]. Seinän etäisyys on reunimmaisesta kuormaparista. Ks. Kuva 19.

	Seinän etäisyys [m]				
	1	2	3	4	5
Pystykuormasta	143	129	102	78	61
Vaakakuormasta	72	69	64	60	55
Summa	215	198	166	138	116



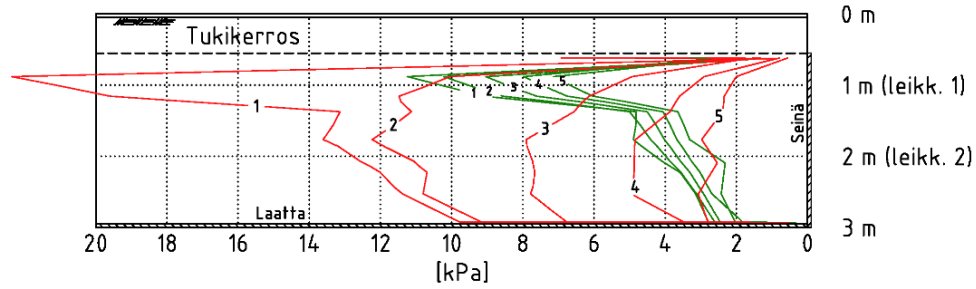
Kuvaaja 48. Kuorman aiheuttama normaalivoiman resultantti kuorman ollessa eri etäisyyksillä siirtymättömästä seinästä. Kuorma LM71 MAX. Vaakakuorma on 20 prosenttia pystykuormasta.



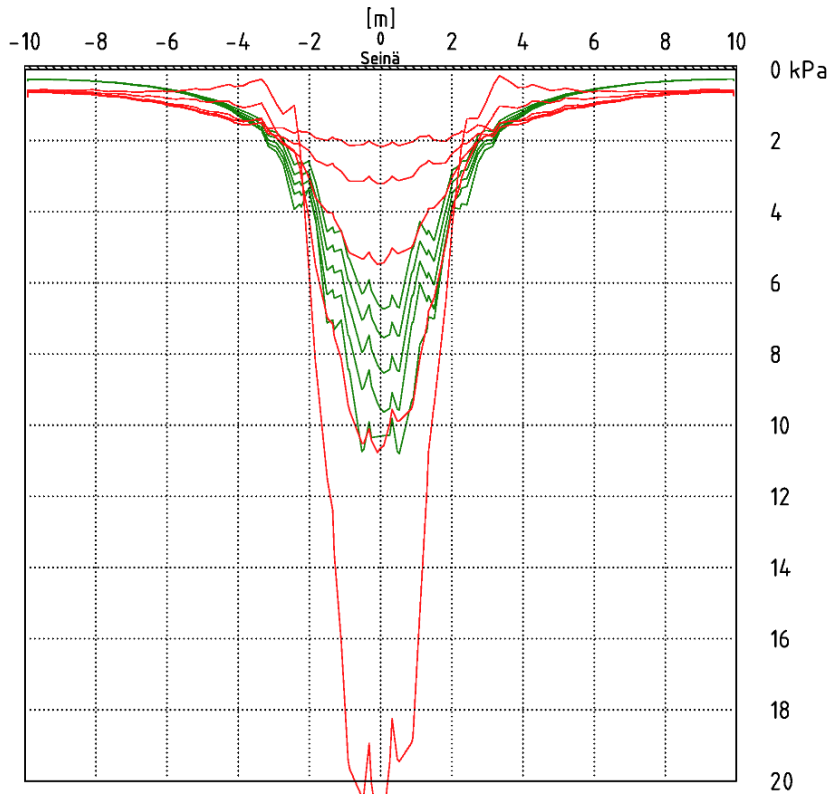
Kuva 16. Kokonaisjännitys σ_y (mallin Y-akseli on kuvassa oikealle), seinä on mallin oikeassa reunassa juna ajaa oikealle. Ylin kuva: reunimmainen kuormapari viiden metrin päässä seinästä. Alin kuva: reunimmainen kuormapari metrin päässä seinästä. Kuorma LM71 Max. Laatta 3 m syvyydellä. Laatan alla 2 m maata.

Kuva 17 (seuraavalla sivulla). Seinään kohdistuva normaalijännitys [kPa]. Seinän etäisyys on reunimmaisesta kuormaparista. Ks. Kuva 19.

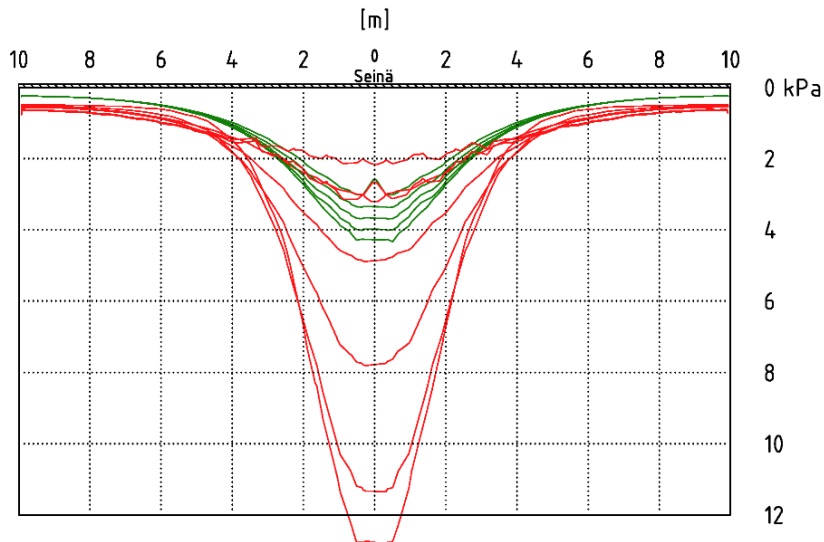
Pystyleikkaus radan keskilinjalla (0). Kuorma: LM71 MAX
 Seinän yläreuna tukikerroksen alapinnassa. Seinän eäisyys 1...5 m reunimmaisesta akselista.
 Laatta kv - 3.0 m



Poikkileikkaus 1 m syvyydessä (leikk.1)

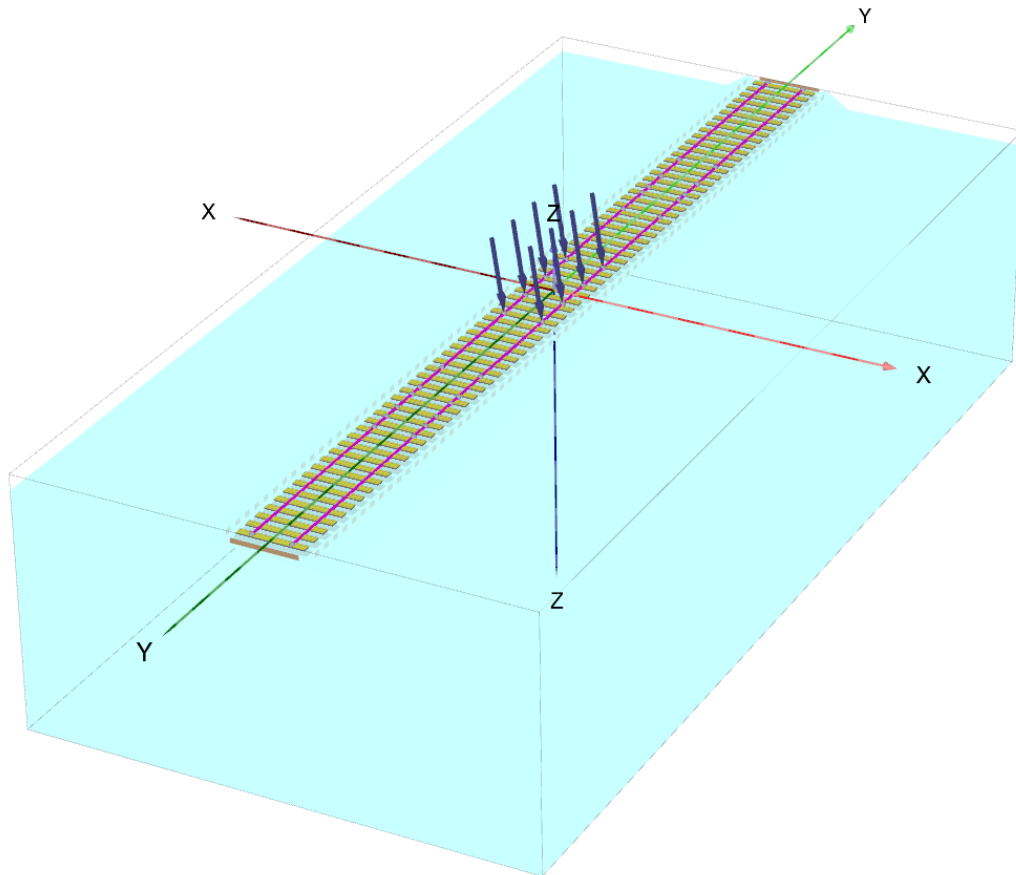


Poikkileikkaus 2 m syvyydessä (leikk.2)



Punainen: Pystykuormasta aiheutuva normaalijännitys seinän pinnassa
 Vihreä: Vaakakuormasta aiheutuva normaalijännitys seinän pinnassa

2.4.2 Pystysuuntainen jännitys maassa kuorman alla



Kuva 18. Pystyjännitys maassa kuorman alla laskettiin 10 m syväällä, 20 m leveällä ja 40 m pitkällä mallilla. Kuorma on yksi akseliryhmä LM71 kuormasta (8 x 125 kN = 1 000 kN).

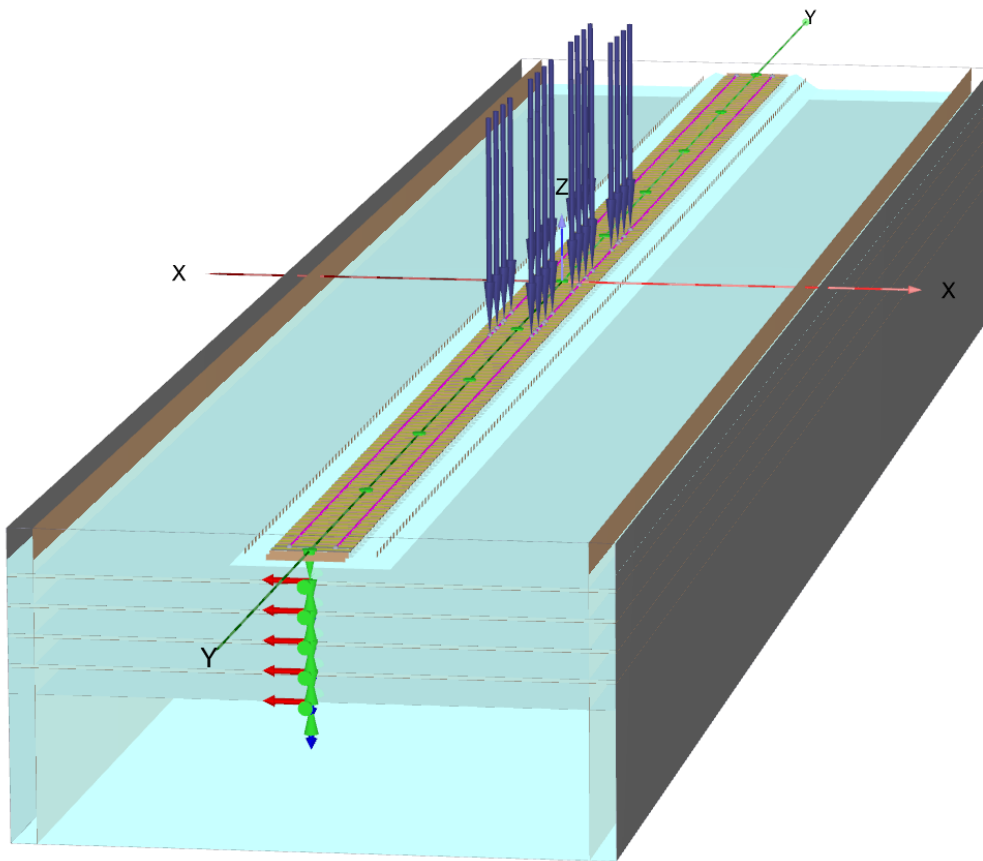
Vertailun vuoksi laskettiin myös Boussinesqin jakauman mukainen jännitys kuorman alla ja 2:1 approksimaatiolla vastaava jännitys kuorman alla. Boussinesqin ja 2:1 approksimaatiota varten laskettiin jakauma rajoitetun aluekuorman keskipisteen alla. Aluekuorma muodostettiin LM71 akseliryhmän mitoista ja pölkyn leveydestä.

Kuorman pituus: $3 \times 1,6 \text{ m} = 4,8 \text{ m}$ (neljä akselia 1,6 m toisistaan)

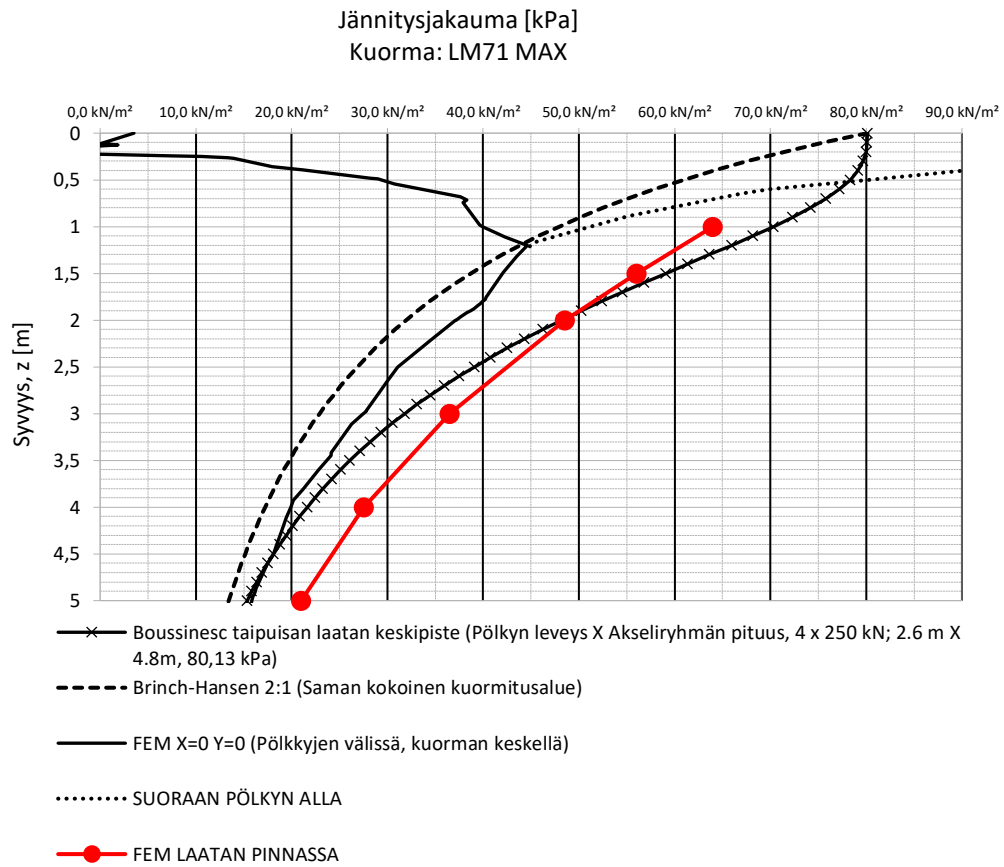
Kuorman leveys: 2,6 m (oletettu pölkyn leveys)

Kuorman ala: $4,8 \times 2,6 \text{ m} = 12,48 \text{ m}^2$

Kuorman koko: $1\,000 \text{ kN} / 12,48 \text{ m}^2 = 80,13 \text{ kPa}$



Kuva 19. Normaalijännitys laatan pinnassa kuorman keskipisteen alapuolella laskettiin viidellä eri syvyydellä (-1...-5 m). Laskenta suoritettiin sekä kuormalla että ilman junakuormaa. Erotuksena saadaan laskettua kuorman aiheuttama normaalijännitys.



Kuvaaja 49. Kuorman aiheuttama normaalivoiman resultantti kuorman ollessa eri etäisyyksillä.

3 Yhteenveto

Työssä on mallinnettu jarruttava juna kuormakaavioilla LM71 ja E4. Kuormakaavioista LM71 on muodostettu jännitysvaikutuksiltaan vastaava kuormakaavio LM71 Max, jossa viivakuormat on korvattu akseleilla. Kaikissa kuorman pystysuuntainen resultantti on "kolmen vaunun" $12 \times 250 \text{ kN} = 3\,000 \text{ kN}$ ja vaakakomponentti on oletettu 25 % pystykomponentista (750 kN).

Mallissa kiskot on kiinnitetty pölkkyihin täysin jäykästi. Pölkkyt makaavat tukikerroksessa jonka geometria vastaa RATO 3 suoran radan normaalipoikkileikkausta. Pölkkyjen yläpinta on nostettu 50 mm tukikerroksen yläpinnan yläpuolelle, jotta kisko ei ole kiinnitettynä tukikerrokseen.

Kaikki laskenta tehtiin Mohr-Coulomb-mallilla. Parametrit valittiin niin, että laskenta vastaa Hardening soil-mallin laskentaa tilanteessa jossa kuormitus on toistuvaa.

FEM-ohjelmasta saadaan tuloksena kokonaisjännitykset eri tilanteessa. Kuorman aiheuttama jännityslisäys on laskettu vähentämällä kuormittamaton tulos kuormitetusta kaikissa pisteissä.

Tässä työssä on pääasiassa tarkasteltu jännitystä laatan keskilinjaa pitkin. Kuorma vaikuttaa kuitenkin koko laatan pintaan ja erot keskilinjalla saattavat olla kokonaisuuden kannalta osittain harhaanjohtavia. Tätä on pyritty havainnollistamaan summaamalla jännitys metrin kaistaleissa yhteen poikkisuunnassa. Tarkasteltaessa metrikohtaista kuormaa huomataan, että erot eri kuormakaavioiden ja pengerkorkeuksien välillä ovat pienempiä kuin tarkasteltaessa jännitystä laatan keskilinjalla.

Mallinnuksessa todettiin, että laatta jäykkänä rakenteena kerää vaakakuorman. Jännitys jakauma keskittyi samalle alueelle pituussuunnassa sekä koko mallin levyisellä laatalle, että rajatun levyisellä laatalle. Poikkisuunnassa jännitys keskittyi laatalle, kun laskettiin rajatun levyisellä laatalle. Tämä johtuu siitä, että siirtymät laatan pinnan tasossa maassa ovat niin pieniä, että leikkausjännitys maassa jää hyvin pieneksi.

Pystysuunnassa maahan laatan vierellä pääsee syntymään pystysuuntaista liikettä vaikka laatan pinnassa maa ei liikkuisikaan. Kuorma vaikuttaa pystysuunnassa myös laatan ulkopuolelle. Laatan reunalle muodostuu jännityspiikki, kun maahan muodostuu suuri siirtymäero reunan kohdalla. Laatan rajoitettu leveys ja reunavaikutus vaikutti nostavasti laatan ulkopuoliseen jännitysjakaumaan. Tästä syystä jännityksen huippuarvo laatan päällä jäi pienemmäksi.

Radan alla poikkisuunnassa olevaan jäykkään seinään (esim. sillan maatuki) kohdistuva maanpaine kasvaa, kun juna lähestyy seinää. Voidaan todeta, että kun junan ensimmäinen akseli on viiden metrin päässä seinästä, on jarrutuksesta ja pystykuormasta aiheutuvat osuudet lähes yhtä suuria. Lähempänä seinää pystykuormasta syntyvä vaakasuuntainen maanpaineen resultantti on suurempi. Kun akseli on noin metrin päässä seinästä, pystykuormasta syntyvä vaakasuuntainen maanpaineen resultantti on suuruudeltaan kaksinkertainen jarrutuksesta syntyvään komponenttiin.

Tarkasteltaessa pystysuuntaista jännitystä maassa huomataan, että pölkkyjen välissä jännitys palaa nolleen maapinnassa, kun taas pölkkyjen alla jännitys on noin

400 kPa. Normaalijännitys laatan pinnassa suoraan kuorman alla oli tässä laskelmassa noin 30 % korkeampi kuin vastaava FEM-mallin mukainen maassa vallitseva pystyjännitys.

Laskennan tuloksena saatiin, että LM71 kuorman akseliryhmä aiheuttaa jännitshuipun joka vaakasuunnassa nostaa rajallisella alueella vaakakuorman metrikohdasta vaikutusta 20 % puolentoista metrin syvyydessä olevan laatan pinnassa ja 10 % kolmen metrin syvyydellä olevan laatan pinnassa. Viiden metrin syvyydessä vaikutusta ei enää ole.

Pystysuunnassa LM71 kuorman akseliryhmä nostaa laskennan mukaan rajallisella alueella viivakuorman aiheuttamaa metrikohdasta vaikutusta laatan pinnassa puolentoista metrin syvyydessä 100 %, kolmen metrin syvyydessä 85 % ja viiden metrin syvyydessä 55 %.

Tässä työssä on pääasiassa tutkittu jännityksiä koko mallin levyisen laatan pinnassa eri syvyyksillä. Miten laatan geometria vaikuttaa jännitys jakaumaan vaatii vielä lisätutkimusta.

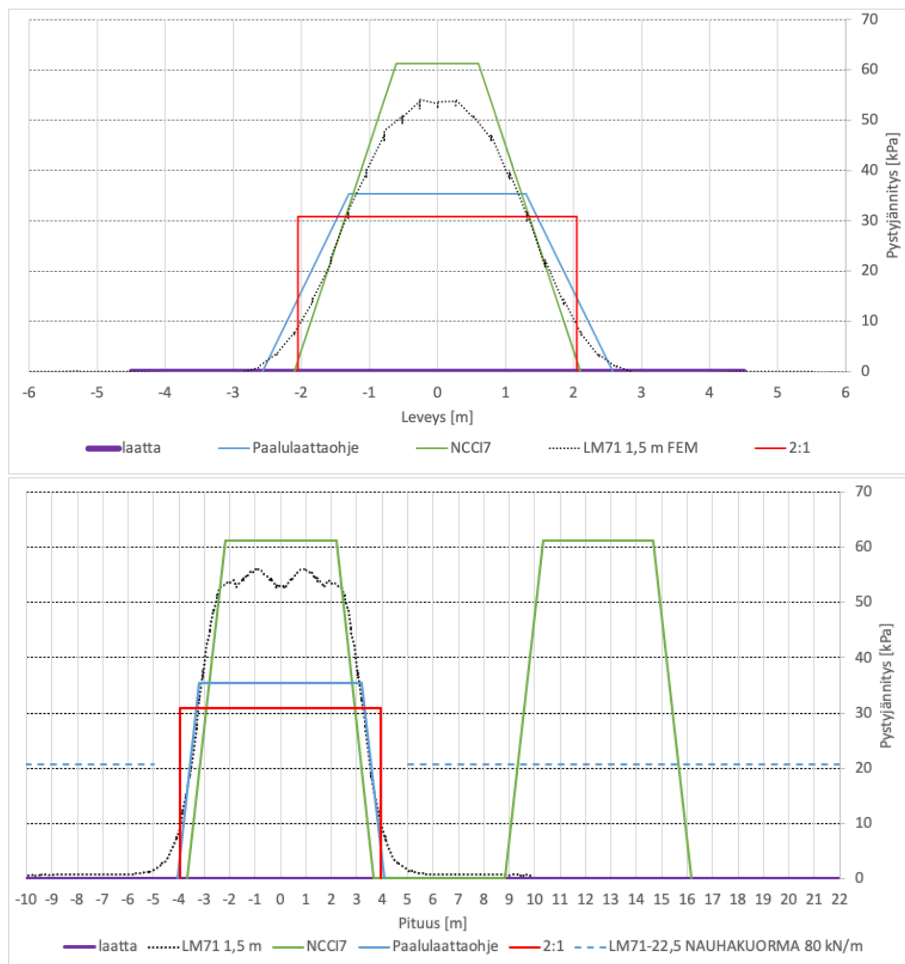
Lähteet

- /1/ Jaakkonen, J. 2013. Osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenettelyn vaikutus vanhojen kriittisten ratapenkereiden laskennalliseen varmuustasoon. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 51/2013. Helsinki. Saatavilla:
http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2013-51_osavarmuus_ja_web.pdf
- /2/ Kalliainen, A. & Kolisoja, P. 2017. Pile supported embankment slabs under railway track line. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 28/2017. Helsinki.
- /3/ Komission asetus (EU) N:o 1299/2014. YTE. 2014. Bryssel.
- /4/ Liikennevirasto. 2016. Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3, Radan rakenne. Liikenneviraston ohjeita 6/2016. Helsinki.
- /5/ Liikennevirasto. 2017. Eurokoodin soveltamisohje. Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1. Liikenneviraston ohjeita 24/2017. Helsinki.
- /6/ Nemlander, R. 2015. Junan jarrukuorman välittyminen pengerialueelle. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 35/2015. Helsinki.
- /7/ Plaxis. 2016. Plaxis Material Models Manual.
- /8/ Plaxis. 2012. Plaxis 3D Reference Manual.
- /9/ Ratahallintokeskus. 2002. Ratatekniset määräykset ja ohjeet. Saatavilla:
http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rato_11_radana_paallys_rakenne.pdf
- /10/ SFS-EN 1991-2. 2009. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat osa 2: siltojen liikennekuormat. Helsinki.
- /11/ SFS-EN 15528. 2015. Railway applications. Line categories for managing the interface between load limits of vehicles and infrastructure. Bryssel.

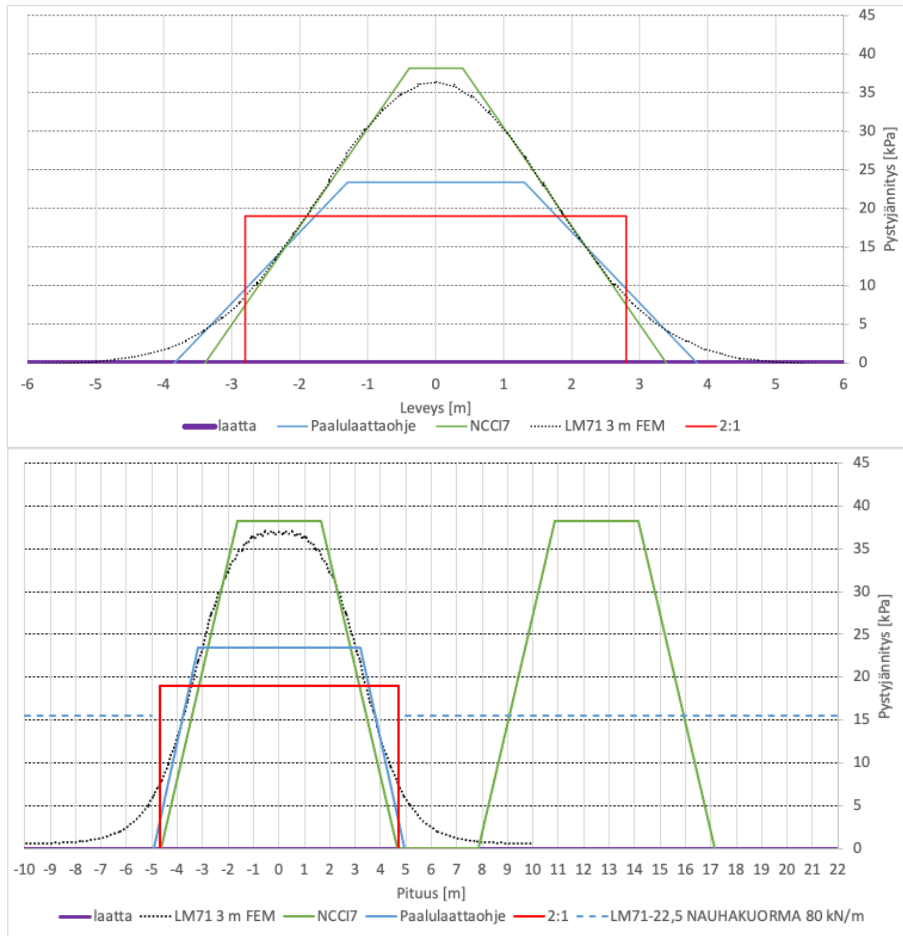
NCCI7 Liite 9 mukaisen kuorman jakautumamallin tarkistuslaskelmat

Kuvissa L-1...L-3 on esitetty paalulaatan pinnassa (syvyydet 1,5 m, 3 m ja 5 m) vaikuttava liikennekuorman (4 x 250 kN akselit = 1 000 kN) aiheuttama pystyjännitys.

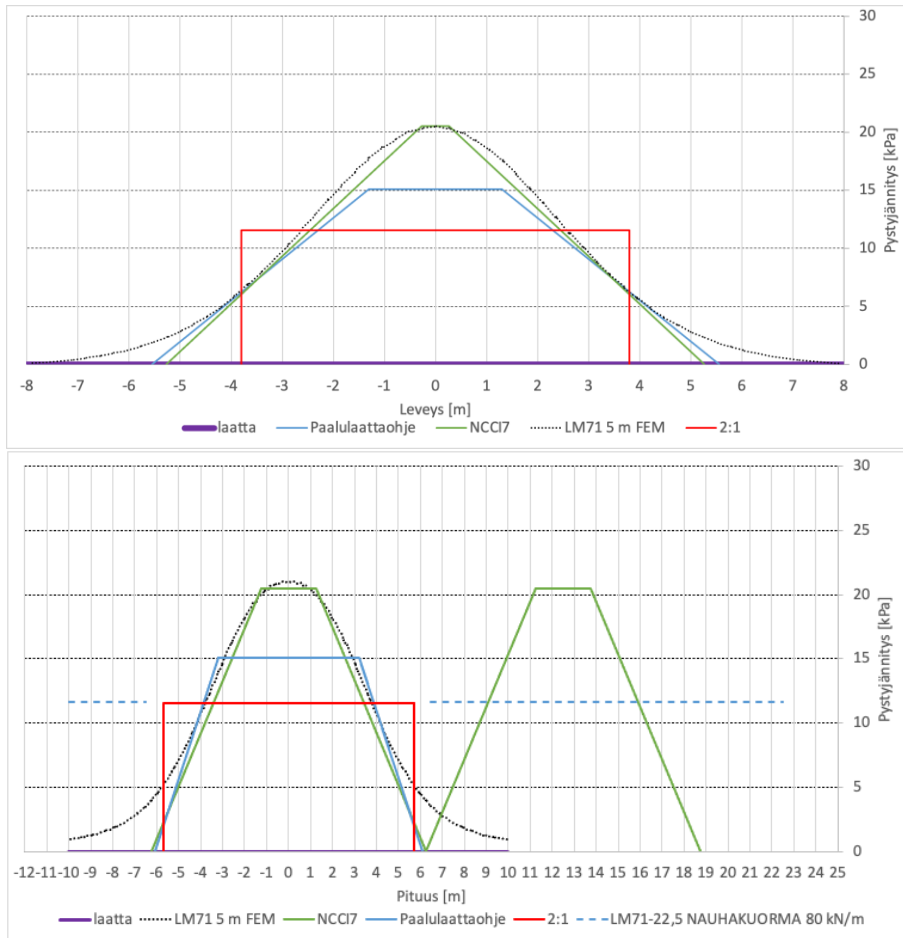
- Paalulaattaohje VO 5/2014 mukainen (sininen väri), ja RATO 3 LM71-22,5, a = 1, nauhakuorma 80 kN/m katkoviivalla
- NCCI7:n liitteen mukainen kuorman jakautumamalli, kun telien väli 12,5 m (vihreä väri)
- Tämän raportin tulosten mukainen, kun kuormana on LM71 mittojen mukainen akseliryhmä (musta pisteviiva)
- 2:1 jakaumaoletuksen mukainen (punainen väri)



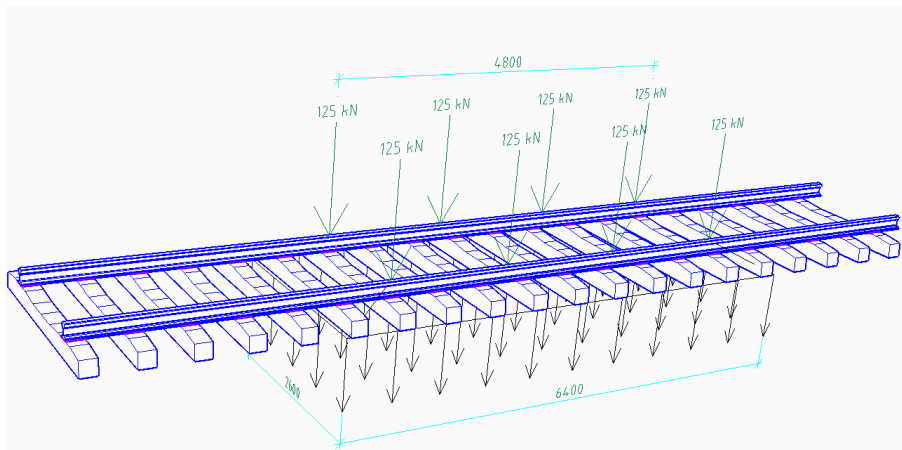
Kuva L-1. Kuvassa on esitetty 1,5 m syvyydessä sijaitsevaan siirtymättömään laattaan kohdistuva pystysuuntainen jännitys junan pystykuormasta mustalla katkoviivalla. Sinisellä viivalla esitetään ohjeen VO 5/2014 Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu 31.1.2014 mukaisesti jakautuva junakuorma (LM71 akselit) ja vihreällä viivalla NCCI7 Liite 9 mukaisesti jakautuva junakuorma kun kuormituslaksaksi on valittu pölkyn leveys x LM71 mukainen liikkuvan kuorman pituus eli 2,6 m x 6,4 m. Punaisella värillä on esitetty 2:1 kuorman jakautuma oletuksella laskettu tasainen kuorma, joka aliarvioi huippujännityksen huomattavasti.



Kuva L-2. Kuvassa on esitetty 3 m syvyydessä sijaitsevaan siirtymättömään laattaan kohdistuva pystysuuntainen jännitys junan pystykuormasta mustalla katkoviivalla. Sinisellä viivalla esitetään ohjeen VO 5/2014 Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu 31.1.2014 mukaisesti jakautuva junakuorma ja vihreällä viivalla NCCI7 Liite 9 mukaisesti jakautuva junakuorma, kun kuormituslaksi on valittu pölkyn leveys x LM71 mukainen liikkuvan kuorman pituus eli 2,6 m x 6,4 m. Punaisella värillä on esitetty 2:1 kuorman jakautumaoletuksella laskettu tasainen kuorma, joka aliarvioi huippujännityksen huomattavasti.



Kuva L-3. Kuvassa on esitetty 5 m syvyydessä sijaitsevaan siirtymättömään laattaan kohdistuva pystysuuntainen jännitys junan pystykuormasta mustalla katkoviivalla. Sinisellä viivalla esitetään ohjeen VO 5/2014 Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu 31.1.2014 mukaisesti leviävä junakuorma ja vihreällä viivalla NCCI7 Liite 9 mukaisesti leviävä junakuorma kun kuormitusalaaksi on valittu pölkyn leveys x LM71 mukainen liikkuvan kuorman pituus eli 2,6 m x 6,4 m. Punaisella värillä on esitetty 2:1 kuorman leviämisoletuksella laskettu tasainen kuorma, joka aliarvioi huippujännityksen huomattavasti.



Kuva 4. Kuormitusalueolettama NCCI7 Liite 9 mukaiseen laskentaan. Pituudeksi valittu LM71 liikkuvan kuorman pituus ja leveydeksi pölkyn leveys.

Kuormat

- A. RATO 3 LM71-22,5 (80 kN/m + 76 kN/m, L = 6,4 m)
 B. 1 000 kN, L = 6,4 m, k/k = 12,5 m (vast. LM71 akselit)

Kuorma	Kuorman ja- kautuminen	Paalujako	Tukimo- mentti	Kenttämo- mentti
A	VO 5/2014	2 m / 2 m	70 kNm	-29 kNm
B	NCCI7	2 m / 2 m	62 kNm	-39 kNm
A	VO 5/2014	2,5 m / 2,6 m	103 kNm	-41 kNm
B	NCCI7	2,5 m / 2,6 m	92 kNm	-45 kNm

Kuormien vaikutusten erittely

Kuorma	Kuorman ja- kautuminen	Paalu- jako	Tukimomentti [kNm/m]	Kenttämo- mentti [kNm/m]
A	VO 5/2014	2m / 2m	70	-29
LAATAN OMA PAINO			12	-4
PENGERKUORMA TASAINEN 30 kN/m ²			29	-9
NAUHAKUORMA 80 kN/m			17	-7
NAUHAKUORMA 76 kN/m, L = 6,4 m			12	-9
B	NCCI7	2m / 2m	62 kNm	-39 kNm
LAATAN OMA PAINO			12	-4
PENGERKUORMA TASAINEN 30 kN/m ²			29	-9
JUNAKUORMA akse- lit 1 000 kN, L = 6,4			21	-26
A	VO 5/2014	2,5 m / 2,6 m	103 kNm	-41 kNm
LAATAN OMA PAINO			19	-6
PENGERKUORMA TASAINEN 30 kN/m ²			46	-15
NAUHAKUORMA 80 kN/m			23	-9

Kuorma	Kuorman ja- kautuminen	Paalu- jako	Tukimomentti [kNm/m]	Kenttämo- mentti [kNm/m]
NAUHAKUORMA 76 kN/m, L = 6,4 m			15	-11
B	NCCI7	2,5 m / 2,6 m	92 kNm	-45 kNm
LAATAN OMA PAINO			19	-6
PENGERKUORMA TASAINEN 30 kN/m ²			46	-15
JUNAKUORMA akse- lit 1 000 kN, L = 6,4 m, B = 2,6 m			27	-24

1. Nykyinen oletettu kuorman leviäminen (VO 5/2014) – paalulaatta, paalut 2 m ruutuun

TERÄSBETONILAATTA H = 500 mm

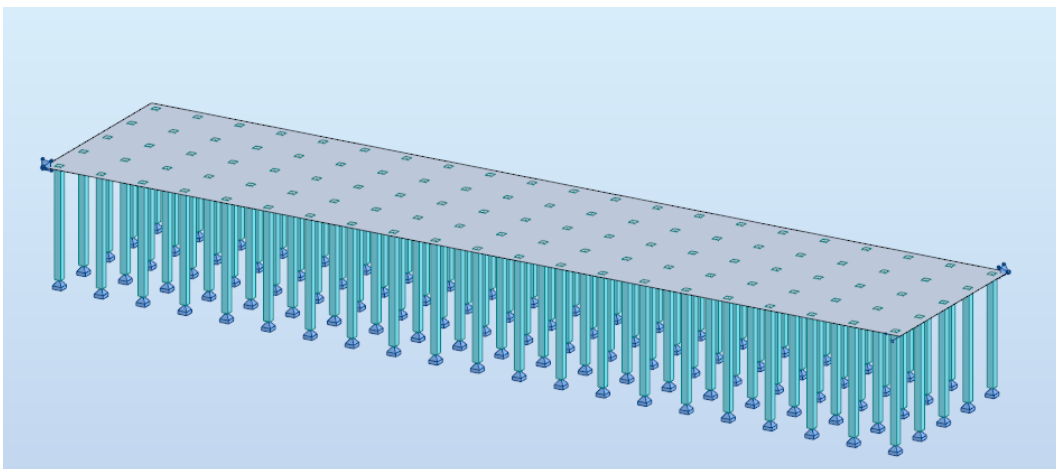
PAALUT 300 x 300, L = 5 m, k/k = 2 m

KUORMAT:

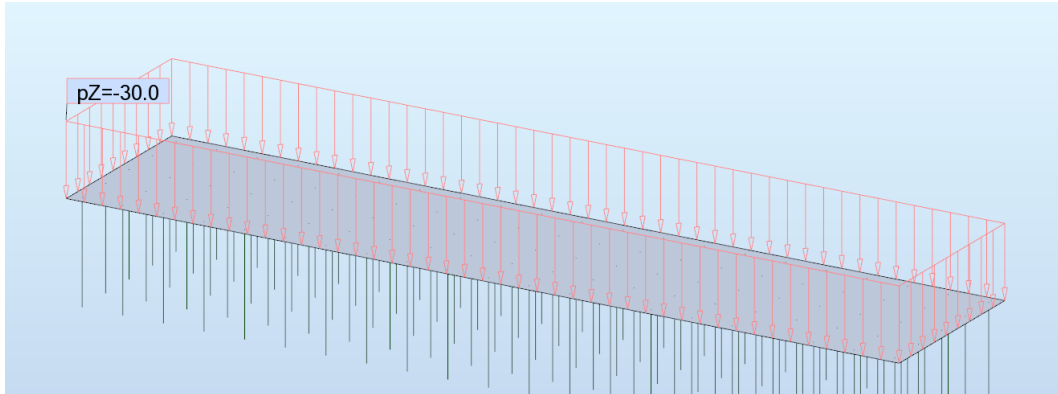
1. LAATAN OMA PAINO
2. PENKEREEN KORKEUS H = 1 500 mm → TASAINEN 30 kN/m² kuorma (MINIMI LAATAN REUNALLA ohjeen VO 5/2014 Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu 31.1.2014 mukaisesti).
3. RATO 3: LM71-22,5, a = 1, NAUHAKUORMA 80 kN/m
4. LIIKKUVA NAUHAKUORMA 76 kN/m, L = 6,4 m

Kuormat 3 ja 4 leviäminen ohjeen VO 5/2014 Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu 31.1.2014 mukaisesti

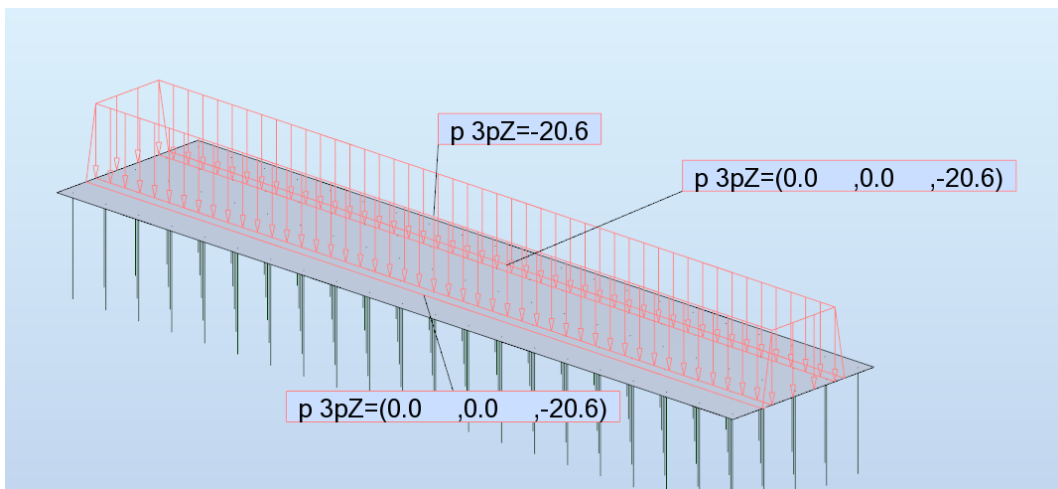
FEM-MALLI



Kuva 5. Laatan rakennemalli. Paalut 2 m ruutuun.

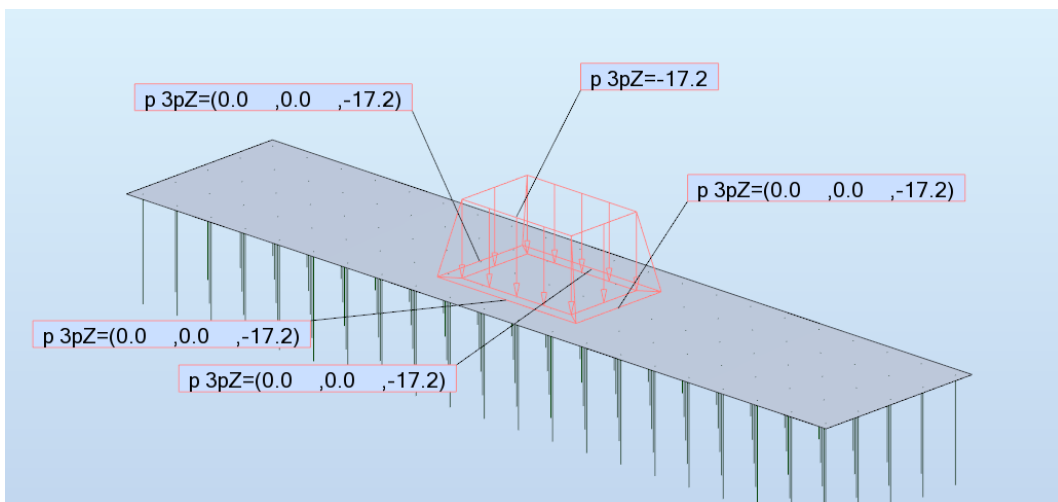


Kuva 6. Pengerkuorma 30 kN/m².



Kuva 7. Nauhakuorma 20,6 kN/m² ($R = 80 \text{ kN/m} \times 41 \text{ m} = 3\,280 \text{ kN}$). VO 5/2014 mukainen leviäminen.

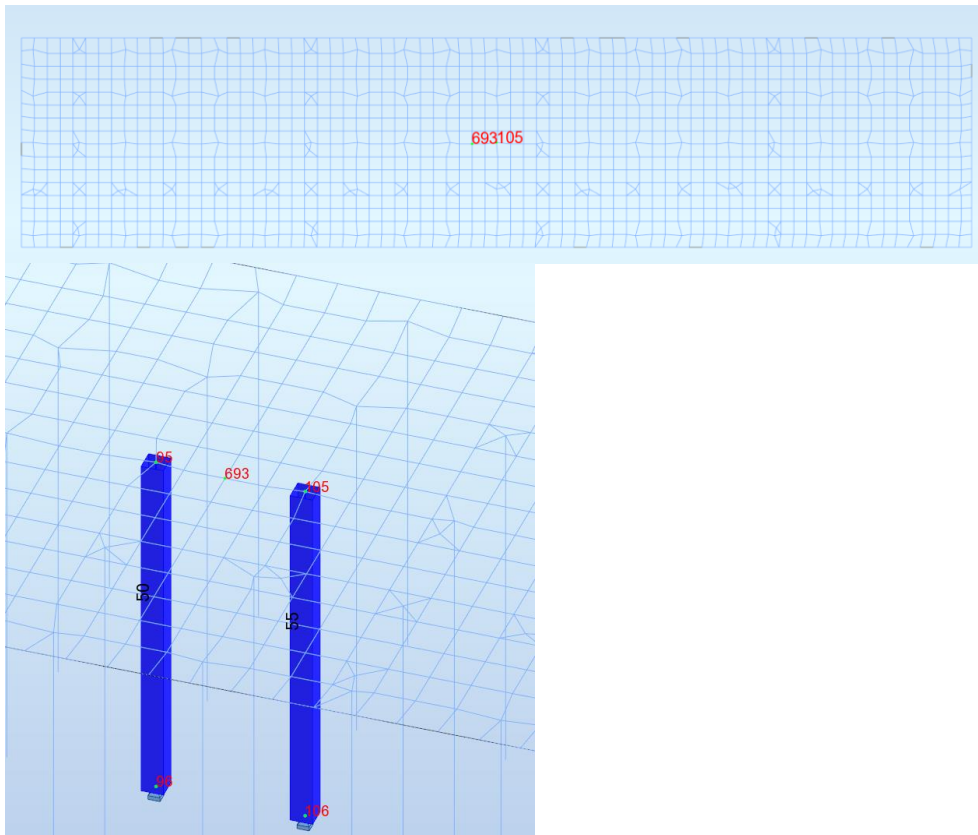
Junakuorma 17,2 kN/m²



Kuva 8. Junakuorma 17,2 kN/m² keskellä ($R = 76 \text{ kN/m} \times 6,4 \text{ m} = 486,4 \text{ kN}$). VO 5/2014 mukainen leviäminen.

Momentit yhteensä

SOLMUPISTEISSÄ 105 (TUKI) JA 693 (KENTTÄ)



TUKIMOMENTTI (PAALU)PISTE 105

OMINAISARVOT (Kuormista 1, 2, 3 ja 4 ks. ylhäältä)

Panel/Node/Case	MXX (kNm/m)	MYY (kNm/m)
2/ 105/ 1	12	11
2/ 105/ 2	29	28
2/ 105/ 3	17	10
2/ 105/ 4	12	8

$M_x = 70 \text{ kNm}$

KENTTÄMOMENTTI PISTE 693

OMINAISARVOT (Kuormista 1, 2, 3 ja 4 ks. ylhäältä)

Panel/Node/Case	MXX (kNm/m)	MYY (kNm/m)
2/ 693/ 1	-4	-1
2/ 693/ 2	-9	-1
2/ 693/ 3	-7	-8
2/ 693/ 4	-9	-7

$M_x = -29 \text{ kNm}$

2. 1 000 kN/teli ja telien k/k = 12,5 m (= 80 kN/m) ja NCCI7 mukainen kuorman leviäminen

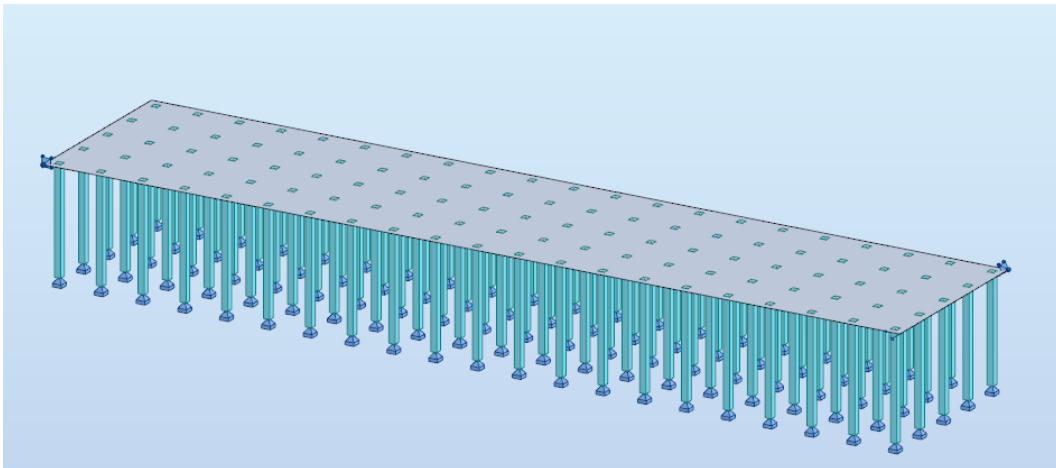
TERÄSBETONILAATTA H = 500 mm

PAALUT 300 x 300, L = 5 m, k/k = 2 m

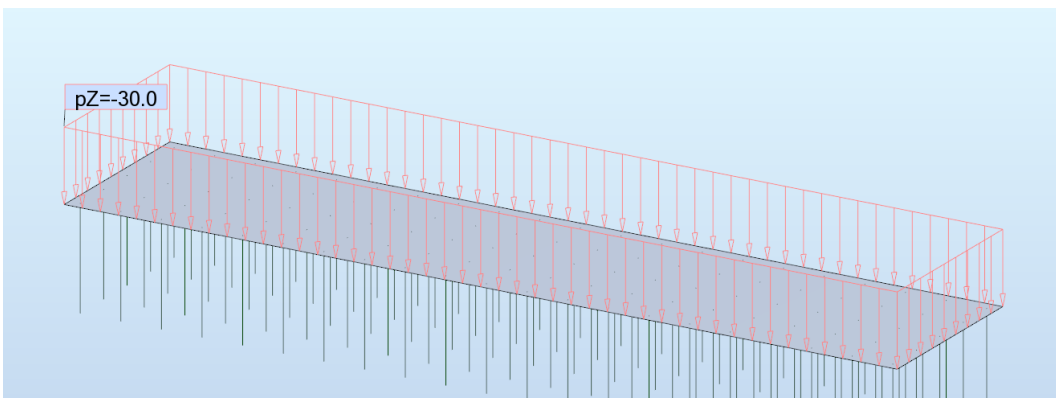
KUORMAT:

1. LAATAN OMA PAINO
2. PENKEREEN KORKEUS H = 1 500 mm → TASAINEN 30 kN/m² kuorma (MINIMI LAATAN REUNALLA ohjeen VO 5/2014 Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu 31.1.2014 mukaisesti).
3. LM71-22,5, junakuorma jaettu LM71 akselleille (4 x 250 kN) ja akseliryhmien väli 12,5 m → 80 kN/m
4. Sama kuin 3 (katso sijainti alla)
5. Sama kuin 3 (katso sijainti alla)

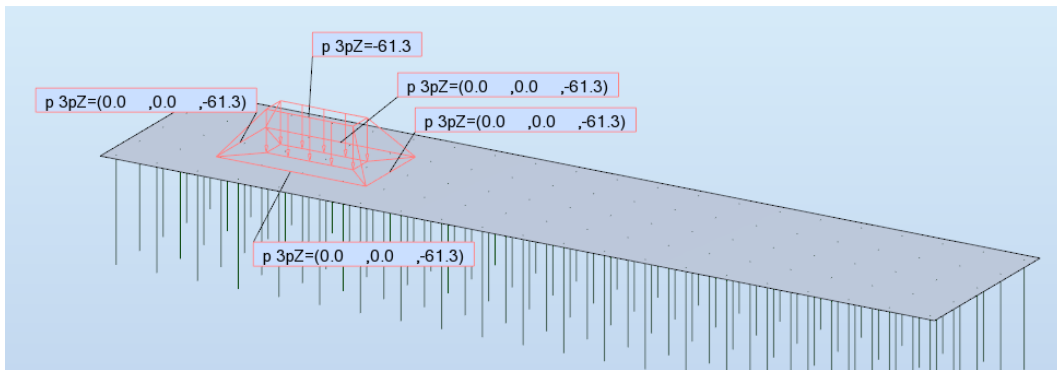
Kuorman 3–5 leviäminen NCCI7 Liite 9 ohjeen mukaisesti.



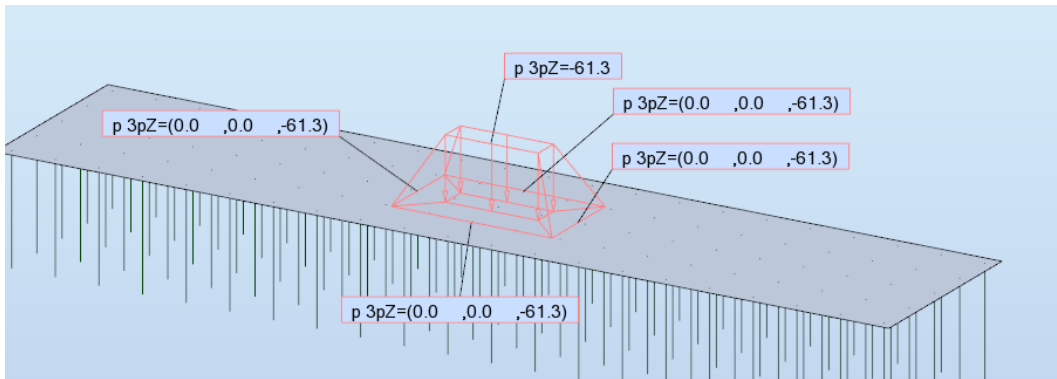
Kuva 9. Laatan rakennemalli.



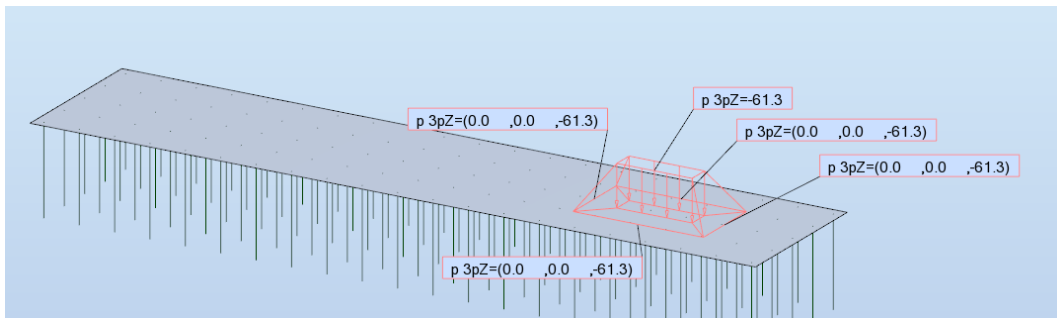
Kuva 10. PENGERKUORMA 30 kN/m²

JUNAKUORMA 3, 61,26 kN/m²

Kuva 11. 1 000 kN teli. Leviäminen NCCI7 Liite 9 mukaisesti. Teliän väli 12,5 m (kuvat 8 ja 9).

JUNAKUORMA 4, 61,26 kN/m²

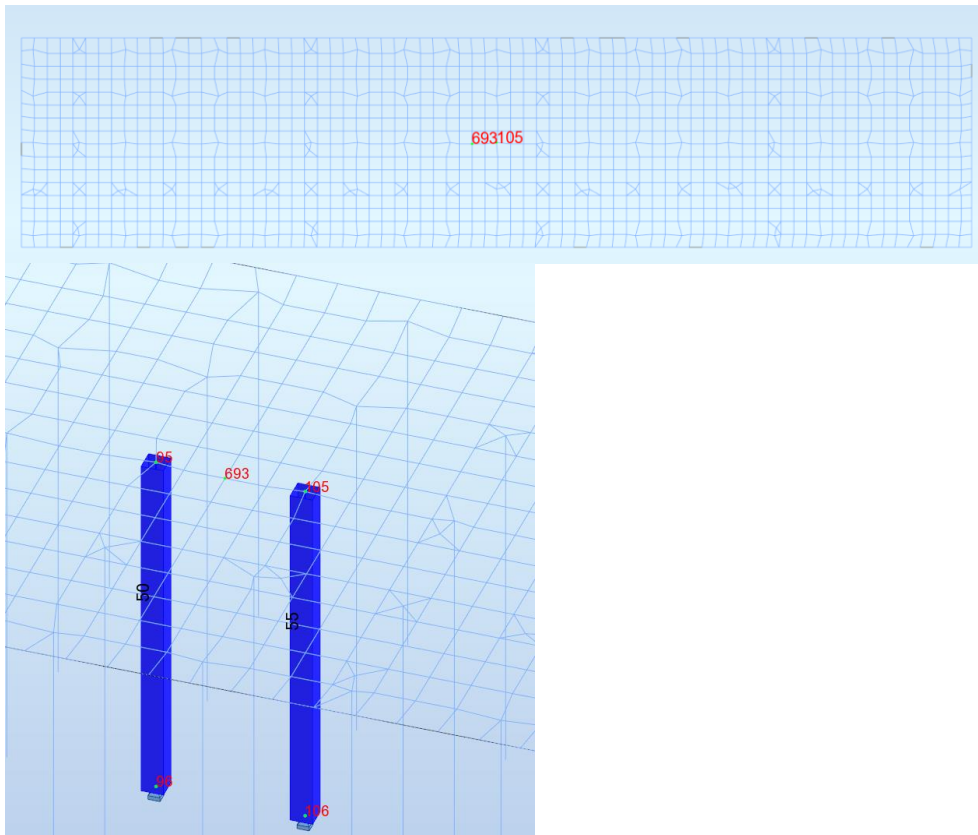
Kuva 12. 1 000 kN teli. Leviäminen NCCI7 Liite 9 mukaisesti. Teliän väli 12,5 m (kuvat 7 ja 9).

JUNAKUORMA 5, 61,26 kN/m²

Kuva 13. 1 000 kN teli. Leviäminen NCCI7 Liite 9 mukaisesti. Teliän väli 12,5 m (kuvat 7 ja 8).

Momentit yhteensä

SOLMUPISTEISSÄ 105 (TUKI) JA 693 (KENTTÄ)



TUKIMOMENTTI PAALUPISTE 105

OMINAISARVOT

Panel/Node/Case	MX (kNm/m)	MY (kNm/m)
2/ 105/ 1	12	11
2/ 105/ 2	29	28
2/ 105/ 3	-0	0
2/ 105/ 4	21	8
2/ 105/ 5	-0	0

$M_x = 62 \text{ kNm}$

KENTTÄMOMENTTI PISTE 693

OMINAISARVOT

Panel/Node/Case	MX (kNm/m)	MY (kNm/m)
2/ 693/ 1	-4	-1
2/ 693/ 2	-9	-1
2/ 693/ 3	-0	-0
2/ 693/ 4	-26	-27
2/ 693/ 5	-0	-0

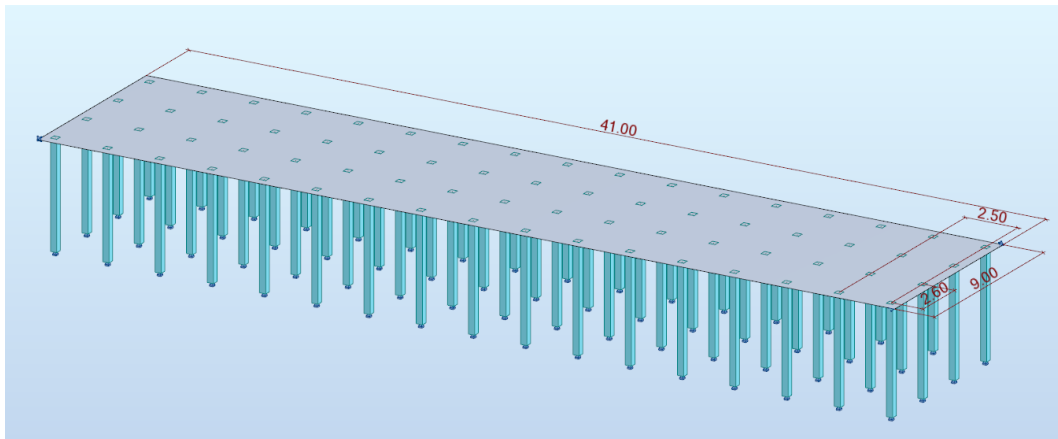
$M_x = -39 \text{ kNm}$

TERÄSBETONILAATTA H = 500 mm

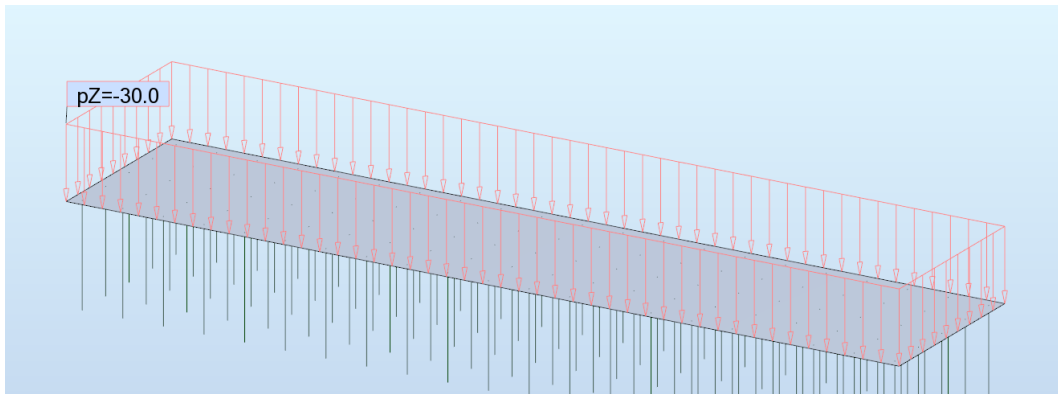
PAALUT 300 x 300, L = 5 m, JAKO 2,5 m / 2,6 m

RATO 3: JUNAKUORMA 17,2 kn/m², NAUHAUORMA 80 kn/m, PENKEREEN KORKEUS H = 1 500 mm

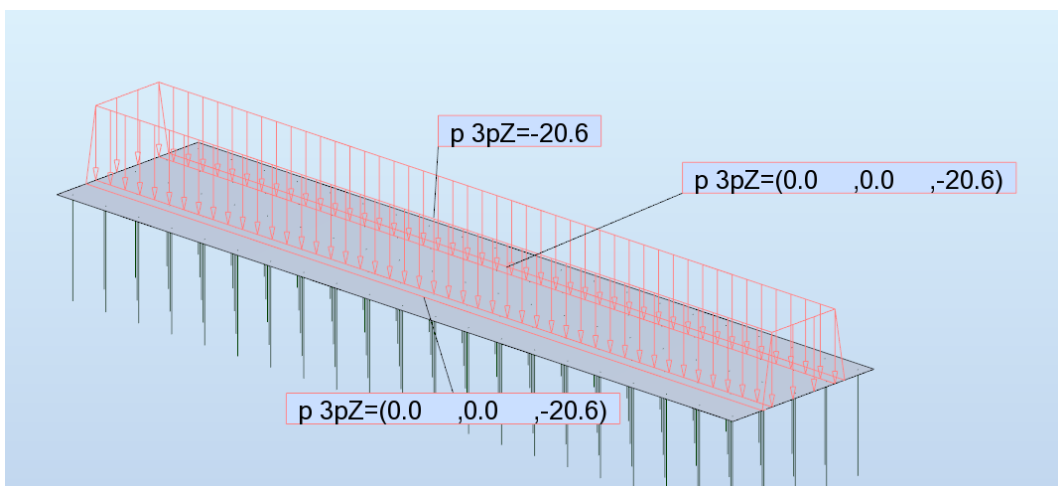
FEM-MALLI



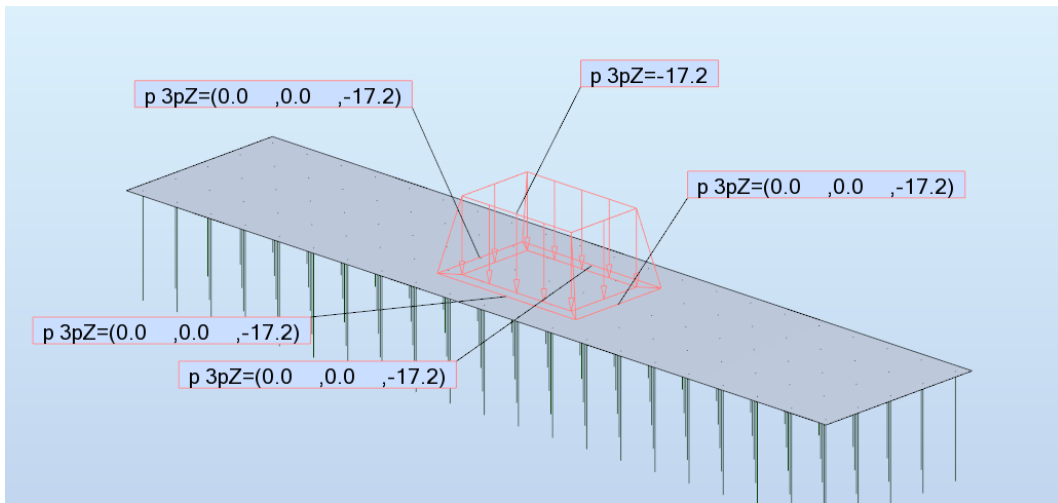
PENGERKUORMA 30 kN/m²



NAUHAUORMA 20,6 kN/m²

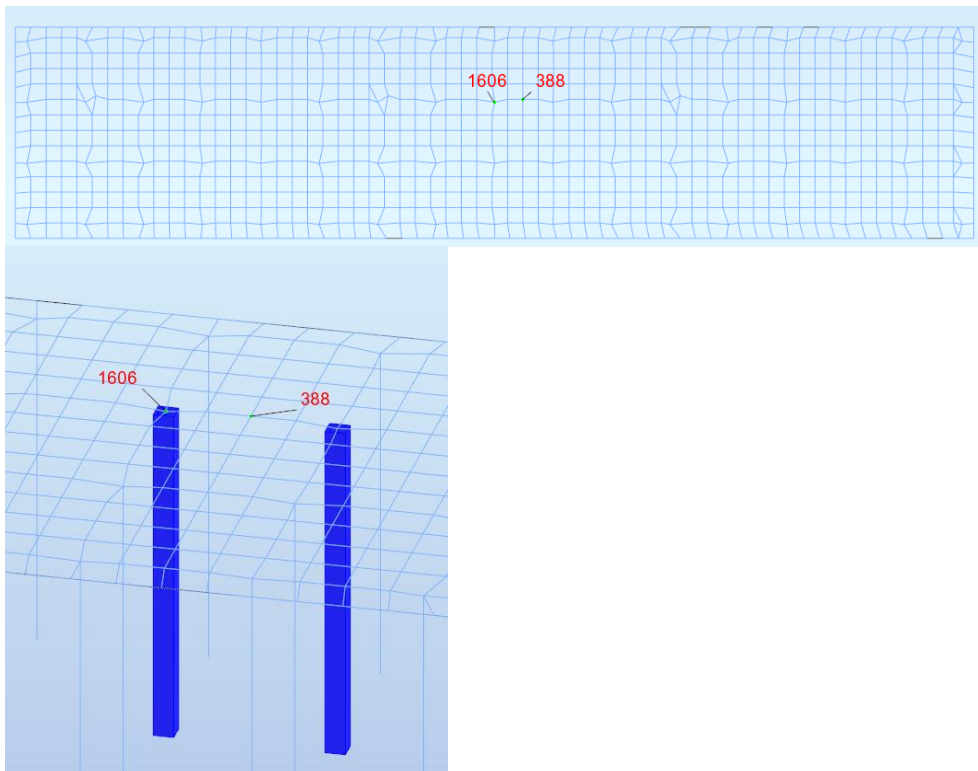


JUNAKUORMA 17,2 kN/m²



Momentit yhteensä

SOLMUPISTEISSÄ 1606 (TUKI) JA 388 (KENTTÄ)



TUKIMOMENTTI (PAALU)PISTE 1606

OMINAISARVOT

FE Results:1 Automatic direction - Cases: 1to4

Panel/Node/Case	MXX (kNm/m)	MY Y (kNm/m)
2/ 1606/ 1	19	17
2/ 1606/ 2	46	42
2/ 1606/ 3	23	15
2/ 1606/ 4	15	12

$M_x = 103 \text{ kNm}$

KENTTÄMOMENTTI PISTE 388

OMINAISARVOT

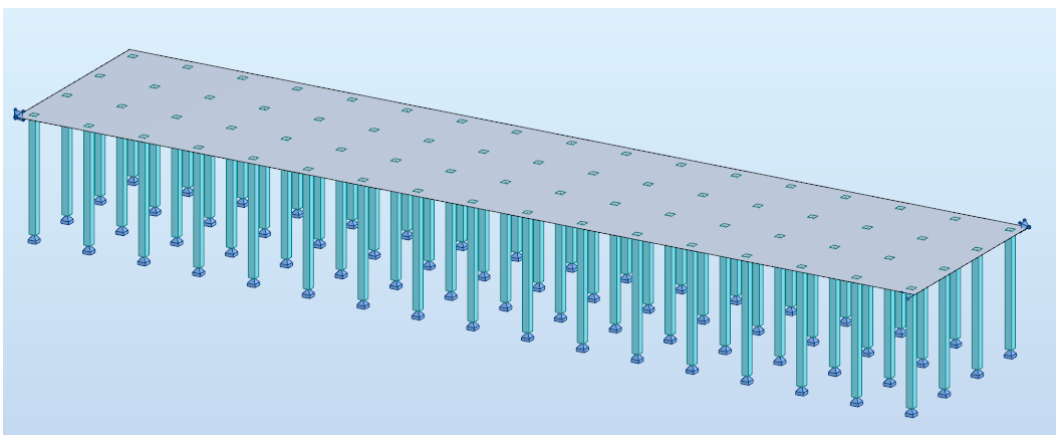
FE Results:1 Automatic direction - Cases: 1to4

Panel/Node/Case	MXX (kNm/m)	MY Y (kNm/m)
2/ 388/ 1	-6	-2
2/ 388/ 2	-15	-4
2/ 388/ 3	-9	-9
2/ 388/ 4	-11	-7

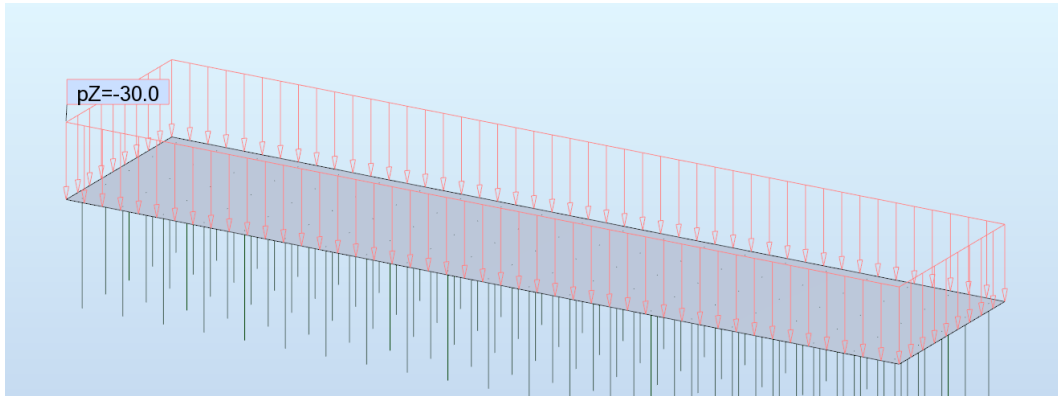
$M_x = -41 \text{ kNm}$

NCCI7: JUNAKUORMA $61,26 \text{ kn/m}^2$, PENKEREEN KORKEUS $H = 1500 \text{ mm}$

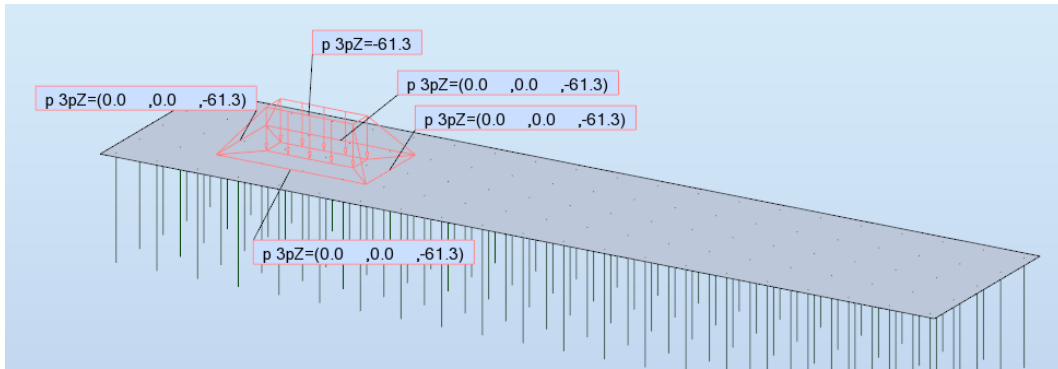
FEM-MALLI



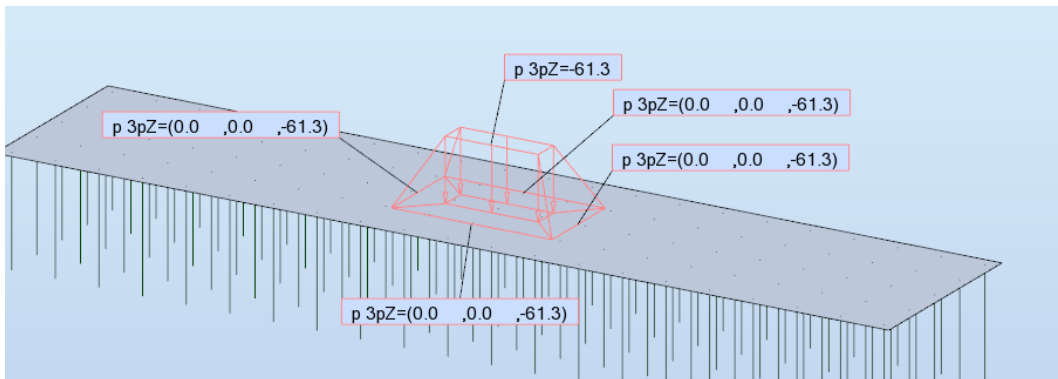
PENGERKUORMA 30 kN/m²



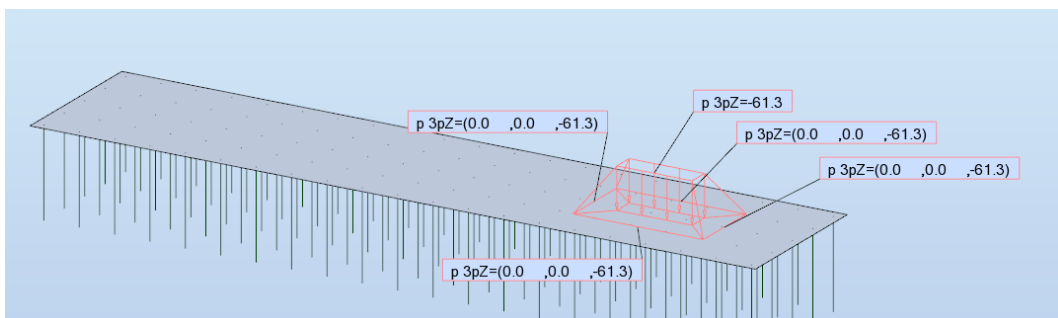
JUNAKUORMA 3, 61,26 kN/m²



JUNAKUORMA 4, 61,26 kN/m²

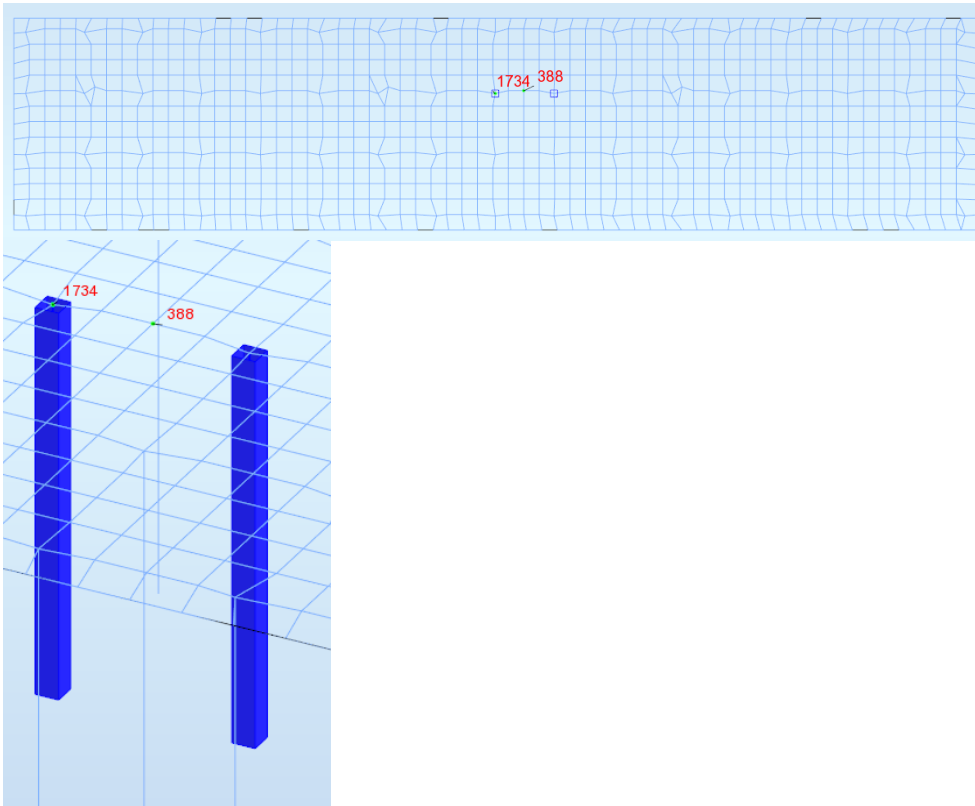


JUNAKUORMA 5, 61,26 kN/m²



Momentit yhteensä

SOLMUPISTEISSÄ 1734 (TUKI) JA 388 (KENTTÄ)



TUKIMOMENTTI PAALUPISTE 1734

OMINAISARVOT

FE Results Automatic direction - Cases: 1to5			
Panel/Node/Case	MXX (kNm/m)	MYX (kNm/m)	MYZ (kNm/m)
2/ 1734/ 1	19	17	
2/ 1734/ 2	46	42	
2/ 1734/ 3	-0	-0	
2/ 1734/ 4	27	25	
2/ 1734/ 5	-0	-0	

$M_x = 92 \text{ kNm}$

KENTTÄMOMENTTI PISTE 388

OMINAISARVOT

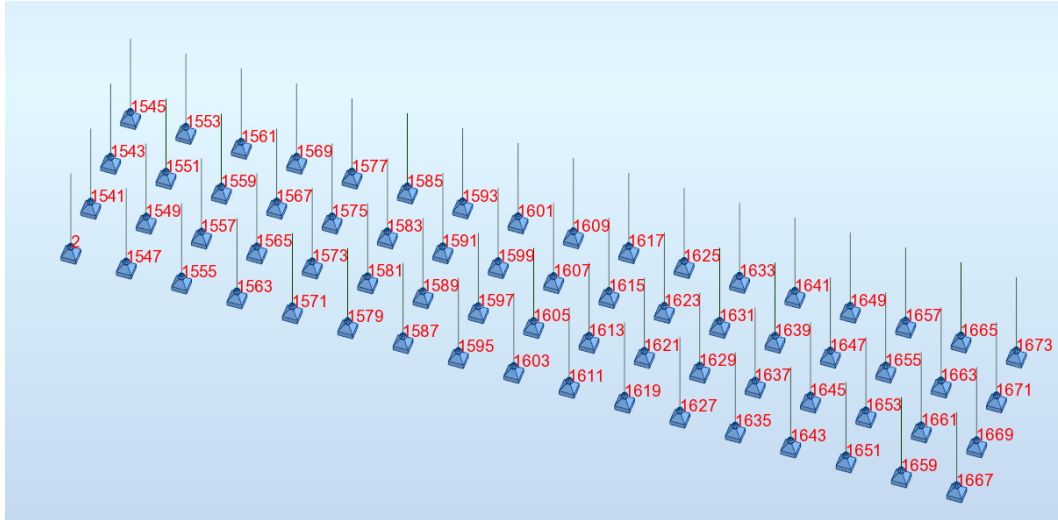
FE Results Automatic direction - Cases: 1to5			
Panel/Node/Case	MXX (kNm/m)	MYX (kNm/m)	MYZ (kNm/m)
2/ 388/ 1	-6	-2	
2/ 388/ 2	-15	-4	
2/ 388/ 3	-0	-0	
2/ 388/ 4	-24	-13	
2/ 388/ 5	-0	-0	

$M_x = -45 \text{ kNm}$

RATO 3

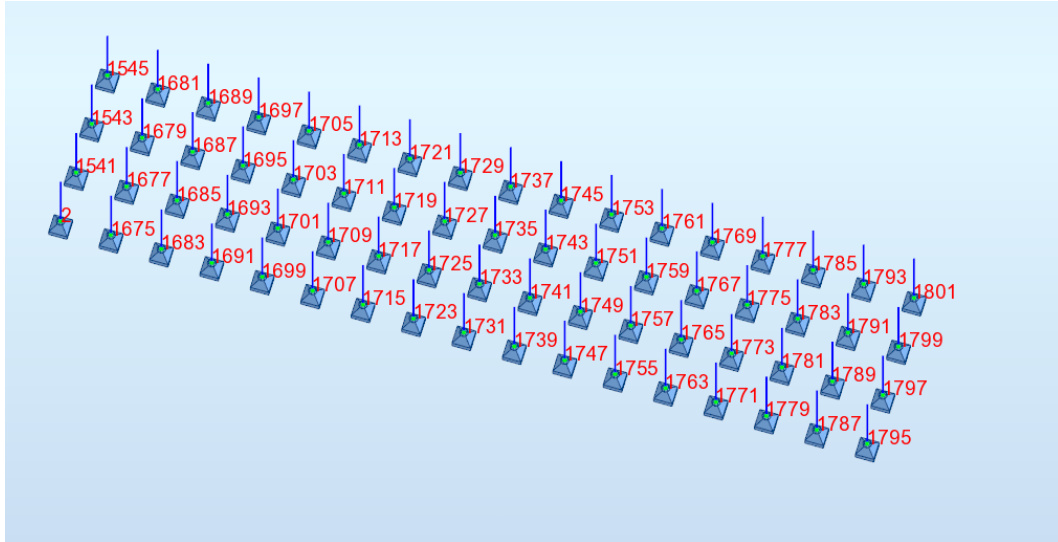
PAALUKUORMAT KN OMINAISARVOINA

PAALUJAKO 2.5/2.6



2/SLS+	141	1585/SLS+	217	1629/SLS+	401
1541/SLS+	284	1587/SLS+	217	1631/SLS+	401
1543/SLS+	284	1589/SLS+	421	1633/SLS+	217
1545/SLS+	141	1591/SLS+	420	1635/SLS+	216
1547/SLS+	222	1593/SLS+	217	1639/SLS+	400
1549/SLS+	393	1595/SLS+	228	1641/SLS+	216
1551/SLS+	393	1597/SLS+	467	1643/SLS+	218
1553/SLS+	222	1599/SLS+	467	1645/SLS+	402
1555/SLS+	224	1601/SLS+	228	1647/SLS+	402
1557/SLS+	407	1603/SLS+	233	1649/SLS+	218
1559/SLS+	407	1605/SLS+	487	1651/SLS+	224
1561/SLS+	224	1607/SLS+	487	1653/SLS+	407
1563/SLS+	218	1609/SLS+	233	1655/SLS+	407
1565/SLS+	402	1611/SLS+	228	1657/SLS+	224
1567/SLS+	402	1613/SLS+	467	1659/SLS+	222
1569/SLS+	218	1615/SLS+	467	1661/SLS+	393
1571/SLS+	216	1617/SLS+	228	1663/SLS+	394
1573/SLS+	400	1619/SLS+	217	1665/SLS+	222
1575/SLS+	400	1621/SLS+	421	1667/SLS+	141
1577/SLS+	216	1623/SLS+	421	1669/SLS+	284
1579/SLS+	217	1625/SLS+	217	1671/SLS+	284
1581/SLS+	401	1637/SLS+	400	1673/SLS+	141
1583/SLS+	401	1627/SLS+	216		

Kuva 14. Paalut numeroitu. 17 kpl x 4 kpl = 68 kpl, k/k = 2,5 m. Max paalukuorma 487 kN. Kuorma RATO 3 LKM71-22,5 a = 1, leviäminen paalulaattojen suunnitteluohjeen mukaisesti.

NCCI7**PAALUKUORMAT KN OMINAISARVOINA****PAALUJAKO 2.5/2.6**

2/SLS+	138	1713/SLS+	204	1759/SLS+	323
1541/SLS+	206	1715/SLS+	204	1761/SLS+	204
1543/SLS+	206	1717/SLS+	324	1763/SLS+	214
1545/SLS+	138	1719/SLS+	323	1765/SLS+	417
1675/SLS+	208	1721/SLS+	205	1767/SLS+	417
1677/SLS+	320	1723/SLS+	215	1769/SLS+	214
1679/SLS+	320	1725/SLS+	417	1771/SLS+	226
1681/SLS+	208	1727/SLS+	417	1773/SLS+	474
1683/SLS+	221	1729/SLS+	215	1775/SLS+	474
1685/SLS+	423	1731/SLS+	225	1777/SLS+	226
1687/SLS+	423	1733/SLS+	473	1779/SLS+	221
1689/SLS+	221	1735/SLS+	473	1781/SLS+	425
1691/SLS+	226	1737/SLS+	225	1783/SLS+	425
1693/SLS+	474	1739/SLS+	215	1785/SLS+	221
1695/SLS+	474	1741/SLS+	419	1787/SLS+	208
1697/SLS+	226	1743/SLS+	419	1789/SLS+	321
1699/SLS+	215	1745/SLS+	215	1791/SLS+	321
1701/SLS+	419	1747/SLS+	205	1793/SLS+	208
1703/SLS+	419	1749/SLS+	324	1795/SLS+	138
1705/SLS+	214	1751/SLS+	324	1797/SLS+	205
1707/SLS+	204	1753/SLS+	205	1799/SLS+	205
1709/SLS+	324	1755/SLS+	204	1801/SLS+	138
1711/SLS+	324	1757/SLS+	323		

Kuva 15. Paalut numeroitu. 17 kpl x 4 kpl = 68 kpl, k/k = 2,5 m. Max paalu-kuorma 474 kN. Kuorma 1 000 kN akseliryhmä (LM71 akseliryhmä k/k 12,5 m ja leviäminen NCCI7 mukaisesti.

Taulukko 2.3 RT Betonipaalujuen® puristuskapasiteetit murtorajatilassa

Paalutyyppe	$R_{d, \text{astr}} \text{ [kN]}$								$R_{d, \text{geo}} \text{ [kN] } ^*)$		
	P [%]	L [%]	$c_i \text{ [kN/m}^2\text{]}$					PTL1	PTL2	PTL3 ^{*)}	
			3	5	7	10	12				
RTB-250-16	Jatkettu paalu	100	0	375	508	613	739	805	624	698	791
		50	50	473	636	760	899	(947)			
		0	100	548	721	838	(947)	(1000)			
	Jatkamaton paalu	100	0	532	692	808	(927)				
		50	50	669	867	990	(1077)				
		0	100	764	933	1017	(1103)				
RTB-300-16	Jatkettu paalu	100	0	541	733	885	1063	1149	895	1001	1134
		50	50	678	916	1093	1282	(1344)			
		0	100	789	1036	1204	(1357)	(1431)			
	Jatkamaton paalu	100	0	765	995	1161	(1325)				
		50	50	967	1247	1415	(1532)				
		0	100	1099	1338	1455	(1574)				
RTC-300-16	Jatkettu paalu	100	0	578	788	957	1163	1277	1026	1147	1300
		50	50	733	987	1184	1427	(1549)			
		0	100	843	1121	1324	(1526)	(1622)			
	Jatkamaton paalu	100	0	826	1087	1283	1498				
		50	50	1049	1369	1595	(1778)				
		0	100	1195	1496	1661	(1821)				
RTC-350-16	Jatkettu paalu	100	0	790	1077	1307	1589	1746	1394	1558	1765
		50	50	1001	1346	1616	1946	(2092)			
		0	100	1149	1529	1805	(2078)	(2209)			
	Jatkamaton paalu	100	0	1128	1484	1750	2043				
		50	50	1431	1868	2174	(2411)				
		0	100	1629	2039	2260	(2478)				



Väylävirasto
Trafikledsverket

ISSN 2490-0745

ISBN 978-952-317-939-4

www.vayla.fi