



Väylävirasto
Trafikledsverket

Opinnäytetyö
7/2022

Sanni Leimi

**Rautatietärinän
vaimennusmenetelmien vertailu ja
soveltuvuustarkastelu**

Sanni Leimi

Rautatietärinän vaimennusmenetelmien vertailu ja soveltuvuustarkastelu

Opinnäytetyö 7/2022

Väylävirasto
Helsinki 2022

Verkkójulkaisu pdf (www.vayla.fi)

ISSN 2490-1202

ISBN 978-952-405-030-2

Väylävirasto

PL 33

00521 HELSINKI

puh. 0295 343 000

Sanni Leimi: Rautatietärinän vaimennusmenetelmien vertailu ja soveltuvuus-tarkastelu. Väylävirasto Helsinki 2022. Opinnäytetyö 7/2022. 112 sivua ja 3 liitettä. ISSN 2490-1202, ISBN 978-952-405-030-2.

Avainsanat: Rautatietärinä, vaimentaminen, 2D-mallinnus, teräsponttiseinä, paalulaatta, massanvaihto, pilaristabilointi, stabilointiseinä

Tiivistelmä

Tässä diplomityössä tarkasteltiin erilaisten rautatietärinän vaimennusratkaisujen soveltuvuutta Tupoksen alueella. Työssä esiteltiin värähtelyä ja tärinää teoriatasolla, rautatietärinän vaikutukset ja niiden arviointimenetelmät sekä erilaisia vaimennusratkaisuja. Vaimennusratkaisujen toimivuutta valitussa tutkimuskohteessa tutkittiin kaksikulotteisilla FEM-mallinuksilla. Mallinnukset tehtiin Plaxis 2D-ohjelmalla. Mallinnettaviksi vaimennusratkaisuiksi valittiin teräsponttiseinä, paalulaatta, massanvaihto, pilaristabilointi ja stabilointiseinä. Laskentatulosten ja kirjallisuuden perusteella tehtiin soveltuvuustarkastelu, jossa arvioitiin tutkittujen menetelmien soveltuvuutta tutkimuskohteeseen. Työn tavoitteena oli kartoittaa menetelmiä alueen tärinähaittojen vähentämiseksi.

Laskentojen perusteella havaittiin kaikilla tutkittavilla rakenteilla olevan vaikutusta mallinnetun värähtelyn voimakkuuteen ja taajuusjakaumaan. Useiden mallinnettujen rakenteiden havaittiin vaimentavan tärinää tehokkaasti alle 50 m päässä radasta. Vaikutus kuitenkin heikkenee 100 m etäisyydellä. Paalulaatan, massanvaihdon ja pilaristabiloinnin osalta havaittiin myös liikenteenohjauksen vaikutus tärinän syntymiseen. Värähtely vaimeni huomattavasti tehokkaammin kuorman sijaitessa uudella, vaimennusrakenteella varustetulla raiteella. Vastaavasti etenkin vaakavärähtely voimistui vanhaa raidetta kuormittaessa viereisen raiteen ollessa vaimennettu.

Soveltuvuustarkastelussa havaittiin, että laskentatulosten perusteella pientalojen asukkaiden kokemia tärinähaittoja on hyvin haastavaa vähentää vaimennettavan värähtelyn taajuusjakauman vuoksi. Kaikissa laskentatapauksissa pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet osuivat pientalojen ominaistaajuuden alueelle. Kerrostalojen osalta haasteeksi osoittautui vaakasuuntaisen värähtelyn taajuusjakauma. Toteutettavuustarkastelussa ei noussut esiin merkittäviä esteitä tutkittavien rakenteiden toteuttamiselle. Kustannustarkastelussa teräspontti- ja stabilointiseinät osoittautuivat tutkituista rakenteista hyöty-kustannussuhteeltaan toimivimmiksi ratkaisuiksi.

Työn tulosten perusteella useilla tutkituilla ratkaisuilla on potentiaalia tärinän vaimentamisessa, vaikka mikään ratkaisu ei tutkimuksessa toiminutkaan täydellisesti. Tämän vuoksi pelkästään tämän työn tulosten perusteella ei voida suoraan suosittelaa mitään ratkaisua käytettäväksi. Työn tuloksia voidaan kuitenkin hyödyntää heikosti suorituneiden ratkaisujen poissulkemiseksi mallin kaltaisissa olosuhteissa sekä jatkotarkasteltavien ratkaisuiden valinnassa. Tärinä ja sen vaimeneminen ovat kohdekohtaisia ilmiöitä, minkä vuoksi työn tuloksia ei voida yleistää koskemaan kaikkia kohteita.

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

Sanni Leimi: Jämförelse av metoder för dämpning av järnvägsvibrationer och granskning av deras genomförbarhet. Trafikledsverket. Helsingfors 2022. Lärdomsprov 7/2022. 112 sidor och 3 bilagor. ISSN 2490-1202, ISBN 978-952-405-030-2.

Sammanfattning

I detta diplomarbete granskades genomförbarheten av olika slags lösningar för dämpning av järnvägsvibrationer i Tuposområdet. I arbetet behandlades vibrationer och skakningar på teoretisk nivå, konsekvenser av järnvägsvibrationer och metoder för att bedöma dessa samt olika slags dämpningslösningar. Funktionen för dämpningslösningarna på den valda undersökningsplatsen undersöktes med tvådimensionell FEM-simulering. Simuleringarna gjordes med programmet Plaxis 2D. De dämpningslösningar som simulerades var stålspontvägg, pålplatta, massbyte, pelarstabilisering och stabiliseringsvägg. Med beräkningsresultaten och litteratur som grund granskades genomförbarheten där de undersökta metodernas lämplighet för undersökningsobjektet bedömdes. Arbetet hade som mål att kartlägga metoder för att minska vibrationsolägenheterna i området.

Med beräkningarna som grund konstaterades att alla undersökta strukturer påverkade vibrationens simulerade styrka och frekvensfördelning. Flera av de simulerade strukturerna konstaterades dämpa vibrationer effektivt på avstånd kortare än 50 m från banan. Effekten försvagas dock på 100 m avstånd. När det gäller pålplatta, massbyte och pelarstabilisering observerades också att trafikstyrningen påverkar uppkomsten av vibrationer. Vibrationerna dämpades betydligt effektivare när lasten låg på det nya spåret som var försett med dämpningskonstruktion. På motsvarande sätt förstärktes framför allt horisontella vibrationer när det gamla spåret belastades och det intilliggande spåret var dämpat.

Vid granskning av genomförbarheten observerades att det baserat på beräkningsresultaten är mycket svårt att minska de vibrationsolägenheter som boende i småhus upplever, på grund av vibrationernas frekvensfördelning. I alla beräkningsfall hamnade de dominerande frekvenserna i den vertikala vibrationen inom området för egenfrekvensen hos småhus. När det gäller flervåningshus visade sig frekvensfördelningen för horisontella vibrationer utgöra en utmaning. I granskningen av genomförbarhet visade sig inga betydande hinder för att förverkliga de undersökta konstruktionerna. I kostnadsgranskningen visade sig stålspont- och stabiliseringsväggar vara de lösningar som hade bäst förhållande mellan nytta och kostnader.

Med resultaten från arbetet som grund har flera av de undersökta lösningarna potential för vibrationsdämpning, även om ingen av lösningarna fungerade perfekt i undersökningen. På grund av detta kan inte någon lösning rekommenderas för användning med endast detta arbetes resultat som grund. Arbetets resultat kan dock utnyttjas för att exkludera lösningar som presterade dåligt i förhållanden som liknar modellen samt för val av lösningar för fortsatt granskning. Vibration och dess dämpning är objektspecifika fenomen varför arbetets resultat inte kan generaliseras till att gälla alla objekt.

Denna publikations originalitet har granskats med Turnits program OriginalityCheck.

Sanni Leimi: Comparison and applicability review of damping methods for railway-induced vibration. Finnish Transport Infrastructure Agency Helsinki 2022. Thesis 112 pages and 3 appendices. ISSN 2490-1202, ISBN 978-952-405-030-2.

Abstract

The purpose of this research was to investigate damping methods for train induced vibration at Tupos, Liminka. The first part of the study is a theory part, which deals with vibration in theory, the effects and evaluation criteria and different damping methods for train induced vibration. The second part of the study consists of FEM-modeling of different damping methods, the evaluation of the results and evaluation of applicability at the chosen area. The modeling was executed using Plaxis 2D-program. The chosen damping methods on this study were sheet pile wall, pile board foundation, replacement of soil under the embankment, stabilized soil columns under the embankment and stabilized soil column wall. The applicability evaluation was carried out based on the calculation results and literature.

Based on the calculations, it was observed that all the methods investigated had effects on the frequency and intensity of the vibration. Several modeled structures were found to effectively dampen vibration less than 50 m from the track. However, the effect weakened at a distance of 100 m. Regarding the pile board foundation, replacement of soil and stabilized columns under the embankment, the effect of traffic control on the generation of vibration was also noted. The vibration was dampened more effectively when the load was located on the new track equipped with a damping structure. Correspondingly, especially the horizontal vibration intensified when the old track was loaded while the adjacent track was damped.

In the applicability review it was observed that based on the calculation results it is very challenging to reduce the inconvenience induced by vibration by the residents of 1,5–2-floor buildings due to the frequency distribution of the damped vibration. In all calculations, the dominant frequencies of the damped vertical vibration fell within the range of the characteristic frequency of said buildings. In the case of apartment buildings, the frequency distribution of horizontal vibration turned out to be a challenge for similar reasons. In the feasibility review, no significant obstacles to the implementation of the investigated structures emerged. In the cost analysis, sheet pile wall and stabilized soil column wall proved to be the most cost-effective of the studied structures.

Based on the results of the work, several investigated solutions have potential for vibration damping, although none of the solutions worked perfectly in the study. Therefore, based on the results of this work alone, it is not possible to directly recommend any solution to be used. However, the results of the work can be used to exclude poorly performing solutions in conditions similar to the model and in the selection of solutions to be further examined. Vibration and its damping are case-specific phenomena, which is why the results of this study cannot be generalized to all cases.

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

Esipuhe

Tämä diplomityö tehtiin Welado Oy:lle osana Väyläviraston tilaamaa ”Ratasuunnittelu Tampere-Oulu” -hanketta. Työn ovat rahoittaneet Väylävirasto ja Welado Oy. Työn ohjausryhmään ovat kuuluneet Eero Virtanen (Väylävirasto), Mikael Takala (Väylävirasto), Heikki Luomala (Tampereen yliopisto), Juho Mansikkamäki (Tampereen yliopisto), Antti Pelho (Tampereen yliopisto) ja Jussi Seppä (Welado Oy). Kiitän koko ohjausryhmääni avusta ja mielenkiinnosta työtäni kohtaan sekä erityisesti kannustuksesta ja tuesta, jota tämän työn tekeminen vaati runsaissa määrin. Erityiskiitokset esitän työni ohjanneille ja tarkastaneille Heikki Luomalalle ja Juho Mansikkamäelle sekä Mikael Takalalle, joiden apu oli korvaamatonta työn toteutuksen kannalta. Kiitokset myös Eero Virtaselle ja Kimmo Saarelalle (Welado Oy), jotka mahdollistivat tämän työn tekemisen hankkeelle.

Työn aihe oli haastava, mutta todella mielenkiintoinen. Olen kiitollinen mahdollisuudesta perehtyä aihepiiriin syvällisemmin ja haastaa itseäni, sekä niistä onnistumisen kokemuksista, joita tämän työn tekeminen minulle tarjosi.

Helsingissä joulukuussa 2022

Väylävirasto
Väylien suunnittelu

Sisältö

1.	JOHDANTO.....	11
2.	VÄRÄHTELY JA TÄRINÄ	12
2.1	Värähtelyn perusteet	12
2.2	Aaltotyypit.....	14
2.3	Värähtelyn eteneminen maaperässä.....	15
2.4	Värähtelyn vaimeneminen.....	17
2.5	Rautatietärinä	18
3.	RAUTATIETÄRINÄN VAIKUTUKSET JA ARVIOINTI.....	19
3.1	Asumisviihtyvyys	19
3.2	Rakennevauriot.....	20
4.	TÄRINÄNVAIMENNUSRATKAISUT	25
4.1	Radan tai rakennuksen tärinäeristys.....	25
4.2	Radan maapohjan jäykistäminen	26
4.2.1	Stabilointi	26
4.2.2	Paalulaatta.....	28
4.2.3	Massanvaihto	28
4.3	Pystysuorat tärinäesteet	30
5.	RAUTATIETÄRINÄN KAKSIULOTTEINEN FEM-MALLINTAMINEN	31
5.1	Elementtimenetelmä (FEM)	31
5.2	Plaxis 2D	31
5.3	Materiaalimallit.....	31
5.4	Plaxis 2D elementtityyppejä	32
6.	TUTKIMUSKOHDE	34
7.	TÄRINÄNVAIMENNUSRATKAISUJEN FEM-MALLINTAMINEN	36
7.1	Malli.....	36
7.2	Heräte ja kuorma	36
7.3	Maaparametrit	38
7.4	Kaksoisraide vastapenkereillä	41
7.5	Teräsponttiseinä	42
7.6	Paalulaatta	42
7.7	Massanvaihto.....	46
7.8	Pilaristabilointi.....	47
7.9	Stabilointiseinä.....	48
8.	LASKENNAN TULOKSET	51
8.1	Tärinä lähtötilanteessa.....	52
8.2	Kaksoisraide vastapenkereillä	53
8.3	Teräsponttiseinä	56
8.4	Paalulaatta	61
8.5	Massanvaihto.....	68
8.6	Pilaristabilointi.....	75
8.7	Stabilointiseinä.....	81
8.8	Laskentatulosten vertailu	87
9.	VAIMENNUSRATKAISUJEN SOVELTUVUUSTARKASTELU	93

9.1	Soveltuvuus eri rakennustyypeille	93
9.1.1	Värähtelyluokitus	93
9.1.2	Vertailu rakennusten ominaistajuuksiin	96
9.2	Vaimennusratkaisujen toteutettavuus.....	99
9.3	Kustannusvertailu.....	100
10.	JOHTOPÄÄTÖKSET JA YHTEENVETO	104
	LÄHTEET	107

LIITTEET

Liite 1	Laskentageometriat
Liite 2	Laskentojen FFT-kuvaajat
Liite 3	Kustannuslaskelma

Lyhenteet ja merkinnät

λ	aallonpituus
ω	kulmataajuus
a	heilahduskihtyvyyys
A	pinta-ala
A	amplitudi
A_i	aallon amplitudi etäisyydellä <i>i</i> värähtelyn lähteestä
c	koheesio
c'	tehokas koheesio
d	halkaisija
E	kimmomoduuli
EA	akssiaalijäykkyys
EI	taivutusjäykkyys
E_{oed}	tangenttimoduuli
f	taajuus
f₀	ominaistaajuus
f₀	referenssitaajuus
f₁	terssikaistan alaraja
f₂	terssikaistan yläraja
f_c	terssikaistan keskitaajuus
F_d	kuorman mitoitusarvo
FEM	elementtimenetelmä
FFT	Fast Fourier Transform, nopea Fourier muunnos
F_{neg:k}	negatiivisen vaippahankauskuorman ominaisarvo
G	liukumoduuli
G_k	pysyvien kuormien ominaisarvo
H	maakerroksen paksuus
HS	Hardening Soil -materiaalimalli
I_p	plastisuusindeksi
k/k	etäisyys pilarin tai paalun keskipisteestä keskipisteeseen
K_{FI}	luotettavuusluokasta riippuva kuormakerroin
K_i	sysäyskerroin määritykseen käytettävä parametri
l	pituus
LE	Linear Elastic-materiaalimalli
M	jäykkyysmoduuli
m	moduuliluku
MAKU-indeksi	Maanrakennuskustannusindeksi
MC	Mohr-Coulomb-materiaalimalli
n	rataosan kunnossapitotasosta riippuva kerroin
OCR	ylikonsolidaatioaste
Q_k	pystysuorien liikennekuormien ominaisarvo
r	etäisyys
Rayleigh α	Rayleigh'n vaimennuskerroin α
Rayleigh β	Rayleigh'n vaimennuskerroin β
R_d	paalun kestävyuden mitoitusarvo
s_u	suljettu leikkauslujuus
s_u^{DSS}	rasialeikkaukskokeella määritetty suljettu leikkauslujuus
t	aika
T	jaksonaika
v	heilahdusnopeus
v	Poissonin luku

v_{long}	heilahdusnopeuden radansuuntainen komponentti
v_M	heilahdusnopeuden mitattu määräävä komponentti
v_{max}	värähtelyn huippuarvo
v_p	puristusaallon etenemisnopeus
v_R	Rayleigh-aallon etenemisnopeus
v_{res}	värähtelyn erisuuntaisten komponenttien resultantti
v_{rms}	värähtelyn tehollisarvo
v_s	leikkausaallon etenemisnopeus
v_{tran}	heilahdusnopeuden rataa vasten kohtisuora komponentti
VTT	Teknologian tutkimuskeskus VTT Oy
v_{vert}	heilahdusnopeuden pystykomponentti
v_w	värähtelyn suurin tehollisarvo
$v_{w,95}$	värähtelyn tunnusluku
w	paino
α	absorptiokerroin
β	jännityseksponentti
γ	tilavuuspaino
ε	venymä
ρ	tiheys
σ	jännitys
σ'	tehokas jännitys
σ'_c	esikonsolidaatiojännitys
σ'_{v0}	tehokas pystyjännitys
σ_a	vertailujännitys
ϕ	kitkakulma
ϕ'	tehokas kitkakulma
ϕ_v	sysäyskerroin
ψ	dilataatiokulma

1. Johdanto

Rautatietärinä on junaliikenteen aiheuttamaa, maan kautta kulkeutuvaa värähtelyä, jonka ihminen kokee joko rakennuksen värähtelynä tai esimerkiksi astioiden helinänä. Tärinä on merkittävä ongelma rautateiden varsilla asuville ihmisille sen haitatessa asumisviihtyvyyttä ja häiritessä nukkumista. Lisäksi tärinä voi aiheuttaa pelkoa rakenteiden vaurioitumisesta, vaikka tärinän voimakkuus ei olisikaan riittävän suuri aiheuttamaan rakennevaurioita. Asuinrakentamisen tiivistämisen, maankäytön tehostamisen ja hyvien joukkoliikenneyhteyksien suosimisen seurauksena uusia asuinalueita kaavoitetaan lähelle rautateitä. Samoista syistä asuinrakentamista kaavoitetaan myös pehmeiköille, jotka ovat tärinän kannalta ongelmallisimpia paikkoja. Haittoja lisäävät olennaisesti junaliikenteen akselipainojen nosto ja liikennöinti pitkillä junilla. Liikennöitävien junien ominaisuudet vaikuttavat tärinäherätteen suuruuteen, jonka lisäksi rakennuksissa koettavan tärinän voimakkuuteen vaikuttavat muun muassa radan, maaperän ja rakennuksen ominaisuudet.

Nykyiseen lainsäädäntöön perustuen tärinähaitat tulee ottaa huomioon kaava-suunnittelussa ja rakentamisessa. Tärinän voimakkuutta ja leviämistä voidaan rajoittaa tärinänvaimennusmenetelmillä. Koska rautatietärinän suuruus ja haitallisuus riippuvat useista eri parametreista, on tärinän voimakkuuden ja leviämisen arviointi haastavaa. Myös vaimennusmenetelmien toimivuus on hankalasti arvioitavissa. Kohteeseen sopivan tärinänvaimennusmenetelmän valinta edellyttää kohdekohtaisia tutkimuksia ja selvityksiä. Vaimennusmenetelmien toiminta ja saavutettavan vaimennuksen suuruus riippuvat vaimennettavan värähtelyn taajuudesta, tärinähaitoista kärsivien rakennusten tyypistä ja vallitsevista maaperäolosuhteista. Tärinään ja sen vaimennukseen liittyviä kysymyksiä mietittäessä kokemusperäinen tieto on keskeisessä asemassa, sillä ilmiön monimutkaisen luonteen takia värähtelyä, sen etenemistä ja vaimenemista on haastava arvioida pelkästään teoreettisella tasolla täysin oikein.

Tässä diplomityössä tutkitaan erilaisten tärinänvaimennusmenetelmien soveltuvuutta tärinän vaimentamiseen Liminka-Oulu rataosalla sijaitsevalla Tupoksen alueella suunnitteilla olevan kaksoisraiteen rakentamisen jälkeen. Työn tavoitteena oli kartoittaa kohteeseen mahdollisesti soveltuvia tärinänvaimennusratkaisuja ja arvioida niiden toimintaa, toteutettavuutta ja kustannuksia. Vaimennusratkaisuja tutkittiin mallintamalla valitut rakenteet Plaxis 2D -ohjelmalla ja simuloimalla niiden toimintaa laskentoja varten muodostetun herätteen aiheuttaman värähtelyn vaimentamisessa.

Työn teoriaosuus käsittelee tärinää, värähtelyä ja niiden arviointimenetelmiä sekä erilaisia tärinänvaimennusratkaisuja. Työn laskentaosuudessa esitetään Plaxis 2D -laskentaohjelmalla saadut tulokset. Tulosten analysointiosuudessa verrataan saatuja tuloksia olemassa olevaan arviointikriteeristöön. Lisäksi tarkastellaan mallinnettuja ratkaisuja toteutettavuuden ja kustannusten näkökulmasta. Kustannuslaskentaosuus on tehty Ihku-laskentapalvelulla.

2. Värähtely ja värinä

Värähtely on jonkin aineen, kappaleen tai pinnan jaksollista liikettä, joka syntyy herätteen poikkeuttaessa teoreettisen tarkasteltavan pisteen tasapainoasemaansa. Kun herätteen vaikutus lakkaa, palautuu kyseinen piste takaisin tasapainoasemaansa ja värähtely loppuu. Tärinällä tarkoitetaan ilmiötä, joka syntyy värähtelystä mutta joka on ulkoisen voiman ylläpitämää kehoon välittyvää värinää. Värähtely muuttuu siis tärinäksi sen saavuttaessa ihmisen rajapinnan aineen, kappaleen tai pinnan kanssa. (Ollila 2021) Rautatietärinä on värähtelyä, jonka herätteenä on juna. Rautatietärinä syntyy liikkuvan junan aiheuttamien seismisten aaltojen etenemisestä maassa. Seismisten aaltojen aiheuttama maanpinnan värähtely kulkeutuu maasta rakennukseen, jonka värähtelyn ihminen kokee tärinä. (Vuolio & Halonen 2010, s. 298)

2.1 Värähtelyn perusteet

Värähtely on jaksollista liikettä, joka toistaa itseään tietyn ajanjakson välein. Tätä ajanjaksoa kutsutaan jaksonajaksi $T(s)$. Jaksonajan käänteisluku on taajuus $f(\text{Hz})$, joka kuvaa sekunnin aikana tapahtuvien kokonaisten siirtymäjaksosten määrää. (Mobley 1999, s. 6)

$$f = \frac{1}{T} \quad (2.1)$$

Aallonpituus λ (m) kuvaa kokonaisen siirtymäjaksoston pituutta. Aallonpituus voidaan esittää aalto-opin perusyhtälönä

$$\lambda = \frac{v}{f} \quad (2.2)$$

jossa

v (m/s) on aallon etenemisnopeus. (Young & Freedman 2010, s. 475)

Värähdysliikkeen suuruutta kuvataan amplitudilla A (m). Yksinkertaisin jaksollisen liikkeen muoto on sinimuotoinen ja sitä kutsutaan harmoniseksi värähtelyksi. Harmoninen värähtely on esitetty kuvassa 1. (Mobley 1999, s. 6; Kaaresoja 2007a, s. 16) Harmoninen värähtely voidaan esittää sinifunktiona

$$x = A \sin \omega t \quad (2.3)$$

jossa

x (m) kuvaa poikkeaman suuruutta tasapainoasemasta ajanhetkellä t (s),
 A amplitudia ja
 ω kulmataajutta (rad/s).

Poikkeaman suuruus esitetään kaavassa amplitudin pituisen pyörivän vektorin projektiona sen liikkuessa ympyräradalla vakiokulmanopeudella. Koska funktio toistaa itseään jaksollisesti 2π radiaanin välein, liike on kulkenut täyden ympyrän, kun

$$\omega T = 2\pi \quad (2.4)$$

tai, kun

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.5)$$

Derivoimalla kaavaa (2.3) ajan suhteen saadaan yhtälö värähtelyliikkeen heilahdusnopeudelle v ja edelleen derivoimalla yhtälö heilahduskiihtyvyydelle a (m/s^2). (Prakash 1981, s. 12–13)

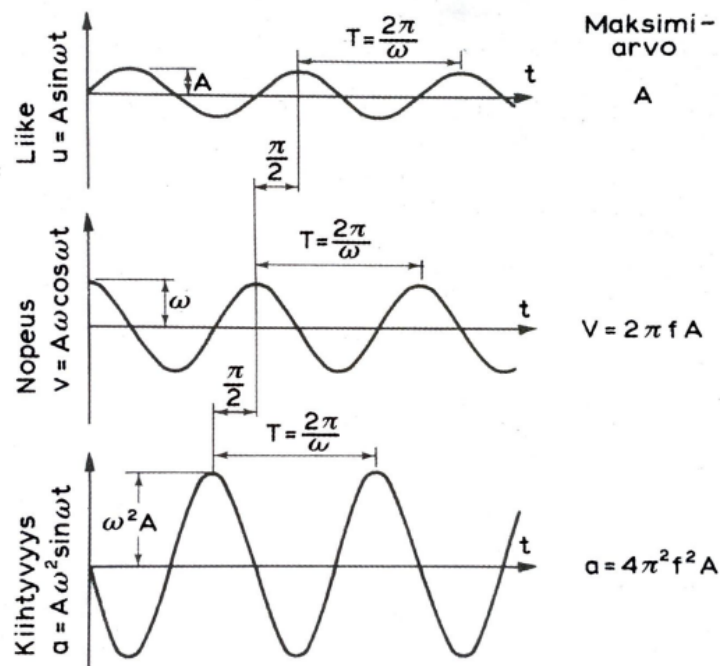
$$v = A\omega \cos \omega t \quad (2.6)$$

$$a = A\omega^2 \sin \omega t \quad (2.7)$$

Heilahdusnopeuden ja heilahduskiihtyvyyden maksimi-arvot harmoniselle värähtelylle ovat:

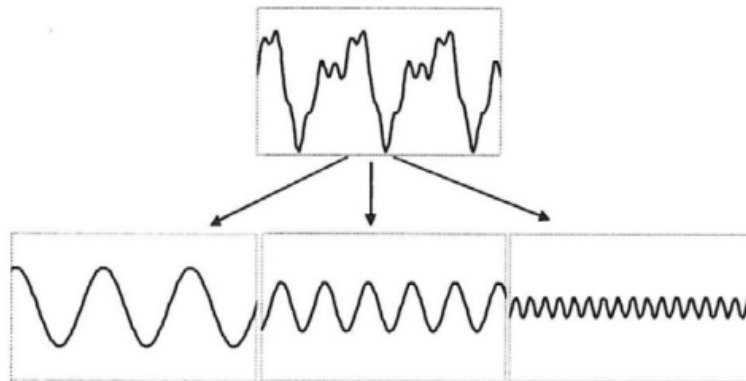
$$v = 2\pi f A = \omega A \quad (2.8)$$

$$a = 4\pi^2 f^2 A = \omega^2 A \quad (2.9)$$



Kuva 1. Harmoninen värähtely (Vuolio & Halonen 2010, s. 298).

Luonnossa värähtely ei ole juuri koskaan sinimuotoista, mutta käytännön vaatimissa tarkkuuksissa tärinää voidaan tarkastella sinimuotoisena värähtelynä (Vuolio & Halonen 2010, s. 298). Kaikki värähtely riippumatta sen sinimuotoisuudesta voidaan Fourier-sarjaan perustuen esittää erilaisten siniaaltojen summana kuvan 2 mukaisesti.

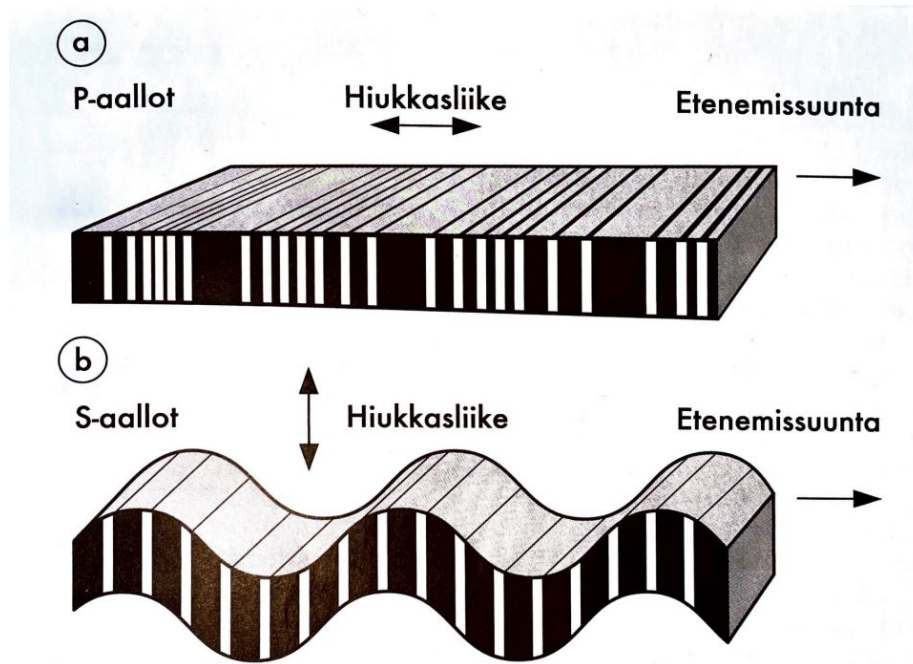


Kuva 2. Useista taajuuskomponenteista koostuvan värähtelyn jako osiin (Kaaresoja 2007a, s. 11).

2.2 Aaltotyypit

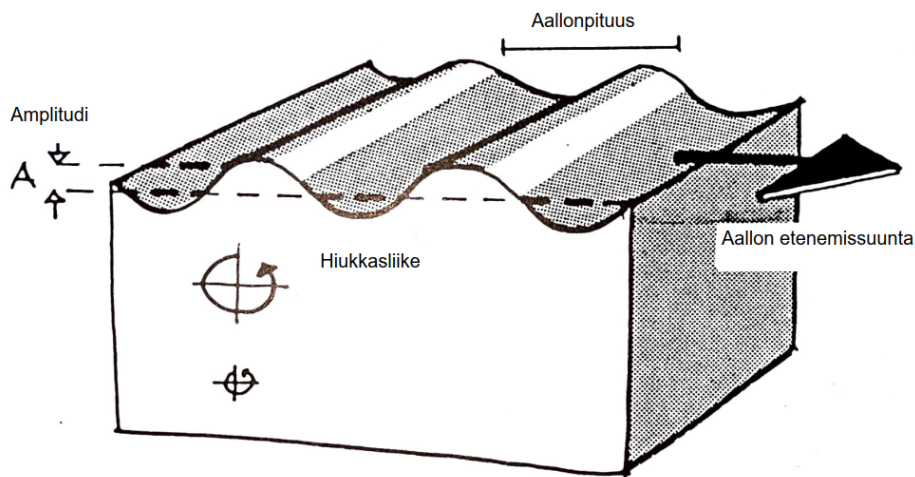
Maaperän värähtely kuvataan yleensä kimmoisen aineen värähtelyinä. Maaperä oletetaan tällöin homogeeniseksi isotrooppiseksi puoliavaruudeksi. Kimmoisassa puoliavaruudessa etenevät aallot voidaan jakaa tyypiltään runko- ja pinta-aaltoihin. Seismisen tutkimuksen kannalta runkoaalloista keskeisimpiä ovat primääriset puristusaallot eli P-aallot sekä sekundääriset leikkausaallot eli S-aallot. Pinta-aalloista keskeisimpiä ovat Rayleigh-aallot eli R-aallot. Herätteen aiheuttama värähtely etenee maassa S-, P- ja R-aaltojen yhdistelmänä. (Woods 1968, s. 2)

Kuvassa 3 on esitetty runkoaaltojen periaate elastisena aaltoliikkeenä. P-aalloissa liike tapahtuu pitkittäissuuntaisesti, eli hiukkaset siirtyvät aallon etenemissuunnassa. Aaltoliike ilmenee paine-eroista aiheutuvana kokoonpuristumisen vaihteluna. S-aalloissa liike on poikkisuuntaista, eli ainehiukkaset siirtyvät kohtisuorassa aallon etenemissuuntaan nähden. S-aalloissa ainehiukkaset liikkuvat leikkausmuodonmuutosten seurauksena ilman kokoonpuristumista. Runkoaallot etenevät kolmiulotteisessa avaruudessa (Holmberg et al. 1984, s. 23).



Kuva 3. P- ja S-aallot elastisena aaltoliikkeenä (Vuolio & Halonen 2010, s. 299).

R-aalto syntyy, kun pyörästynyt runkoaaltorintama kohtaa vapaan rajapinnan ja taipuu. Käytännössä tämä tapahtuu siis silloin, kun S- ja P-aallot kohtaavat maanpinnan. R-aallossa liike on ellipsin muotoista ja se etenee vapaata rajapintaa pitkin osittain kohtisuorassa. R-aalto elastisena aaltoliikkeenä on esitetty kuvassa 4. (Talja 2009, s. 7; Vuolio & Halonen 2010, s. 300).



Kuva 4. R-aalto elastisena aaltoliikkeenä (suomennettu Holmberg et al. 1984, s. 23).

2.3 Värähtelyn eteneminen maaperässä

Tarkastelluista aaltotyypeistä P-aallot etenevät maaperässä suurimmalla nopeudella. S-aaltojen nopeus ilmaistaan usein suhteessa P-aaltojen nopeuteen. Suhde riippuu maaperän ominaisuuksista ja eri maa- ja kalliolajeilla suhde on erilainen.

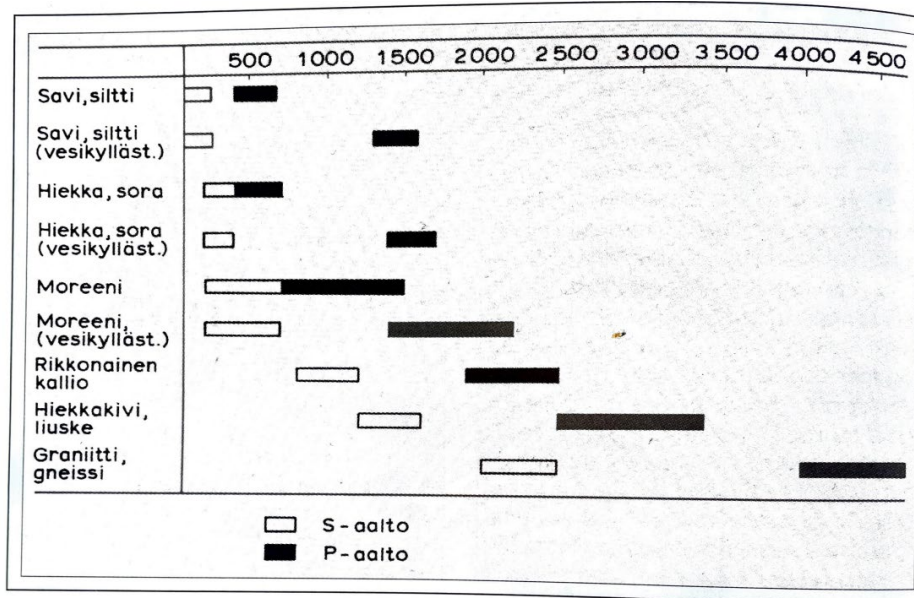
R-aallot ovat hitaimpia ja niiden etenemisnopeus on enintään 0,9 kertainen S-aaltoihin nähden. (Vuolio & Halonen 2010, s. 300) Aaltotyyppien nopeudet (v_P , v_S , v_R) väliaineessa voidaan määrittää laskennallisesti:

$$v_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (2.10)$$

$$v_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho 2(1+\nu)}} \quad (2.11)$$

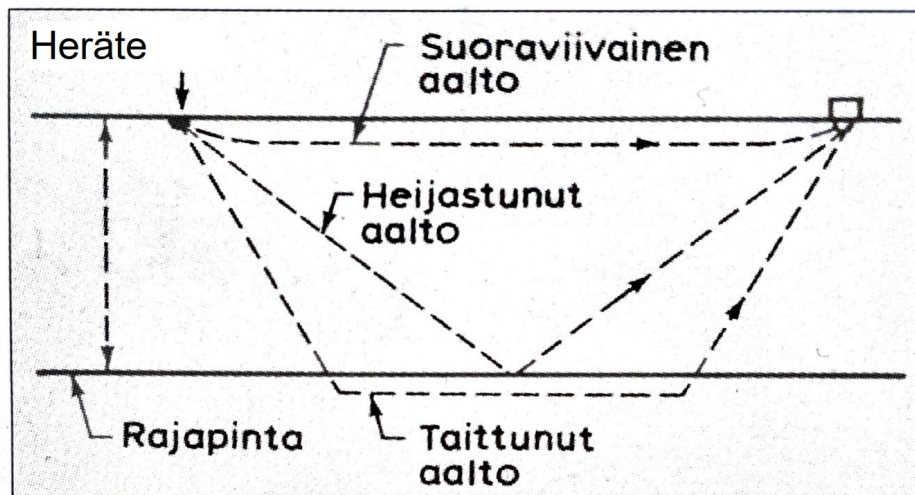
$$v_R \approx \frac{v_S(0.86+1,14\nu)}{1+\nu} \quad (2.12)$$

Kaavoissa (2.10), (2.11) ja (2.12) esitetty E on väliaineen kimmomoduuli (Pa), G väliaineen liukumoduuli (Pa), ρ väliaineen tiheys (kg/m^3) ja ν Poissonin vakio. (Holmberg et al. 1984, s. 26). Kuvassa 5 on esitetty P- ja S-aaltojen etenemisnopeuksia eri maa- ja kalliolajeissa. Kuten kuvasta nähdään, S- ja P- aaltojen etenemisnopeus on hitainta pehmeissä maalajeissa ja nopeinta kovassa kalliassa.



Kuva 5. P- ja S-aaltojen etenemisnopeus (m/s) eri maa- ja kalliolajeissa (Vuolio & Halonen 2010, s. 300).

S-, P- ja R-aallot voivat edetä maassa kolmella erilaisella tavalla. Aalto voi liikkua suoraviivaisesti tai kohdatessaan rajapinnan heijastua tai taittua. Huomioitavaa on, että ainoastaan suorassa kulmassa saapuvassa aallossa puristus pysyy puristuksena (P-aalto) ja leikkaus leikkauksena (S-aalto). (Vuolio & Halonen 2010, s. 300) Heijastumisen ja taittumisen seurauksena P-aallot muuntuvat S-aalloiksi ja päinvastoin (Talja et al. 2009, s. 7). Aaltojen etenemistavat on esitetty kuvassa 6.



Kuva 6. Tärinän etenemistavat (mukaiillen Vuolio & Halonen 2010, s. 300).

Lähellä värähtelyn syntyapaikkaa sijaitsevaan mittauspisteeseen saapuvat ensimmäisenä suoraviivaisesti etenevät P-aallot. Tämän jälkeen paikalle saapuu taittuneita ja heijastuneita P- ja S-aaltoja, joiden jälkeen seuraavaksi saapuu suoraviivaisesti etenevä S-aalto. Viimeiseksi saapuvat hitaimmin etenevät R-aallot. Kauempana sijaitsevaan mittauspisteeseen voi saapua ensimmäiseksi myös taittunut P-aalto. (Vuolio & Halonen 2010, s. 300) Pitkällä etenemismatkalla R-aallot ovat usein ainoita erotettavissa olevia aaltoja niiden huomattavasti alhaisempien vaimenemisominaisuuksiensa vuoksi (Holmberg et al. 1984 s, 23).

2.4 Värähtelyn vaimeneminen

Värähtelyn edetessä kauemmas herätteestä aaltojen voimakkuus vaimenee. Vaimeneminen johtuu aaltojen geometrisesta hajaantumisesta, väliaineen materiaalista riippuvasta sisäisestä kitkasta sekä aaltojen dispersiosta. Geometrisen hajaantumisen aiheuttama vaimeneminen on seurausta aallon energian jakautumisesta jatkuvasti laajemmalle pinnalle aallon edetessä. Pinta-aaltojen tapauksessa pinta-ala kasvaa suhteessa etäisyyden neliöön. Etäisyyttä merkittäessä tunnuksella r (m), runkoaaltojen amplitudi pienenee samassa suhteessa kuin etäisyyden käänteisluku $1/r$. Poikkeuksena puoliavaruuden pinnalla amplitudi pienenee suhteessa $1/r^2$. Vastaavasti R-aaltojen amplitudi pienenee suhteessa $1/\sqrt{r}$. Materiaalista riippuva vaimeneminen johtuu sisäisen kitkan pienemisestä aaltoja välittävässä materiaalissa. Tällöin aaltojen energia muuttuu kitkan seurauksena muotoaan lämpöenergiaksi. (Holmberg et al. 1984, s. 25) Dispersiosta aiheutuva vaimeneminen johtuu eri taajuuksisten aaltojen etenemisnopeuksien eroavaisuuksista, jolloin eri nopeudella kulkevat aallot hajottavat energiaa laajalle alueelle. Geometrista vaimennusta, materiaaliveimennusta ja dispersiota kutsutaan yhteisnimityksellä pseudovaimennus (RIL-253-2010, s. 67)

Aallon amplitudi etäisyydellä r tärinän lähteestä voidaan määrittää laskennallisesti. Aallon energian ollessa verrannollinen värähtelynopeuden neliöön, R-aalloille pätee

$$A = A_1 \sqrt{\frac{r_1}{r}} e^{-\alpha(r-r_1)}, \quad (2.13)$$

jossa

A_I on aallon amplitudi etäisyydellä r_I tärinän lähteestä,
 A amplitudi etäisyydellä r tärinän lähteestä
 ja α absorptiokerroin.

S- ja P-aaltojen amplitudi etäisyydellä r voidaan määrittää vastaavasti:

$$A = A_1 \frac{r_1}{r} e^{-\alpha(r-r_1)} \quad (2.14)$$

Absorptiokertoimen arvo on riippuvainen väliaineen, eli maaperän ominaisuuksista, aaltotyypistä ja aallon taajuudesta. (Holmberg et al. 1984, s. 26)

Aaltoliikkeen perusyhtälön (2.2) mukaisesti aallon nopeus riippuu aallonpituudesta sekä taajuudesta. Aallot, joiden taajuus on matala vaimenevat hitaasti, minkä takia värähtely pääsee etenemään kauas herätelähteestä. Koska pehmeiden maiden ominaistaajuus on matala, etenee värähtely parhaiten pehmeiköllä. Karkeampien maa-ainesten ominaistaajuudet ovat korkeampia, jolloin karkeissa maissa tehokkaimmin etenevät korkeampitaajuuksiset aallot. Korkeammat taajuudet kuitenkin vaimenevat matalia taajuuksia nopeammin, minkä vuoksi tärinäongelmia ei esiinny karkealla maalla pehmeikköaluiden lailla. (Kurikka 2014, s. 7) Kallioperässä aallot tyypillisesti etenevät nopeasti ja ominaistaajuudet ovat korkeampia. Värähtelyn vaimentumiseen kallioperässä vaikuttavaa olennaisesti kallion rakoilu, jolloin kalli-ossa on epäjatkuvuuskohtia, jotka voivat olla tyhjiä tai täyttyneet vedellä tai rako-täytteellä. Epäjatkuvuuskohdat aiheuttavat värähtelyn vaimenemista heijastamalla osan etenevän aallon energiasta. (Haiko 2009, s. 22)

2.5 Rautatietärinä

Rautatietärinällä tarkoitetaan tärinää, jonka herätelähteenä on juna. Paikallaan oleva juna aiheuttaa staattisen kuormituksen maahan. Junan liikkussa staattisen kuormituksen kosketuspiste etenee junan nopeudella aiheuttaen aikariippuvaisia palautuvia painumia akselien ja telien ohitustaajuudella jokaiseen ratapölkkyyn. Tämän mekanismin seurauksena syntyy värähtelyä, jonka taajuuteen vaikuttavat junan kulkunopeus, akselipaino sekä kaluston akseli- ja teliväli. Värähtelyä voivat aiheuttaa tämän lisäksi esimerkiksi lovipyörät, radan epäjatkuvuuskohdat ja epä-tasainen pyörä-kisko-kontakti. (Hellberg 2008, s. 19; Afry 2020, s. 4) Yleisesti ot-taen rautatietärinä on taajuudeltaan ja amplitudiltaan matalaa, mikä tekee peh-meikköalueista pehmeiden maalajien ominaistaajuuksien vuoksi alttiita tärinäon-gelmille (Sutela 2016, s. 14).

Rautatietärinässä esiintyy myös useiden peräkkäisten herätteiden aiheuttamaa in-terferenssi-ilmiötä. Interferenssi-ilmiöllä tarkoitetaan kahden vaihe-eroltaan vakion aallon yhdistymistä eli näiden aaltojen summaa. Interferenssi voi toimia haitalli-sesti kasvattaen summa-aaltojen amplitudia tai vaihtoehtoisesti vaimentaa summa-aaltoa amplitudien ollessa vastakkaisuuntaiset.

3. Rautatietärinän vaikutukset ja arviointi

Rautatietärinällä on erilaisia negatiivisia vaikutuksia sekä tärinäalueilla asuvien ihmisten asumisviihtyvyyteen sekä alueella sijaitseviin rakennuksiin. Näitä negatiivisia vaikutuksia voidaan tarkastella ja arvioida erilaisin arviointikriteerein ja menetelmin riippuen tarkastelunäkökulmasta. Tässä luvussa on esitetty rautatietärinän vaikutuksia ja niiden arviointikriteerejä asumisviihtyvyyden ja rakennevaurioiden näkökulmasta.

3.1 Asumisviihtyvyys

Tärinällä on vaikutuksia sen vaikutusalueella asuvien ihmisten asumisviihtyvyyteen. Rakenteiden tärinän keskeisimpiä haittavaikutuksia ihmiselle ovat häiritsevät kehon tuntemukset, rakennusosista ja esineistä välittyvät äänet kuten astioiden helinä sekä mahdollinen pelko rakenteiden vaurioitumisesta (Törnqvist & Talja 2006, s. 11). Maan tärinä ilmenee usein muiden häiriötekijöiden, kuten melun, kanssa. Nämä voivat vahvistaa tärinään liittyvää häiritsevyyden tunnetta. Ihminen aistii jo hyvin pienet värähtelyt, mikä madaltaa tärinähaittojen ilmenemiskynnystä. (Holmberg et al. 1984, s. 27)

VTT:n menetelmän mukaan asumisviihtyvyyttä tarkastellessa tärinän arvioinnissa käytetään yleensä värähtelyn tehollisarvoa v_{rms} (mm/s). Tehollisarvoa käytettäessä yksittäisestä ajoneuvosta mitatun värähtelysignaalin eritaajuuksiset komponentit tehdään ihmisen herkkyyden suhteen samanarvoisiksi painottamalla ne taajuudesta riippuvalla painotuskertoimella. Painotuksen jälkeen taajuuspainotetusta värähtelysignaalista määritetään suurin tehollisarvo, v_w (mm/s), jota käytetään mitatusta ajoneuvosta aiheutuvan tärinän kuvaamiseen. (Törnqvist & Talja 2006, s. 13)

Asumisviihtyvyyttä arvioitaessa eri ajoneuvoista mitatuista värähtelysignaalin tehollisarvoista määritetään värähtelyn tunnusluku $v_{w,95}$ (mm/s). Värähtelyn tunnusluku määritetään mittaustuloksista 95 %:n yläluottamusväliä kuvaavaksi arvoksi eli se vastaa tilannetta, jossa keskimäärin 100 tapahtumasta 95 % on alle määritetyn arvon. Tunnusluku määritetään yhden viikon aikana mitatuista 15 suurinta värähtelyä aiheuttavasta ajoneuvosta. Näistä jokaisesta määritetään suurin painotettu värähtelyn tehollisarvo v_w . Lopuksi värähtelyn tunnusluku $v_{w,95}$ lasketaan 15 yksittäisen tehollisarvon v_w keskiarvona lisättynä 1,8-kertaisella hajonnalla. (Törnqvist & Talja 2006, s. 13)

$$v_{w,95} = \overline{v_w} + 1,8\sigma \quad (3.1)$$

Taulukossa 1 on esitetty suositus rakennusten värähtelyluokituksista liikennetärinälle. Suositus on esitetty alun perin Norjan standardissa NS 8176, mutta sitä on esitetty käytettäväksi myös Suomessa. Suositus koskee sekä yö- että päiväaika ja perustuu värähtelyn tunnuslukuun $v_{w,95}$, joka on määritetty vastaamaan asuintiloissa esiintyvän värähtelyn tilastollista maksimiarvoa viikon pituisella mittausjaksolla. (Talja 2004, s. 25)

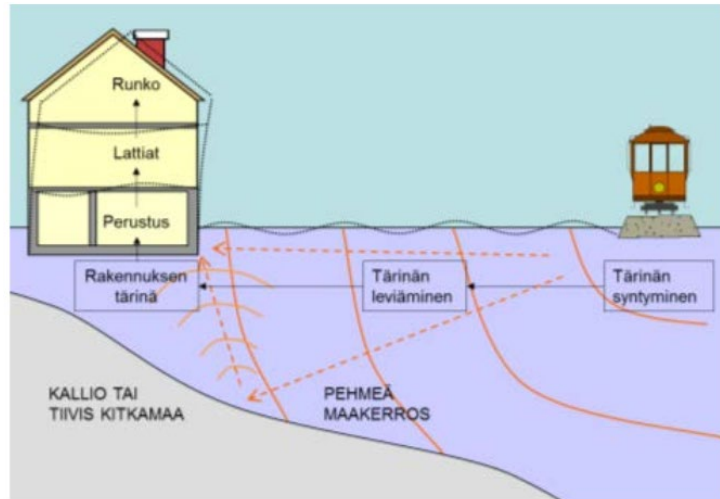
Taulukko 1. Suositus rakennusten värähtelyluokituksesta (Talja 2004, s. 25).

Värähtelyluokka	Kuvaus värähtelyolosuhteista	$V_{w,95}$ [mm/s]
A	Hyvät asuinolosuhteet. <i>Ihmiset eivät yleensä havaitse värähtelyitä.</i>	$\leq 0,10$
B	Suhteellisen hyvät olosuhteet. <i>Ihmiset voivat havaita värähtelyt, mutta ne eivät ole häiritseviä.</i>	$\leq 0,15$
C	Suositus uusien rakennusten ja väylien suunnittelussa. <i>Keskimäärin 15 % asukkaista pitää värähtelyitä häiritsevinä ja voi valittaa häiriöstä.</i>	$\leq 0,30$
D	Olosuhteet, joihin pyritään vanhoilla asuinalueilla. <i>Keskimäärin 25 % asukkaista pitää värähtelyitä häiritsevinä ja voi valittaa häiriöstä.</i>	$\leq 0,60$

Taulukossa 1 esitetty värähtelyluokitus koskee normaaleja asuinrakennuksia eikä sitä sovelleta esimerkiksi toimistorakennuksille, tavarataloille, liikuntatiloille tai kauppoille. Mikäli rakennus on tarkoituksella suunniteltu häiriöttömäksi, tulee värähtelyluokan olla yhtä luokkaa korkeampi. Värähtelyluokan C mukaisiksi alueiksi luetaan olemassa olevien väylien varsilla olevat alueet, joiden kaavaa laaditaan tai muutetaan merkittävästi sekä alueet, joihin kohdistuvat ympäristövaikutukset muuttuvat uuden väylän rakentamisen myötä. Yksittäiset olemassa olevien väylien varrella sijaitsevat uudisrakennukset sekä väylien vähäiset muutokset arvioidaan luokan D mukaisesti. Huomioitavaa on, että rautatieliikenteen tapauksissa D-luokan raja ylitetään usein. Näissä tapauksissa haitan kohtuullisuus ja tärinähaitan pienentämisen mahdollisuudet tulee arvioida tapauskohtaisesti. (Talja 2004, s. 26)

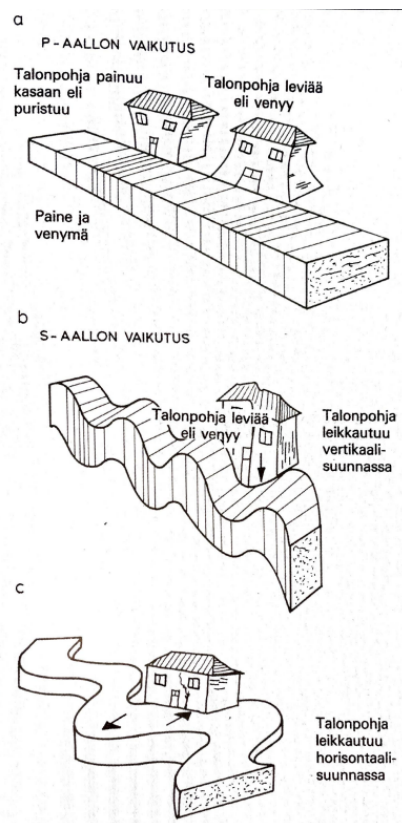
3.2 Rakennevauriot

Värähtely kulkeutuu herätelähteestä maata pitkin rakennuksen perustuksiin, josta se etenee edelleen rakennuksen runkoon tai lattiaan (kuva 7). Maaperän värähtely välittyy rakennukseen perustusten kautta. Perustuksiin ja edelleen rakenteisiin välittyvän värähtelyn voimakkuus ja taajuussisältö riippuvat perustusten ja rakenteiden dimensioista, jäykkyyksistä ja massoista. Tilanne on heikoin silloin, kun herätevärähtely sijoittuu rungon tai lattian alimman ominaistaajuuden alueelle. Resonanssi-ilmiö vahvistaa voimakkaasti vain sitä taajuuskomponenttia, joka sattuu ominaistaajuuden alueelle. Tämän takia resonanssin ilmeneminen voi olla satunnaista, mutta ilmetessään sillä on merkittäviä haitallisia vaikutuksia. (Talja et al. 2008, s. 22)



Kuva 7. Rautatietärinän synty ja sen siirtyminen rakennukseen (Talja & Törnqvist 2014, s. 4).

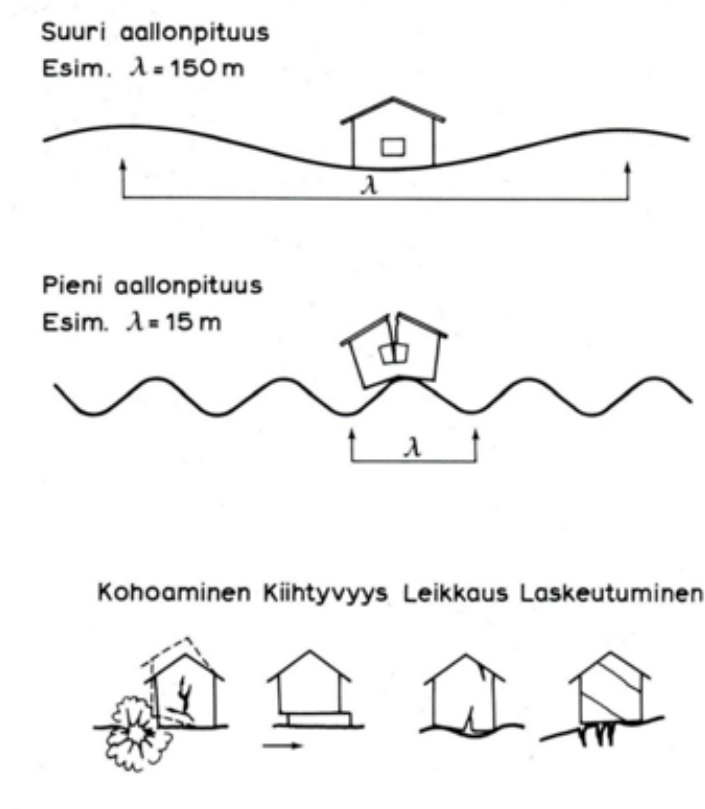
Värähtely voi aiheuttaa rakennuksiin erilaisia vaurioita. Rakenteissa esiintyvä vaurioituminen voi johtua venymästä, repeämästä tai taipumisesta. Nämä muodonmuutokset on esitetty korostetusti kuvassa 8. (Vuolio & Halonen 2010, s. 301).



Kuva 8. Tärinän aiheuttamia muodonmuutoksia rakennuksissa, muodonmuutosten suuruutta korostettu (Vuolio & Halonen 2010, s. 301).

Tärinäaaltojen aallonpituudella on keskeinen merkitys sen kannalta, miten suurta vauriota tärinä aiheuttaa rakenteelle. Kuten kaavasta (2.2) voidaan havaita, aaltoliikkeen etenemisnopeuden ollessa pieni myös aallonpituus on pieni taajuuden pysyessä vakiona. Aiemmin todetun mukaisesti aaltoliikkeen etenemisnopeus on

hitaimmillaan pehmeiköillä ja suurimmillaan kovalla kalliolla. Aallonpituuden ollessa suuri rakennus pystyy ns. ratsastamaan aallolla ja säilyy näin ilman suuria vaurioita. Aallonpituuden ollessa pienempää tai samaa kokoluokkaa kuin rakennus, nousee osa rakennuksesta ylöspäin osan laskiessa samalla alaspäin minkä seurauksena rakennuksen rungossa tapahtuu repeämiä. (Vuolio & Halonen 2010, s. 302) Aallonpituuden vaikutusta vaurioitumiseen on havainnollistettu kuvassa 9.



Kuva 9. Aallonpituuden vaikutus rakennevaurioissa (Vuolio & Halonen 2010, s. 303).

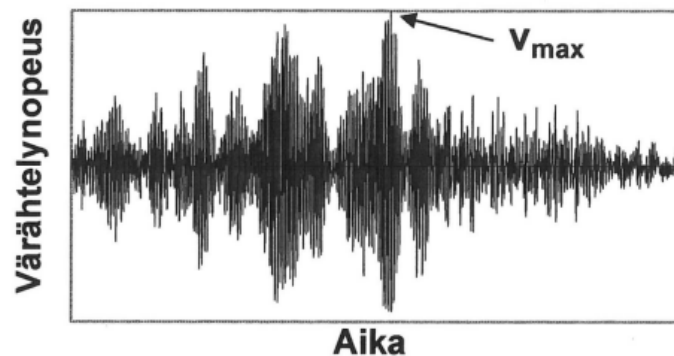
Värähtelyn ja rakennusten vaurioitumisen välistä yhteyttä on hankala arvioida useiden eri syiden takia. Yksi syistä on se, että rakennukset eroavat merkittävästi toisistaan kokonsa, materiaaliensa, perustamistavan ja rakentamistavan osalta. Värähtelyn osalta intensiteetillä, aaltotyypillä, taajuudella, aallonpituudella ja aalto-rintaman suunnalla suhteessa rakenteeseen nähden on keskeinen merkitys vaurioitumisen kannalta. Nämäkään tekijät eivät itsessään riitä rakennusten vaurioitumisriskin arvioimiseen. Merkittävin tekijä vaurioitumisriskiä arvioitaessa on rakenteen jännitystila ja se, kuinka paljon painumat, kosteus ja lämpötilan muutokset ovat vaikuttaneet lähtötilanteeseen. Äärimmäisissä tapauksissa jo hyvin heikko tärinä voi aiheuttaa rakenteisiin merkittäviä vaurioita johtuen rakennuksen voimassa olevasta staattisesta jännitystilasta. (Holmberg et al. 1984, s. 28–29)

Värähtelyn aiheuttamat rakennevauriot voidaan jakaa karkeasti kolmeen eri kategoriaan:

1. Suorat värähtelyvauriot
2. Rakenteiden nopeutunut väsyminen
3. Epäsuorat värähtelyvauriot

Suorilla värähtelyvaurioilla viitataan vaurioitumiseen, joka johtuu vain ja ainoastaan värähtelystä. Suorat värähtelyvauriot ilmenevät rakennuksissa, joissa ei ennen värähtelylle altistumista ole ollut rakennevaurioita ja jotka eivät ole altistuneet aiemmin epätyypilliselle kuormitukselle. Rakenteiden nopeutuneella väsymisellä tarkoitetaan vaurioitumista, jota värähtelylle altistuminen kiihdyttää. Nopeutunutta väsymistä ilmenee rakennuksissa, jotka jo ennen värähtelylle altistumista ovat vaurioituneita esimerkiksi painumien seurauksena. Värähtely edistää näiden vaurioiden kehittymistä ja siten väsyttää rakenteita ennenaikaisesti verrattuna tilanteeseen, jossa rakenne ei altistu värähtelylle. Epäsuorat värähtelyvauriot ovat vaurioita, jotka johtuvat jostain muusta värähtelyn aiheuttamasta kuormituksesta. Esimerkki tällaisesta on tilanne, jossa maan painuu värähtelyn seurauksena ja aiheuttaa siten vaurioita rakenteille. (Holmberg et al. 1984, s. 29)

Rakennusten värähtelynkestävyyttä arvioitaessa vertailuarvoina käytetään siirtymän, heilahdusnopeuden ja heilahduskiihtyvyyden huippuarvoja. Yleisin näistä on heilahdusnopeuden huippuarvo v_{max} (mm/s). Heilahdusnopeuden huippuarvo kuvaa nimensä mukaisesti värähtelyn huippuarvoa, joka esiintyy tarkastelupisteessä värähtelytapauksen aikana. (Törnqvist & Talja 2006, s. 13; Talja 2005, liite A2) Värähtelyn huippuarvo aikatasossa on havainnollistettu kuvassa 10.



Kuva 10. Värähtelyn huippuarvo (Talja 2005, liite A2).

Värähtelyn tehollisarvoon perustuvan tunnusluvun $v_{w,95}$ ja värähtelyn huippuarvoon perustuvan tunnusluvun $v_{max,95}$ välillä ei ole olemassa yksiselitteistä huippusuhdetta. Vuorosuhteena voidaan kuitenkin käyttää

$$v_w = 0,55 v_{max} \sqrt{1 + \left(\frac{f_0}{f}\right)^2} \quad (3.2)$$

jolla tunnusluku saadaan hallitsevan värähtelytaajuuden f funktiona referenssitajuuden ollessa $f_0 = 3,5$ Hz. Vuorosuhde on likimääräisarvio, kun arvioidaan värähtelyn tunnuslukua $v_{w,95}$ huippuarvojen avulla määritetyn tunnusluvun $v_{max,95}$ perusteella. Yleensä $v_{max,95} = (0,4 \dots 0,6) v_{max,95}$. (Törnqvist & Talja 2006, s. 13)

VTT:n mukaan värähtelyn vaikutuksia rakennuksiin voidaan arvioida rakennuksen perustuksista mitatun heilahdusnopeuden erisuuntaisten komponenttien resultantin huippuarvon v_{res} (mm/s) perusteella (Kaaresoja 2007b, s. 25). Arvioinnissa käytetään tällöin taulukossa 2 esitettyjä arviointikriteereitä. Arviointikriteerien avulla alue voidaan luokitella erilaisiin tärinäalttiutta kuvaaviin luokkiin.

Taulukko 2. VTT:n suositus rakennusten vaurioitumisriskin kannalta (Kaaresoja 2007b, s. 25).

Tärinäalttiuden luokka	Alueen kuvaus	v_{res} (mm/s)
V	Vauriot ovat mahdollisia <i>Kohonneen tärinäalttiuden alue</i>	>3,0
H	Haitat ovat mahdollisia, vauriot epätodennäköisiä <i>Vähäisen tärinäalttiuden alue</i>	1,0–3,0
E	Haitat epätodennäköisiä <i>Tärinä voidaan havaita, mutta vaurioriski on merkityksetön</i>	<1,0

Erisuuntaisten komponenttien resultantti lasketaan vektorisummana kaavalla

$$v_{res} = \sqrt{(v_{vert})^2 + (v_{long})^2 + (v_{tran})^2} \quad (3.3)$$

jossa

v_{vert} (mm/s) on heilahdusnopeuden pystykomponentti,
 v_{long} (mm/s) heilahdusnopeuden radan suuntainen vaakakomponentti ja
 v_{tran} (mm/s) heilahdusnopeuden rataa vastaan kohtisuora komponentti.

Kaavalla saadaan laskettua vektorisumma, joka osoittaa mittausjaksosta otetun tietyn mittausarvon resultantin tietyllä ajan hetkellä. Mikäli mittausjaksosta valitaan tarkasteluun kunkin suunnan huippuarvot, on kiinnitettävä huomiota siihen, etteivät ne välttämättä esiinny yhtäaikaaisesti. Näin laskettuna resultantti on virheellinen. Resultantin tarkka arvo voidaan laskea numeerisesti signaalinkäsittelyohjelmalla. (Kaaresoja 2007b, s. 26)

Yhtä värähtelykomponenttia mitattaessa heilahdusnopeuden resultantti lasketaan kaavalla

$$v_{res} = 1,2v_M \quad (3.4)$$

jossa

v_m on heilahdusnopeuden mitattu määräävä komponentti (Kaaresoja 2007b, s. 26).

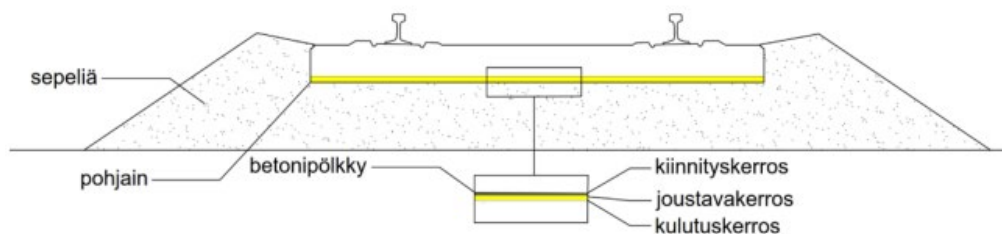
4. Tärinänvaimennusratkaisut

Tärinää voidaan vaimentaa erilaisin menetelmin. Vaimennusmenetelmillä voidaan vaikuttaa joko värähtelyn syntymiseen, etenemiseen maassa tai siirtymiseen rakennuksiin. Vaimennusrakenteiden käytöllä on saatu vaihtelevia tuloksia sekä Suomessa että ulkomailla. Vaihtelevuus on seurausta rakenteiden käyttöolosuhteista sekä vaihtelusta vaimennettavien taajuuksien suhteen. Näitten tekijöiden takia tärinänvaimennusratkaisut tulisi aina suunnitella kohdekohtaisesti eikä aikaisempia tuloksia voida yleistää koskemaan kaikkia kohteita.

4.1 Radan tai rakennuksen tärinäeristys

Joustava tärinäeriste voidaan asentaa joko ratarakenteeseen tai rakennuksen perustuksiin. Ratarakenteessa tärinäeriste voidaan asentaa joko kiskojen, ratapölkkyjen tai sepelin alle. Joustavat tärinäeristeet vaimentavat värähtelyä pääasiassa äänitaajuuksilla eivätkä siksi sovellu hyvin pehmeille savikkoalueille. (Talja et al. 2009, s. 14)

Pohjaimet ovat ratapölkyn pohjaan asennettavia joustavia mattoja, joiden yhtenä käyttömahdollisuutena on tärinän vaimentaminen. Pohjaimia voidaan valmistaa polyuretaanista, kumista tai etyylivinyylisetaatista. (Väylävirasto 2021a, s. 27) Pohjaimen periaatteellinen käyttö ja sijainti ratarakenteessa on esitetty kuvassa 11.



Kuva 11. Periaatekuva pohjaimen käytöstä ja pohjaimen rakennekerroksista (Väylävirasto 2021a, s. 27).

Pohjainten toiminta värähtelyn vaimentamisessa perustuu ratapölkyn ja raidesepelin välisen kontaktipinta-alan muutokseen. Kontaktipinta-alan kasvu tasoittaa ratarakenteeseen kohdistuvia kuormia ja jakaa niitä laajemmalle pinta-alalle sekä pohjaimen jäykkyydestä riippuen tasoittaa pölkkyjen liikettä kuormitettaessa. Liikenneviraston ratateknisten ohjeiden osan 11 "Radan päällysrakenne" mukaan tärinän alentamiseen sopivat parhaiten jäykkyydeltään pehmeät pohjaimet. Pehmeät pohjaimet kasvattavat hieman kiskojen ja pölkkyjen palautuvaa painumaa, mutta vaimentavat maaperän tärinää. (Väylävirasto 2021a, s. 28) Pohjainten tärinänvaimennusominaisuudet riippuvat kuitenkin myös merkittävästi ratarakenteen, pohjainten ja rakennetta kuormittavien junien ominaisuuksista, minkä vuoksi pohjainten käyttöä tärinän vaimentamisessa tulee tarkastella tapauskohtaisesti. (Oikarinen 2022, s. 66–67)

Maasta rakennukseen siirtyvää värähtelyä voidaan pienentää perustuksissa käytettävällä joustavalla materiaalilla. Jousto voidaan toteuttaa levyeristyksellä tai erillisellä kumi-, teräs- tai jousivaimentimella. Toiminnallisista ja rakennusteknisistä

syistä jousituksen ominaistaajuus ei voi yleensä olla pienempi kuin 5–10 Hz, mistä johtuen eristys vaimentaa vain äänitaajuuksia. Savimailla, joiden ominaistaajuus on usein 5–10 Hz, pehmeä jousitus voi pahentaa värähtelyä resonanssi-ilmiön myötä. (Talja et al. 2009, s. 14)

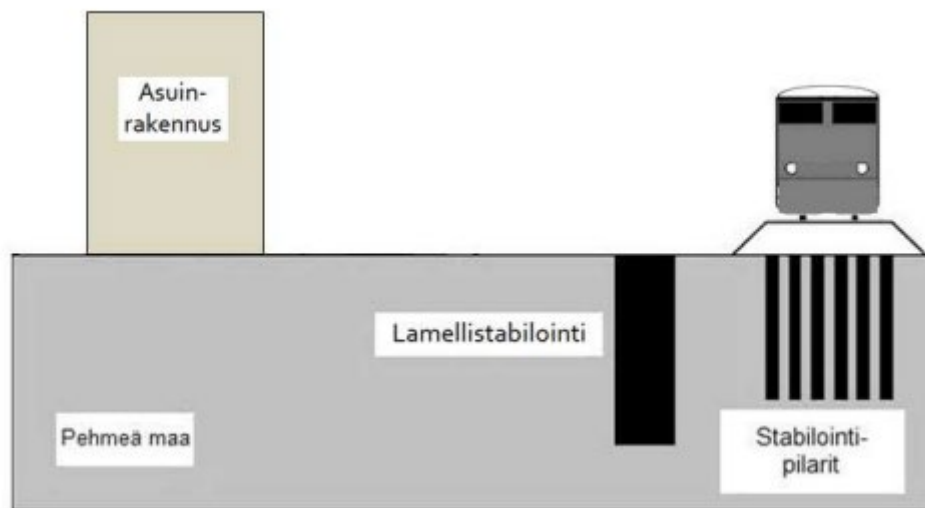
4.2 Radan maapohjan jäykistäminen

4.2.1 Stabilointi

Stabiloinnilla tarkoitetaan maanrakennusmenetelmää, jolla parannetaan maapohjan laadullisia ominaisuuksia sideaineita, kuten kalkkia tai sementtiä käyttämällä. Stabilointi voidaan toteuttaa joko massa- tai pilaristabilointina. Stabiloinnin värinänvaimennusvaikutus perustuu maan jäykkyysominaisuuksien muuttumiseen. Stabilointi voidaan toteuttaa joko ratarakenteen alla tai radan ja värinäsuojattavan rakennuksen välissä. (Kurikka 2014, s. 18; Talja et al. 2009, s. 15)

Massastabilointia käytetään yleisimmin maaperässä, joka koostuu liejusta tai turpeesta. Massastabiloinnissa maahan sekoitetaan sideainetta ja luodaan näin homogeeninen laattamainen vyöhyke. (Kurikka 2014, s. 18) Pilaristabilointia käytetään pehmeissä maakerroksissa, kuten kokoonpuristuvissa savissa. Värinänvaimennuksessa pilaristabilointi voidaan toteuttaa seinämäisenä rakenteena, jolloin se estää aaltojen etenemistä. (Kurikka 2014, s. 19)

Liikenneviraston ohjeessa 17/2018 "Syvästabiloinnin suunnittelu" (2018b) on kuvattu syvästabiloinnin käyttöä värinän leviämisen estämisessä. Toimiviksi menetelmiksi mainitaan syvästabiloinnin tekeminen radan alle maapohjan vahvistamiseksi sekä stabiloinnin käyttö eristysseinänä radan ja värinälle altistuvan rakennuksen välillä. Näitä menetelmiä on havainnollistettu kuvassa 12.



Kuva 12. Syvästabiloinnin käyttömahdollisuuksia värinän vaimentamisessa (Liikennevirasto 2018b, s. 121).

Syvästabiloinnilla vahvistettu maapohja värinälähteen alla pienentää värinäherätteen aiheuttaman värähtelyaallon amplitudia. Syvästabilointi vähentää myös radan epätasaisia painumia. Radan epätasaisuus lisää liikenteen aiheuttamaa värinää, eli syvästabiloinnilla voidaan vaikuttaa myös syntyvän värinän voimakkuuteen.

(Liikennevirasto 2018b, s. 120) Stabiloinnin on havaittu pienentävän värähtelyta-soa merkittävästi radan läheisyydessä, mutta kauempana radasta tulokset ovat olleet vaihtelevia (Talja et al. 2009, s. 14).

Syvästabiloinnilla toteutetun eristysseinämän toiminta perustuu muiden pysty-suorien tärinäeristeiden tapaan aaltojen heijastumiseen, vaimentamiseen ja levit-tämiseen siten, että värähtelyn voimakkuus pienenee seinämän toisella puolella. Eristysseinämän tehokkuuteen tärinän vaimentamisessa vaikuttaa seinämän ja sitä ympäröivän maan jäykkyyksien suhde, seinämän koosta sekä värähtelyn aallonpi-tuudesta. Seinämän ja maan jäykkyyden suhteen kasvaessa myös seinämän vai-mennusteho paranee. Seinämän radansuuntaisen pituuden tulee olla vähintään kolme kertaa eristettävän alueen pituinen. Ideaali seinämän syvyys määritetään kaavalla (4.1)

$$1,3 \lambda - 3 \lambda \quad (4.1)$$

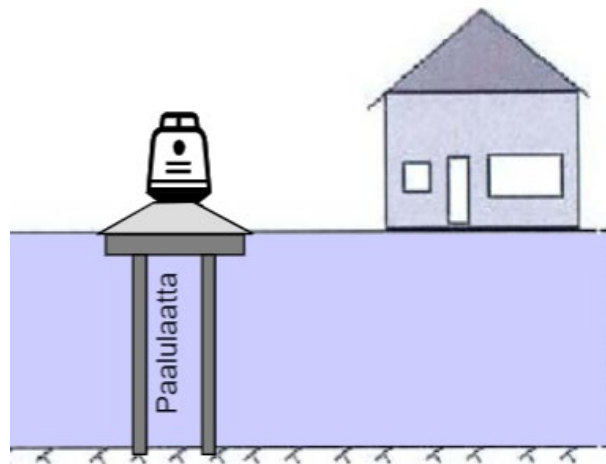
jossa

λ on maaperän pisin aallonpituus, jota halutaan vaimentaa.

Seinämä vaimentaa tärinää parhaiten sen sijaitessa lähellä rataa; mitä kauempana seinä sijaitsee tärinälähteestä, sitä heikommin se vaimentaa syntyvää värähtelyä. (Liikennevirasto 2018b, s. 120)

4.2.2 Paalulaatta

Paalulaatta koostuu kantavaan maaperään ulottuvista betoni- tai teräspaaluista sekä niihin kiinteästi liittyvästä yhtenäisestä teräsbetonilaatasta, joka siirtää laatan päällisiä kuormia syvempiin maakerrokseen (kuva 13). Ratarakenteessa paalulaatta sijaitsee ratapenkereen alla. Paalulaattaa voidaan käyttää kohteissa, joissa tärinän leviämistä ja voimakkuutta halutaan pienentää. (Liikennevirasto 2014, s. 13) Paalulaatan toiminta perustuu maakerroksen jäykkyyden kasvattamiseen; lisääntynyt jäykkyys pienentää syntyvää värähtelyä (Talja et al. 2009, s. 15). Paalulaatta välittää myös värähtelyn energiaa paalujen kautta kallioperään. Tämä voi aiheuttaa runkomeluhaittoja kallion varaan perustetuille rakennuksille.

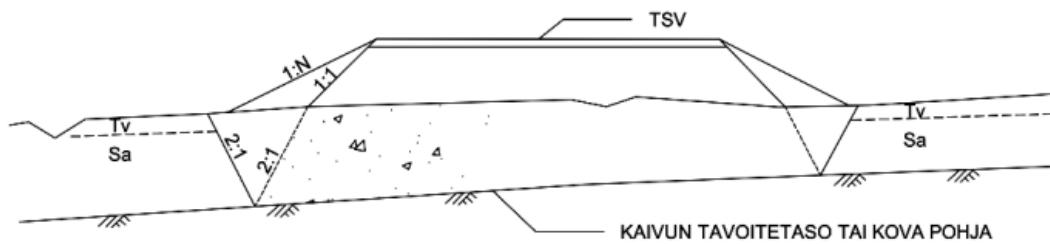


Kuva 13. Periaatekuva paalulaatasta (rajattu Talja et al. 2009, s. 15).

4.2.3 Massanvaihto

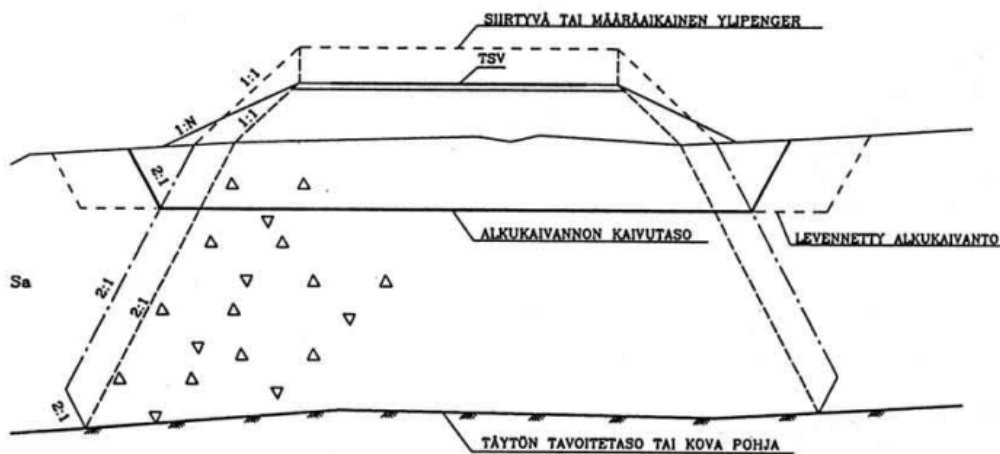
Massanvaihdolla tarkoitetaan pohjanvahvistusmenetelmää, missä ominaisuuksiltaan heikko pohjamaa korvataan ominaisuuksiltaan paremmalla täyttömateriaalilla haluttuun määräsyyvyteen. Tyypillisesti heikkolaatuinen massa vaihdetaan kantavaan maakerrokseen asti. Massanvaihto voidaan tehdä joko kaivamalla tai pengertämällä, mutta ratarakenteiden tapauksessa massanvaihto tehdään yleensä kaivamalla. (Liikennevirasto 2011, s. 10)

Kaivamalla tehtävässä massanvaihdossa heikkolaatuiset maakerrokset poistetaan joko kovaan pohjaan tai määräsyyvyteen asti, jolloin puhutaan osittaisesta massanvaihdosta. Täyttö tehdään päätypenkereenä luonnollisen maanpinnan tasoon. Menetelmää käytetään tyypillisimmin mataliin, noin 3–5 m syviin pehmeikköihin, mutta normaalia tarkemmalla suunnittelulla ja työolosuhteisiin ja turvallisuuteen liittyvillä erityishuomioilla massoja voidaan vaihtaa jopa 10 m syvyteen asti. (Liikennevirasto 2011, s. 10) Kaivamalla tehtävän massanvaihdon periaate on esitetty kuvassa 14.



Kuva 14. Periaatekuva kaivamalla tehtävästä massanvaihdosta (Liikennevirasto 2011, s. 11).

Pengertämällä tehtävää massanvaihtoa hyödynnetään yleensä tapauksissa, jossa pehmeikön syvyys on suuri eikä massanvaihto kaivamalla siksi ole vaihtoehto. Massanvaihtoa pengertämällä kutsutaan pohjaantäytöksi. Pohjaantäyttö toteutetaan poistamalla ensin mahdollinen pintakerros, kuten kuivakuorisavi alkukaivannosta, jonka jälkeen kaivantoon ajetaan korkea pengerrättyä täyttömateriaalia. Täyttömateriaali syrjäyttää ja puristaa pehmeää maamassaa penkereen sivuille ja eteen. Näitä massoja kaivetaan pois pengertämisen aikana. Onnistumisen edellytyksenä pengerrystyölle on, että maapohjaa kuormitetaan vähintään murtotilakuormituksella, jotta haluttu syrjäytyminen ja puristuminen tapahtuu. (Liikennevirasto 2011, s. 11) Pengertämällä tehdyn massanvaihdon periaate on esitetty kuvassa 15.



Kuva 15. Periaatekuva pengertämällä tehtävästä massanvaihdosta (Liikennevirasto 2011, s. 11).

Massanvaihdon täyttömateriaalin vaatimukset on esitetty InfraRYL:in luvussa 18360 "Massanvaihtoon kuuluvat täytöt". Vaatimusten mukaan massanvaihdon täyttömateriaalin tulee olla suunnitelma-asiakirjojen mukaista. Täyttömateriaalina voidaan käyttää hiekkaa, hiekkamoreenia tai näitä karkeampia maalajeja tai louhetta. Ratarakenteiden osalta on vielä tarkennettu, että massanvaihdon täyttömateriaalin tulee vastata ominaisuuksistaan pengermateriaalia. Täyttömateriaalin kelpoisuutta arvioidaan rakeisuuden perusteella. (InfraRYL 2021)

4.3 Pystysuorat tärinäesteet

Pystysuorien tärinäesteiden käytöllä tavoitellaan tilannetta, jossa ainehiukkasten liike on pienempi tärinäesteen takana. Samalla hiukkasliike esteen etupuolella kasvaa. Tärinäeste vaikuttaa maakerroksen dynaamisiin ominaisuuksiin ja maaperälle ominaisiin värähtelymuotoihin. Este vaikuttaa eri tavalla värähtelyn eri taajuuskomponentteihin, joista osa pienenee ja osa voimistuu. (Talja et al. 2009, s. 8) Tärinäeste vaimentaa tärinää sitä tehokkaammin, mitä suurempi on maan ja esteen jäykkyyksien ero ja mitä syvemmälle este ulotetaan (Talja 2011, s. 34).

Avoin- ja täytetty kaivanto ovat radan suuntaisia kaivantoja, joiden tehtävänä on vähentää tärinän etenemistä maaperässä. Kaivantojen toiminta perustuu tärinän etenemisen katkaisemiseen. Avoimella kaivannolla voidaan saavuttaa merkittäviä vaimennusvaikutuksia. Avoimen kaivannon haasteena pehmeikköalueilla on kaivannon stabiliteetti, minkä vuoksi kaivanto ei ole yleensä toteutettavissa ilman tuentaa. Lisäksi avoin kaivanto voi täytyä vedellä, mikä voi heikentää avoimen kaivannon toiminnallisia ominaisuuksia. Veden ollessa kokoonpuristumatonta, sen liikkeen hitausvoimista syntyvä paine voi välittää värähtelyn tärinäesteen läpi huolimatta siitä, että neste ei hitaassa liikkeessä välitä voimia. (Talja et al. 2009, s. 31) Huomioitavaa on, että veden täyttämä kaivanto estää leikkaus- eli S-aaltojen etenemisen, sillä vedellä ei ole leikkauslujuutta.

Täytetty kaivanto on nimensä mukaisesti leikkauslujuudeltaan ympäröivää maata suuremmalla materiaalilla täytetty kaivanto. Täyttömateriaalina voidaan käyttää esimerkiksi kierrätysrenkaista tehtyä kumirouhetta. Täyttö parantaa kaivannon stabiliteettia, mutta pienentää tärinänvaimennusvaikutusta. (Hirvonen 2017, s. 43)

Teräsponttiseinä on pystysuorista teräsponteista nurkkaprofiileilla tai hitsaamalla yhdistelty tukiseinä. Tukimuurina toimimisen lisäksi teräsponttiseinää voidaan käyttää tärinän vaimentamiseen. Vaimennus perustuu aaltojen heijastumiseen sekä maan pystyvärähtelyn muuttamiseen ponttiseinämän suuntaiseksi jännitykseksi. (Kurikka 2014, s. 21)

Muita pystysuoria tärinäesteitä voivat olla muun muassa betoniseinä, puupaalu-seinä, kevyet muovieristeseinät, kaasutyynyihin perustuvat seinät sekä erilaiset muoviset vaimennuselementit. Erilaisilla seinämäisillä esterakenteilla tärinää on saatu vaimennettua parhaimmillaan 50 % lähtötilanteesta. (Talja et al. 2009, s.15)

5. Rautatietärinän kaksiulotteinen FEM-mallintaminen

5.1 Elementtimenetelmä (FEM)

Elementtimenetelmä (eng. Finite Element Method, FEM) on numeerinen menetelmä, jolla voidaan löytää likiarvo yhtälöillä ja reunaehdoilla kuvatulle analyytisesti vaikeasti ratkaistavalle ilmiölle. Elementtimenetelmässä tarkasteltava ongelma jaetaan rajallisiin solmupisteistä muodostuviin, fysiikan lakien mukaisesti käyttäytyviin geometrialtaan yksinkertaisiin yksi-, kaksi- tai kolmiulotteisiin elementteihin ja ratkaistaan osissa lineaaristen funktioiden avulla. Elementit muodostuvat suorista viivoista ja tasoista ja kaksiulotteisessa mallissa ne ovat tyypillisesti kolmion muotoisia. Elementit kootaan yhteen, minkä seurauksena saadaan aikaan likimääräinen ratkaisu tarkasteltavaan ongelmaan. Ratkaisun tarkkuutta voidaan säätää kasvattamalla tarkasteltavien elementtien määrää. (Syrjä 2019, s. 6; Liu & Quek 2003, s. 1–3)

Elementtimenetelmäpohjainen mallintaminen voidaan jakaa karkeasti neljään vaiheeseen. Ensimmäisessä vaiheessa määritetään mallinnettavan kokonaisuuden geometria. Tämän jälkeen luodaan elementtiverkko. Seuraavaksi elementtiverkolle määritetään käytettävät materiaaliominaisuudet. Neljäs vaihe on materiaalien välisten rajojen, mallin rajojen, olosuhteiden sekä kuormitusten määrittäminen. (Liu & Quek 2003, s. 1–3)

5.2 Plaxis 2D

Plaxis 2D on kaksiulotteinen, elementtimenetelmäpohjainen laskentaohjelma, jota käytetään geoteknisten ongelmien ratkaisemiseen. Ohjelmalla voidaan simuloida maan käyttäytymistä ja maan ja rakenteiden vuorovaikutusta kaksiulotteisesti. Plaxis 2D:llä voidaan laskea muodonmuutoksia, pohjaveden virtausta ja maan konsolidaatiota. Lisäksi Plaxiksella voidaan tehdä dynaamisia laskentoja. Mallintaminen on mahdollista tehdä joko tasomuodonmuutostilassa tai aksisymmetrisessä tilassa. (Ryltenius 2011, s. 23).

5.3 Materiaalimallit

Plaxis 2D -ohjelmassa on useita erilaisia materiaalmalleja, jotka mallintavat maaperän mekaanista käyttäytymistä erilaisilla tarkkuuksilla. Ohjelman käyttäminen ja luotettavien tulosten saaminen edellyttää ymmärrystä käytettävistä materiaalimalleista. Tässä työssä tehdyissä laskelmissa käytettiin materiaalmalleina lineaarielastista mallia (Linear Elastic, LE) sekä Mohr-Coulombin materiaalmallia (Mohr-Coulomb, MC), jotka esitellään lyhyesti tässä luvussa. Muita Plaxis 2D materiaalmalleja ovat muun muassa Hardening Soil-malli (HS), Hardening soil with small-strain stiffness-malli (HSsmall) ja Soft soil-malli. (Bentley Systems 2022a, s. 3–5)

Lineaarielastinen malli (LE) on materiaalmalleista yksinkertaisin. Se perustuu isotrooppisen Hooken lakiin, joka voidaan esittää muodossa

$$\sigma = E\varepsilon \quad (5.1)$$

jossa

σ kuvaa jännitystä (kN/m²) ja
 ε venymää.

Mallin jännitystilat ovat rajoittamattomat, joten lujuus on ääretön. Mallissa käytetään parametreina kimmomoduulia E ja Poissonin lukua ν . Koska maan käyttäytyminen on todellisuudessa hyvin epälineaarista, ei lineaarielastinen malli sovellu maan käyttäytymisen tarkkaan kuvaamiseen. Malli soveltuu hyvin jäykkien tilavuuksien, kuten kallion tai betonin kuvaamiseen. (Bentley Systems 2022a, s. 8–10)

Kimmainen ideaaliplastinen Mohr-Coulomb-materiaalimalli (MC) on yksinkertainen malli, jossa käytetään parametreina kimmomoduulia, Poissonin lukua, kitkakulmaa φ , koheesiota c' sekä dilataatiokulmaa ψ . Jännitysten ollessa myötörajan alapuolella materiaali käyttäytyy lineaarielastisesti Hooken lain (5.1) mukaisesti. Jännitysten kasvaessa myötörajan ylittäväksi mallin käyttäytyminen muuttuu plastiseksi. Mallin plastinen osuus perustuu Mohr-Coulombin murtokriteeriin, jonka parametreja ovat tehokas kitkakulma ja tehokas koheesio, jotka kuvaavat materiaalin tehokkaita jännitystiloja materiaalin murtuessa. Malli on isotrooppinen eikä huomioi maan kuormitus- tai jännityshistoriaa. (Mansikkamäki 2009, s. 46–47)

5.4 Plaxis 2D elementtityyppejä

Plaxis 2D-ohjelmassa maata ja rakenteita voidaan mallintaa erilaisilla elementtityypeillä. Tämän työn osana tehdyissä mallinnuksissa käytetyt elementtityypit, eli tilavuuselementit, plate-elementit, interface-elementit ja embedded beam row -elementit on esitelty tässä luvussa.

Tilavuuselementit ovat nimensä mukaisesti elementtejä, joilla voidaan mallintaa erilaisia tilavuuksia. Tilavuuselementit koostuvat 6- tai 15-solmuisista kolmioelementeistä ja niitä voidaan käyttää muun muassa maakerrosten mallintamiseen. Tilavuuselementin käyttäytyminen määritetään materiaalimallien avulla. (Ryltenius 2011, s. 23)

Viivamaiset plate-elementit soveltuvat hyvin ohuiden, hyvin taivutusta kestävien rakenteiden mallintamiseen. Plate-elementit ovat 6-solmuisia elementtejä, joiden kaikilla solmuilla on kuusi vapausastetta siirtymälle ja kuusi rotaatiolle. Plate-elementtien käyttäytyminen perustuu Mindlin laattateoriaan. Teoriaan perustuen elementtiin voi muodostua taipumaa leikkaus- ja taivutusjännityksistä. Lisäksi elementin pituus voi muuttua mahdollisen sitä kuormittavan normaalivoiman seurauksena. (Bentley Systems 2022b, s. 99)

Interface-elementit ovat rajapintoja kuvaavia elementtejä. Maan ja rakenteen rajapinnalle asetettavat elementit mahdollistavat näiden kahden realistisen keskinäisen vuorovaikutuksen kuvaamisen. Interface-elementtejä voidaan käyttää rakenne-elementtien, kuten plate-elementin pinnan lisäksi esimerkiksi tilavuuselementtien välissä. (Bentley Systems 2022b, s. 100)

Embedded beam row-elementtejä voidaan käyttää rakenteiden mallintamiseen. Elementtityyppi sopii hyvin esimerkiksi paalujen mallintamiseen, koska sillä voidaan ottaa huomioon rakenteiden syvyysuuntaiset välitykset, joita ei kaksiuotteisessa mallissa pysty muuten huomioimaan. Elementit ovat kolmesolmuisia

viivaelementtejä, jonka jokaisella solmulla on kuusi vapausastetta. Elementtityyppi on vuorovaikutuksessa ympäröivän maan kanssa muun muassa vaippavastuksen kautta. Vaippakitka ja kärkivastus määritetään elementin ja ympäröivän maan suhteellisen siirtymän perusteella. Vaikka elementtityypillä ei ole tilavuutta, on jokaisen paalun ympärillä niin kutsuttu elastinen alue, jolla maan plastisia muodonmuutoksia ei oteta huomioon. Tämän elastisen alueen koko määritellään ohjelmaan syötettävien, paalun kokoa kuvaavien materiaaliparametrien avulla. (Bentley Systems 2022b, s. 97–98)

6. Tutkimuskohde

Tämän tutkimuksen kohteena on Limingan kunnassa sijaitsevan Tupoksen kylän kohdalla kulkeva rataosuus, joka sijoittuu ratakilometriviilille 734+000- 736+000. Rataosuus kuuluu Ylivieska-Oulu rataosalle. Rata on rakennettu 1880-luvulla ja sitä on perusparannettu 60- ja 70-lukujen aikana. Tutkimuskohde on osana Väyläviraston "Ratasuunnittelu Tampere-Oulu" -hanketta sen kuuluessa suunniteltavan Liminka-Oulu-kaksoisraiteen alueelle. Liminka-Oulu kaksoisraiteen tavoitteena on lisätä rataosan kapasiteettia, mahdollistaa akselipainon korottaminen 250 kN:iin sekä nostaa henkilöliikenteen suurinta sallittua nopeutta. Tavoitetilä suurimmille sallituille nopeuksille on 200 km/h kallistuvakorisen kaluston osalta ja 160–200 km/h perinteisen kaluston osalta. (Destia 2010, s. 5)

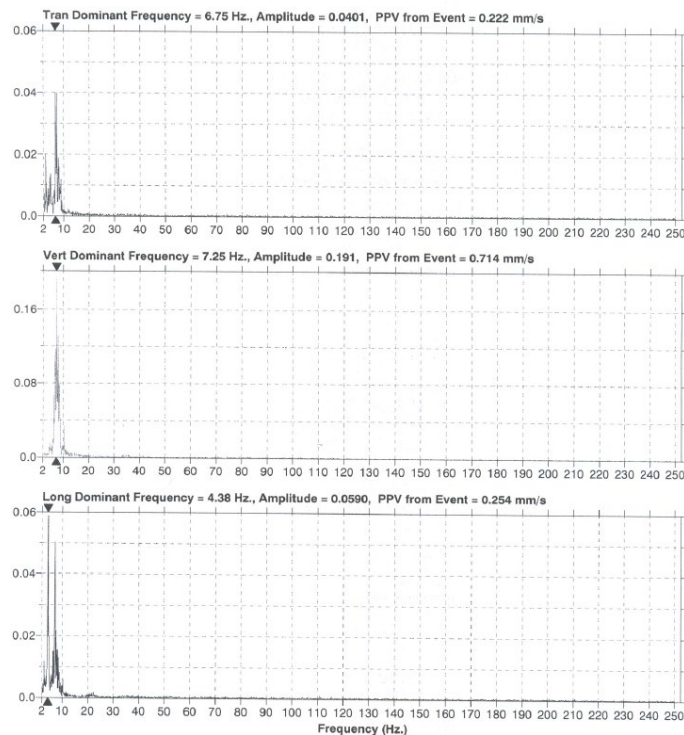
Nykytilassa tutkimusalueella kulkee yli 900 m pituisia tavarajunia sekä henkilöliikenteen junia. Henkilöliikenteen kalusto on valtaosin tavanomaista kalustoa. Muutamia vuoroja ajetaan myös kallistuvakorisella kalustolla. Suunnittelualueen läpi ajaa noin 19 henkilöliikenteen junaa päivässä. Ylivieska-Oulu rataosa, jolle suunnittelualue kuuluu, on valtakunnallisesti kuormitetuimpia rataosia tavaraliikenteen kannalta. Keskeisimmät kuljetusvirrat suuntautuvat Kokkolan ja Raahen satamiin. (Väylävirasto 2021b, s. 37–41) Tutkimuskohteen nopeusrajoitukset riippuvat liikennöivät kaluston painosta ja tyypistä. Nopeusrajoitus akselipainoltaan 22,5 t tavarajunille on 100 km/h, tavanomaiselle kalustolle 160–180 km/h ja kallistuvakoriselle kalustolle 200 km/h.

Tutkimusalueen maaperä on entistä merenpohjaa ja koostuu enimmäkseen siltistä ja savesta. GTK:n pohjatutkimusrekisterin mukaan ratalinjalla on tehty kairauksia, jotka on yleensä päätetty noin 10–15 metrin syvyyteen. Kaksoisraiteen yleissuunnitelman (Destia 2010, s. 35–36) mukaan pehmeiden maakerrosten paksuus on noin 15–18 m ja niiden suljettu leikkauslujuus vaihtelee 15–80 kPa välillä. Tiivis moreenikerros on havaittu noin 20 metrin syvyydessä. Maakerrosten kokonaispaksuus on suuri; GTK:n maaperäkartan mukaan maapeitepaksuus alueella on 88 m (Geologian tutkimuskeskus, 2022)). Alueen maaperästä ratalinjan ulkopuolella ei ole tarkempaa tietoa.

Alueen asukastiheys nykyisellään on vaihtelevaa. Radan länsipuolella sijaitsee tiiviimpi asukaskeskittymä, jonka rakennukset sijaitsevat lähimmillään noin 500 m etäisyydellä radasta. Lähempänä rataa on hajanaisesti asutusta. Lähimmät rakennukset sijaitsevat noin 60 m päässä radasta.

Työtä varten ei teetetty uusia värinämittauksia. Työtä varten saatiin kuitenkin käyttöön runsaasti aiempia alueella tehtyjä mittausraportteja ja värinäselvityksiä. Liminka-Oulu-välillä tehdyt värinämittaukset ja -selvitykset ajoittuvat vuosille 2004–2022. Tarkastellut mittaukset ja selvitykset sisälsivät sekä maasta että sokkelista tehtyjä mittauksia. Hallitsevat taajuudet sokkelista mitattuna ovat olleet tyypillisesti väliltä 4–6 Hz ja maasta mitattuna 4–8 Hz. Samansuuruisia hallitsevia taajuuksia mitattiin myös Pauliina Sutelan diplomityössä "Junan nopeuden vaikutus rautatieliikenteen aiheuttamaan värinä" (2016), jossa tutkimuskohde oli Tupoksen alue. Pystysuuntainen värinä on alueella selkeästi voimakkainta ja se on suuruusluokaltaan 10^0 – 10^{-1} mm/s. Värinää alueella aiheuttavat raskaat tavarajunat. Kuvassa 16 on esitetty alueelta mitattu tyypillinen värinämittaustulos maasta taajuustasossa. Mittaukset on tehty Geomatti Oy:n toimesta vuonna 2008 osana Seinäjoki-Oulu-rataosan palvelutason parantamisen suunnittelua. Tulokset ovat

linjassa muidenkin alueella tehtyjen värinämittausten kanssa ja kuvaavat hyvin alueen pehmeikköjen värinätilannetta.



Kuva 16. Tyypillinen alueelta mitattu värinämittaustulos, (Hakulinen 2008, s. 15).

Kaksoisraiteen yleissuunnitelman mukaan Liminka-Oulu alueella tehdyissä värinäselvityksissä on esitetty värinävaimennusratkaisuksi paalulaattaa, pilaristabilointia, teräsponttiseinää, stabilointiseinää ja vastapenkereitä. Yleissuunnitelman mukaan paalulaatta pienentää värinää 80 %, vaimennusseinä 40 % ja vastapenger 10 %. Lisäksi todetaan, että pilaristabiloinnin ei ole havaittu uusissa mittauksissa pienentävän värinää. (Destia 2010, s. 9) Yleissuunnitelmassa ei tarkenneta, perustuvatko vaimennusprosentit koerakenteisiin, mallinnuksiin vai kokemuseräiseen arvioon.

7. Tärinänvaimennusratkaisujen FEM-mallintaminen

7.1 Malli

Tavoitteena oli luoda laskentamalli, jonka avulla voitaisiin arvioida tärinänvaimennusratkaisujen prosentuaalista vaimennusta tutkimuskohteessa. Tavoitteena oli selvittää, mitä taajuusalueita mikäkin mallinnettu rakenne vaimentaa minkä vuoksi lähtötilannemallin luomisessa keskityttiin ensisijaisesti saamaan oikeanlainen taajuusjakauma. Tarkastelu on hyvin teoreettinen, sillä esimerkiksi maaperätutkimuksia ratalinjan ulkopuolelta on tehty vain vähän. Tutkimus rajattiin tarkastelemaan värähtelyn pysty- ja vaakasuuntaista komponenttia, sillä radansuuntaisen komponentin tarkastelu ei kaksiulotteisella mallilla ole mahdollista.

Laskentamalli muodostettiin ensin nykytilannetta kuvaavalle perustilanteelle, jossa on yksi raide. Laskentavaiheen tavoitteena oli saada tuloksia, jossa sekä tärinän taajuusjakauma että tärinän suuruusluokka ovat nykytilaa vastaavalla tasolla. Perustilanteen jälkeen luotiin malli, joka kuvaa tilannetta kaksoisraiteen rakentamisen jälkeen. Toinen raide mallinnettiin alkuperäisen penkereen kanssa identtisenä penkereen viereen. Raidevälinä käytettiin yleissuunnitelman tyyppipoikkileikkauksessa esitettyä 15 metriä. Lisäksi malliin sijoitettiin yleissuunnitelmassa stabiliteetin parantamiseen esitetyt vastapenkeret. Koska maakerrostietoja muualta kuin ratalinjalta on vähän, mallinnettiin kaikki maakerrokset vaakasuorina. Mallinnetut maakerrokset on esitetty isotrooppisina ja homogeenisinä. Laskennat tehtiin tasomuodonmuutostilassa (plane strain). Mallin rajat asetettiin viskoosisiksi (viscous).

Tarkasteltavien vaimennusratkaisujen vaikutuksia tutkittiin sijoittamalla rakenteita kaksoisraidemalliin. Tärinää ja sen vaimenemista tutkittiin teräsponsittiseinällä, paa-lulaatalla, syvästabiloinnilla ja massanvaiholla. Tuloksia tarkasteltiin tutkimalla kolmen valitun pisteen pysty- ja vaakasuuntaista heilahdusnopeutta. Tarkastelupisteet sijoitettiin 10, 50 ja 100 metrin päähän kuormitetun raiteen keskilinjasta.

7.2 Heräte ja kuorma

Mallin heräte muodostettiin alueella tehtyihin aikaisempiin tärinämittaus- ja juna-tietoihin perustuen akselipainoltaan 20 tonnia painavalle tavarajunalle, jonka nopeus on 75 km/h. Junakuorma muodostettiin kertomalla akselikuorma (196,2 kN) RATO 3 mukaisella sysäyskertoimella ϕ_v . Sysäyskerroin lasketaan kaavoilla (7.1) ja (7.2),

$$\varphi_v = 1 + n \left(1 + 0,5 \times \frac{v-60}{K_i} \right), v > 60 \text{ km/h} \quad (7.1)$$

$$\varphi_v = 1 + n, v \leq 60 \text{ km/h} \quad (7.2)$$

joissa

φ_v on sysäyskerroin,

n rataosan kunnossapitotasosta riippuva kerroin,

v (km/h) junan nopeus ja

K_i parametri, jonka suuruus on tavarajunilla 80 ja matkustajajunilla 190.

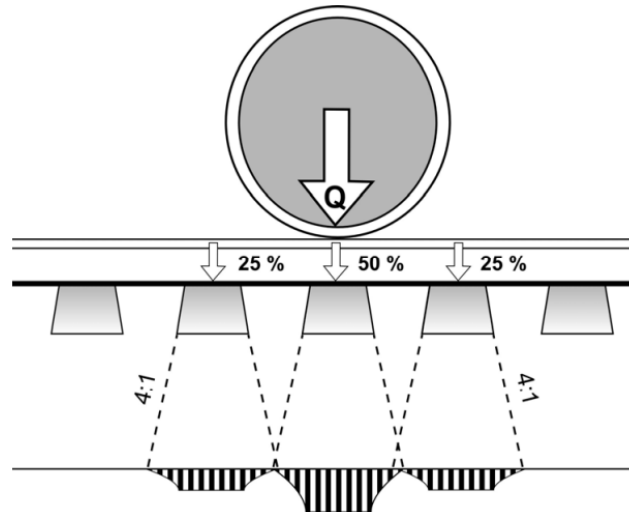
Kerroin n määritellään RATO 3 mukaisesti taulukosta 3. Junan nopeuden ollessa 75 km/h, radan kuntoluokan ollessa korkea ja junan ollessa tavarajuna, saatiin sysäyskerroimen arvoksi 1,164.

Taulukko 3. Kuntoluokka, kunnossapitotaso ja n-kerroin (Liikennevirasto 2018a, s. 30).

Rataosan kuntoluokka	Kunnossapitotaso	n
Korkea kunnossapitotaso	1A, 1AA	0,15
Normaali kunnossapitotaso	1–4	0,20
Alhainen kunnossapitotaso	5–6	0,25

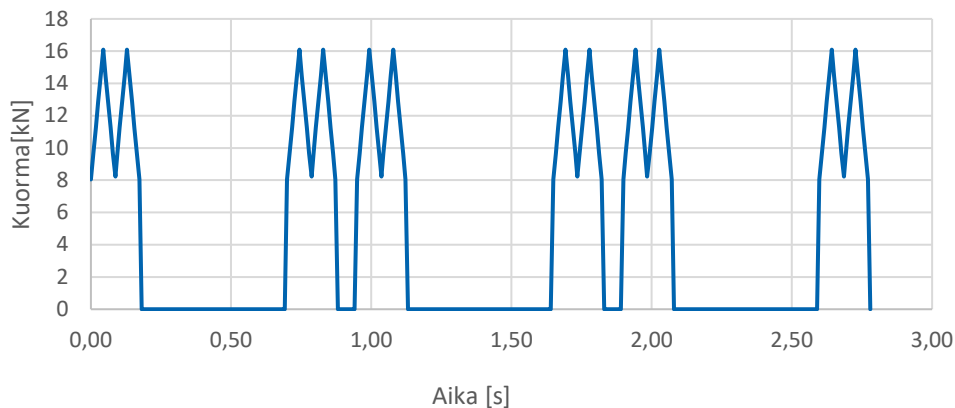
Herätteenä käytettiin junakuorman dynaamista osaa, jonka yksinkertaistuksen vuoksi on oletettu olevan sysäyksen aiheuttama pystylisäkuorma eli 0,164-kertainen akselikuorma. Vastaavaa menetelmää on käytetty muun muassa Hellbergin diplomityössä (2008). Tällä menetelmällä laskettuna dynaamisen kuorman suuruus on 32,2 kN. Heräte on todellisiin kuormituksiin verrattuna pieni, mutta soveltuu tärinän mallintamiseen kaksiulotteisesti.

Yksinkertaistuksen vuoksi kuorma mallinnettiin suoraan penkereeseen vaikuttavana viivakuormana. Todellisuudessa kuorma jakautuu penkereeseen radan päällysrakenteen kautta. Koska kuorma on kohdistettu suoraan penkereeseen, tulee kuorman suuruuden olla kuorman jakautumisen takia pienempi kuin pyörästä tuleva kuormitus. (Luomala 2022) Pyöräkuorma on määritetty käyttämällä pystykuorman jakautumisessa kuvassa 17 esitettyä, RATO 3 mukaista kuormajakaumaa. On siis oletettu, että pystykuorma jakautuu ratapölkyille siten, että pyöräkuorman maksimiarvo tarkastelupisteessä on enintään 50 % kokonaiskuorman suuruudesta. Ennen ja jälkeen tämän maksimiarvon kuorman suuruus on 25 % kokonaiskuormasta.



Kuva 17. Pystysuoran junakuorman jakautuminen ratapölkkyistä ratapenkereeseen (Liikennevirasto 2018a, s. 31).

Kolmea 32,2 kN suuruudella kuormittavaa vaunua vastaava dynaaminen kuormitus kolmen sekunnin aikana on esitetty kuvassa 18. Kuten kuvasta nähdään, valittua kuormituspistettä kuormittaa suurimmillaan 16,09 kN suuruinen kuorma. Kuorman suuruus on todelliseen tilanteeseen verrattuna pieni, mutta toimii silti halutulla tavalla kaksiulotteisessa mallissa. Tämä johtuu radan pituussuuntaisen ulottuvuuden puuttumisesta. Mikäli mallissa käytettäisiin kuormana täyttä akselikuormaa, ei mallista saataisi realistisia tuloksia (Luomala 2022). Dynaamisen kuormituksen herätaajuus yhdelle pyörälle on noin 11 Hz, 5 Hz telille ja 1 Hz teliparille.



Kuva 18. Dynaaminen pyöräkuorma kuormituspisteessä ajan funktiona.

7.3 Maaparametrit

Mallin maakerrokset määritettiin GTK:n pohjatutkimusrekisteriin kirjattujen pohjatutkimustietojen perusteella. Mallinnetut maakerrokset ja niiden paksuudet ylhäältä alaspäin olivat hiekka 0,4 m, savi 4,4 m, siltti 6,6 m, silttimoreeni 7 m sekä tiivis pohjakerros 2 m, johon kairaukset on päätetty. Maalajien tilavuuspainot arvioitiin Suomen ympäristökeskuksen julkaisun "Suomen maalajien ominaisuuksia" (2012) avulla. Ratapenkereen tilavuuspaino määritettiin penkereen kerrosten tilavuuspainojen keskiarvona. Koska pehmeät maakerrokset ovat todennäköisesti

jäykempiä ratapenkereen alla, mallinnettiin penkereen alle jäykemmät savi ja silttikerrokset. Kerrosten mallinnuksessa oletettiin, että penkereen jännitys on jakautunut pohjamaahan suhteessa 2:1.

Pohjavedenpinnan taso mallinnettiin hiekkakerroksen alapinnan tasolle. Savi ja silttikerrokset mallinnettiin suljetussa tilassa. Muut kerrokset mallinnettiin avoimessa tilassa. Kaikki maakerrokset mallinnettiin Mohr-Coulomb materiaalimallilla lukuun ottamatta pengertä ja pohjakerrosta, jonka mallintamisessa käytettiin lineaarielastista materiaalimallia.

Maaparametrien määrittäminen tehtiin Liisanantin diplomityössä (2022) esitetyllä menetelmällä. Parametrien määrittäminen aloitettiin maakerrosten tehokkaiden pystyjännitysten laskennalla. Maakerrosten keskellä vallitsevat tehokkaat pystyjännitykset määritettiin yhtälöillä (7.3) ja (7.4)

$$\sigma'_{v0,1} = \frac{\gamma_1 H_1}{2} \quad (7.3)$$

$$\sigma'_{v0,2} = \sigma'_{v0,1} + \frac{\gamma_1 H_1}{2} + \frac{\gamma_2 H_2}{2} \quad (7.4)$$

joista ensimmäisellä laskettiin päällimmäisen hiekkakerroksen tehokas pystyjännitys. Jälkimmäistä yhtälöä käytettiin laskemaan alempien kerrosten tehokkaat pystyjännitykset. Pohjavedenpinnan alapuolisissa maakerroksissa huomioitiin lisäksi veden vaikutus vähentämällä vedellä kyllästyneen maa-aineksen tilavuuspainosta veden tilavuuspaino. (Korhonen 1981, s. 3)

Maakerrosten Poissonin luvut arvioitiin julkaisun ”Suositus liikennetärinän arvioimiseksi maankäytön suunnittelussa” perusteella. Poissonin luvuksi valittiin hiekalle, pohjakerrokselle ja penkereelle 0,3, savelle, siltille sekä jäykälle savelle ja siltille 0,4990 ja silttimoreenille 0,2. (Törnqvist & Talja 2006, Liite A, s. A2-A6)

Maakerrosten ylikonsolidoitumisasteiksi (*OCR*) arvioitiin 4 savelle, 3 siltille ja 1 jäykälle savelle ja siltille. Ylikonsolidaatioasteiden sekä tehokkaiden pystyjännitysten avulla saatiin määritettyä laskennallisesti maakerrosten esikonsolidaatiojännitykset σ'_c yhtälöllä

$$\sigma'_c = OCR * \sigma'_{v0} \quad (7.5)$$

Hienorakeisten maakerrosten suljetut leikkauslujuudet laskettiin esikonsolidaatiojännityksen perusteella kaavalla

$$s_u = 0,22\sigma'_c \quad (7.6)$$

jolloin suljetuksi leikkauslujuudeksi saatiin 25 kN/m² savikerrokselle, 30 kN/m² silttikerrokselle ja 35 kN/m² jäykälle savi- ja silttikerrokselle. (Länsivaara 2022, s. 19; Liisananti 2020, s. 31) Alueella aikaisemmin tehtyjen tutkimusten perusteella tiedettiin, että alueen pehmeiden maakerrosten suljettu leikkauslujuus vaihtelee välillä 15–80 kPa. Laskennallisesti määritetyt suljetut leikkauslujuudet vastaavat näitä lähtötietoja.

Kaikkien maakerrosten tangenttimoduulit laskettiin yhtälöllä

$$E_{oed} = m\sigma_a \quad (7.7)$$

jossa

m on moduuliluku ja
 σ_a vertailujännitys, jonka suuruus on 100 kN/m².

Liikumoduulien laskemista varten laskettiin hiekka- ja moreenikerroksen jäykkyyssmoduuli M yhtälöllä

$$M = m\sigma_a \left(\frac{\sigma'_a}{\sigma_a}\right)^{1-\beta} \quad (7.8)$$

Moduuliluvut m ja jännityseksponentti β arvioitiin Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 perusteella. Karkeille materiaaleille valittiin jännityseksponentin arvoksi 0,5. Moduulilukuina käytettiin hiekalle 300, moreenille 500 ja pohjakerrokselle 1000. (Liikennevirasto 2017, Liite 6, s. 1–2)

Karkearakeisten maalajien liikumoduulit laskettiin kaavalla

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (7.9)$$

jossa parametrin E tilalla käytettiin laskettua jäykkyyssmoduulia M . Pehmeiden maakerrosten liikumoduulit laskettiin kaavalla

$$\frac{G_{max}}{s_u^{DSS}} = \frac{30+300}{\frac{I_p}{100}+0,03} \cdot OCR^{-0,25} \quad (7.10)$$

jota varten jouduttiin arvioimaan plastisuusindeksin arvo I_p . Plastisuusindeksinä käytettiin 20 saville sekä jäykälle siltille ja 15 siltille. Parametri s_u^{DSS} kuvaa rasialeikkauskokeella määritettyä suljetun leikkauslujuuden arvoa. Parametrin tilalle sijoitettiin laskennallisesti määritetty suljetun leikkauslujuuden arvo. (Liisanantti 2022, s, 37)

Värähtelyn vaimenemista kuvaavat parametrit *Rayleigh a* ja *Rayleigh β* määritettiin Plaxis 2D-ohjelmassa syöttämällä ohjelmaan maakerroksen ominaistajuus, herätetaajuus sekä näiden suhde. Kerrosten ominaistajuudet laskettiin kaavalla

$$f_o = \frac{V_s}{4H} \quad (7.11)$$

jossa

f_o on maakerroksen ominaistajuus ja
 H maakerroksen paksuus (Bentley Systems 2022b, s. 168).

Herätetaajuutena käytettiin 5 Hz. Koska RIL 253-2010:n (s. 58) mukaan rakenteiden suhteellinen vaimennus on 1–5 prosenttia, vaimennuksen oletettiin olevan 2 prosenttia.

Kimmomoduulit sekä leikkaus- ja puristusaallonnopeudet määritettiin automaattisesti Plaxis 2D:llä muiden laskennallisesti määritettyjen parametrien avulla. Laskennassa käytetyt maaparametrit on esitetty kokonaisuudessaan taulukossa 4.

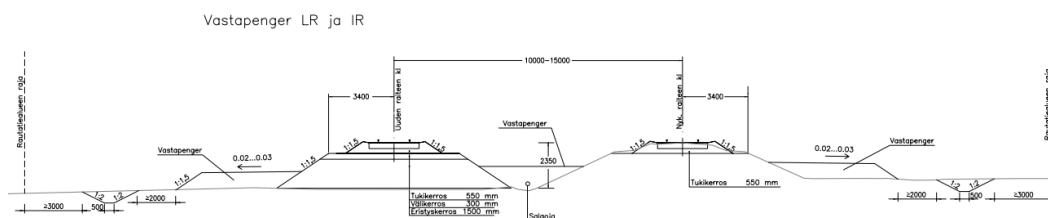
Taulukon sarakkeet on väritetty vastaamaan liitteessä 1 esitettyjen laskenta-geometrioiden maakerroksia.

Taulukko 4. Laskennassa käytetyt maaparametrit.

	Penger	Hiekka	Savi	Jäykkä savi	Siltti	Jäykkä siltti	Siltti-mooreeni	Pohjakerros
	Avoin tila	Avoin tila	Suljettu tila	Suljettu tila	Suljettu tila	Suljettu tila	Avoin tila	Avoin tila
H [m]	2,35	0,4	4,4	4,4	6,6	6,6	7	2
Y [kN/m³]	21	17	15,5	15,5	16	16	16	21
E'_{ref} [kN/m²]	477 100	22 290	-	-	-	-	47 523	3 343 000
E_{u,ref} [kN/m²]	-	-	38 080	64 590	103 300	94 770	-	-
G [kN/m²]	183 500	8 571	12 700	21 540	34 460	31 612	19 800	1 286 000
v	0,3	0,3	0,4990	0,4990	0,4990	0,4990	0,2	0,3
c'	-	3	-	-	-	-	3	-
s_u	-	-	12	15	22,3	22	-	-
φ'	-	30	-	0	-	-	30	-
V_s [m/s]	300	70,3	90	116,8	145,3	139,2	110	500
V_p [m/s]	561,2	131,6	2007	2614	3253	3116	179,9	1450
Rayleigh a	0,2464	0,2464	0,2114	0,2114	0,2127	0,2464	0,2234	0,2487
Rayleigh β (*10⁻³)	1,2500	0,1250	1,0110	1,0110	0,9794	0,1250	0,7070	0,0656

7.4 Kaksoisraide vastapenkereillä

Toinen raide mallinnettiin lisäämällä alkuperäisen raiteen viereen toinen samanlainen raide. Raiteen alle ei asetettu vanhan raiteen mukaisia jäykempiä savi- ja silttikerroksia, vaan pohjamaan parametreina käytettiin savi- ja silttikerroksen parametreja. Lisäksi kummankin raiteen ulkoreunalle mallinnettiin vastapenkereet yleissuunnitelmassa esitetyn tyypipoikkileikkauksen mukaisesti (kuva 19). Näin tarkasteltiin pelkkien uusien penkereiden vaikutusta värähtelyyn. Kaikki penkereet mallinnettiin ratapenkereen kanssa samasta materiaalista.



Kuva 19. Liminka-Oulu-kaksoisraiteen yleissuunnitelmassa esitetty tyypipoikkileikkaus, vastapenger (Tuominen et al. 2010).

7.5 Teräsponttiseinä

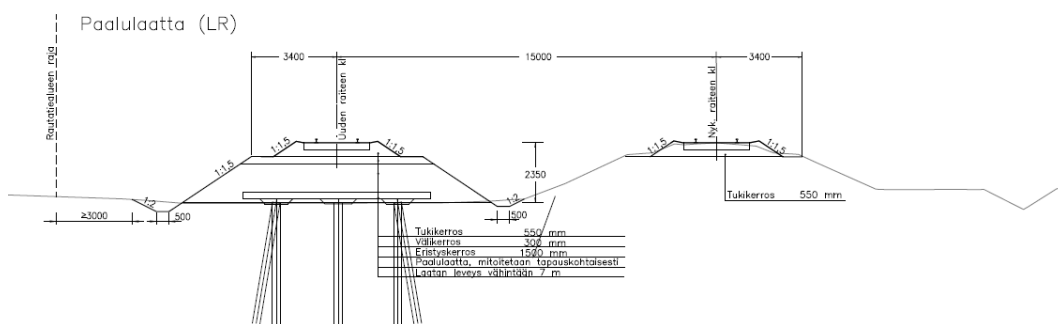
Laskenta suoritettiin kahdella erilaisella teräspontilla 12 ja 18 m syvyyteen mallinnettuna. Seinä mallinnettiin metrin päähän kuormitetun raiteen penkereen luis-kasta. Seinä mallinnettiin plate-elementtinä. Lisäksi seinään mallinnettiin interface-elementit, jotka mahdollistavat realistisen vuorovaikutuksen seinän ja sitä ympäröivän maan välillä. Kummankin teräsponttiseinän materiaaliparametrit määritettiin valmistajien antamien materiaalitietojen perusteella (Arcelor Mittal 2007, Hirnböck Stabau 2015). Aksiaalijäykkyys EA laskettiin seinän poikkipinta-alan sekä teräksen kimmomoduulin tulona. Taivutusjäykkyys EI laskettiin seinän neliömomentin ja teräksen kimmomoduulin tulona. Teräsponttiseinille ei määritetty Rayleigh'n vaimennuskertoimia. Teräsponttiseinien materiaaliparametrit on esitetty taulukossa 5.

Taulukko 5. Laskennassa käytetyt teräsponttiseinien materiaaliparametrit.

	PU12, Arcelor	Larsen 23
Materiaalityyppi	Elastic	Elastic
EA [kN/m]	2 940 000	3 473 400
EI [kNm²/m]	45 360 000	88 200 000
w [kN/m]	5,8	7,6
v	0,15	0,15

7.6 Paalulaatta

Paalulaatan vaikutusta tärinään tutkittiin kahdella eri laskentatapauksella. Ensimmäisessä tapauksessa paalulaatta sijoitettiin ainoastaan uuden raiteen alle. Toisessa tapauksessa paalulaatta sijoitettiin kummankin raiteen alle. Paalut mallinnettiin embedded beam row-elementeillä ja betonilaatta plate-elementillä. Tyypipiikkileikkaus toisen raiteen paalulaattaperustuksesta on esitetty kuvassa 20.



Kuva 20. Tyypipiikkileikkaus, paalulaatta toisen raiteen alla (Tuominen et al. 2010)

Paalulaatan mitoituksessa on tehty yksinkertaistuksia oikeaan paalulaatan suunnitteluun verrattuna. On esimerkiksi oletettu, että rakenteeseen kohdistuu ainoastaan pystysuoria kuormia. Kumpikin laatta on tasapaksu ja niitä kuormittavat tasaiset kuormat. Betonilaatan paksuus kummassakin paalulaatassa on 400 mm. Paaluiksi valittiin 20 metriä pitkiä RTB-300-16 betonipaluja.

Paalujen osalta Plaxis 2D:hen syötettäviä parametreja arvioitiin RIL:in julkaisun "Paalutusohje 2016" ja Liikenneviraston ohjeen 5/2014 "Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu" sekä Rakennusteollisuus ry:n laatiman tuotelehden "PO-2016 mukaiseen paalutuksen suunnitteluun ja paalutustyöhön RT-betonipaa- luilla" (2018) avulla.

Paaluväli laskettiin suuntaa antavasti NCCI7 DA2 yhtälöiden 6.10a ja 6.10b (7.12), (7.13) sekä ehdon (7.14) perusteella,

$$F_d = K_{FI} \cdot 1,35 \cdot G_k + F_{neg;k} \quad (DA2; 6.10a) \quad (7.12)$$

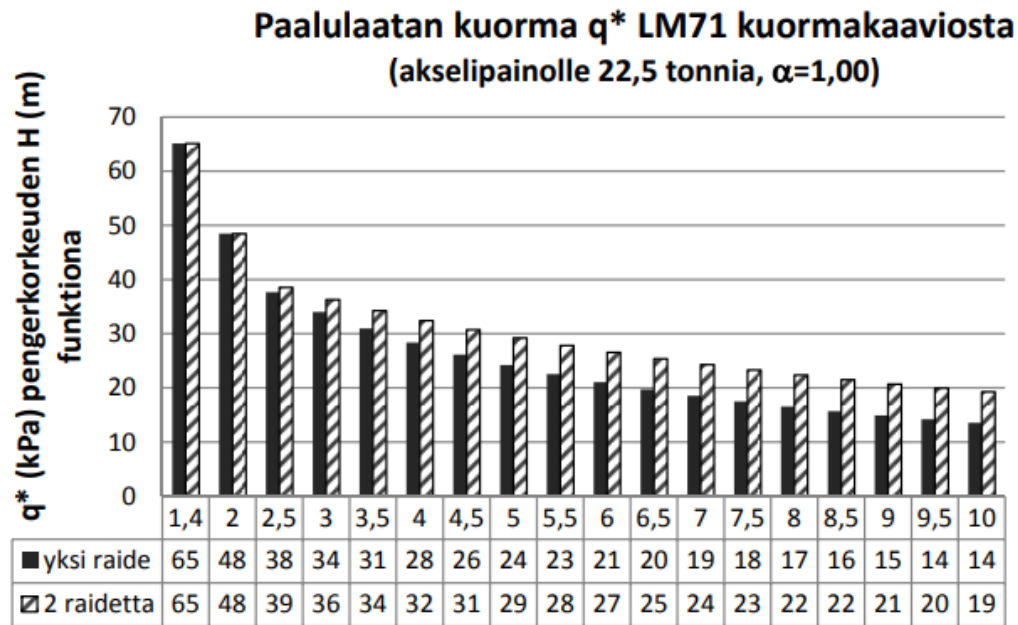
$$F_d = K_{FI} \cdot 1,15 \cdot G_k + K_{FI} \cdot 1,45 \cdot Q_k \quad (DA2; 6.10b) \quad (7.13)$$

$$F_d \leq R_d \quad (7.14)$$

joissa

F_d on kuorman mitoitusarvo,
 R_d paalun kestävyysmitoitussarvo,
 K_{FI} luotettavuusluokasta riippuva kuormakerroin,
 G_k pysyvien kuormien ominaisarvo yhdelle paalulle,
 Q_k pystysuorien liikennekuormien ominaisarvo yhdelle paalulle ja
 $F_{neg;k}$ negatiivisen vaippahankauskuorman ominaisarvo. (Liikennevirasto 2014, s. 33)

Kuormakertoimen arvoksi annettiin 1,0. Pysyvien kuormien ominaisarvona käytettiin 38 kN/m. Pystysuorien liikennekuormien ominaisarvo arvioitiin Liikenneviraston ohjeen 5/2014 "Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu" mukaisesti. Junakuorman aiheuttaman tasaisen pystykuorman suuruus kahden raiteen penkereellä on noin 38 kPa (kuva 21). Kuormat kerrottiin vielä NCCI1 mukaisella 25 t akselipainoa vastaavalla luokittelukertoimella 1,10 (Liikennevirasto 2017, s. 22) Liikennekuormien ominaisarvoksi saatiin näin 42 kN/m. Muuttuvat kuormat osoittautuivat laskennassa mitoittaviksi.



Kuva 21. Junakuorman aiheuttama tasainen pystykuorma pengerkorkeuden funktiona (Liikennevirasto 2014, s. 20).

Kuorman mitoitusarvoa verrattiin Rakennusteollisuuden tuotelehdessä esitettyihin paalun kestävyysmitoitussarvoihin, joista mitoittavampi oli geotekninen kestävyys $R_{d,geo}$ (Rakennusteollisuus 2018, s. 13). Kertomalla kuorman mitoitusarvon ja paalun geoteknisen kestävyysmitoitussarvon suhdeluku laatan leveydellä saatiin laskettua tarvittavat pystypaalujen paalumäärät. Tällä menetelmällä 14 m^2 kokoiselle laatalle tulisi kolme pystypaalua. Laskenta tehtiin tarkistuksen vuoksi vielä Eurokoodi 7:ssä esitettyllä β -menetelmällä, jolla päädyttiin samaan tulokseen (SFS-EN 1997-1:2004). Kyseisellä menetelmällä määritettiin myös vaippavastus paalun ylä- ja alapäässä.

Laatan ulokkeen pituutena käytettiin $0,35$ kertaista paalulaatan jännemitan pituutta (Kokko 2019, s. 30). Muodostamalla ehdosta yhtälöt (7.14) ja (7.15)

$$0,35 \cdot k/k = l_{uloke} \quad (7.14)$$

$$2 \cdot 0,35 \cdot k/k + 2 \cdot k/k = 14 \text{ m} \quad (7.15)$$

saatiin määriteltyä paalujen keskinäiset etäisyydet sekä reunaulokkeen pituus. Rayleigh'n vaimennuskertoimet betonille määritettiin artikkeliin "Experimental and numerical research on damage localization in plate-like concrete structures using hybrid approach" (Stoic et al. 2018) perustuen.

Viivamaisia plate-elementtejä käytetään yleensä mallintamaan ohuita, hyvin taivutusta vastustavia rakenteita, kuten esimerkiksi teräspontteja. Tämä tulee ottaa huomioon betonilaattaa mallinnettaessa. Koska plate-elementillä ei ole tilavuutta, betonilaatan tilavuus sisällytetään sitä ympäröivän maakerroksen tilavuuteen. Tätä on havainnollistettu kuvassa 22. Tämän vuoksi painoa kuvaavalle parametrille w ei anneta todellista betonilaatan painoa, vaan betonilaatan ja sitä ympäröivän maan tilavuuspainojen erotus. Laatan painon mallissa tulee olla todellisen laatan suuruisen eli

$$w_{malli} = w_{todellinen} \quad (7.16)$$

Laatan paino mallissa koostuu pohjamaan ja penkereen tilavuuspainoista, joista kumpikin vaikuttaa puolikkaan laatan paksuuden suuruisella alueella. Lisäksi laatan painoon sisältyy plate-elementin paino (kaava 7.17).

$$w_{malli} = (\gamma_{pohjamaa} \cdot 0,5d_{laatta} + \gamma_{penker} \cdot 0,5d_{laatta}) + w_{plate} \quad (7.17)$$

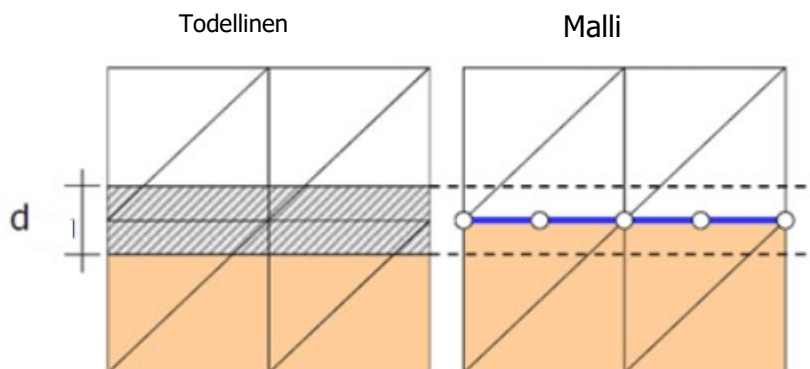
Laatan todellinen paino saadaan kertomalla laatan tilavuuspaino laatan paksuudella.

$$w_{todellinen} = \gamma_{laatta} \cdot d_{laatta} \quad (7.18)$$

Sijoittamalla yhtälöt (7.17) ja (7.18) yhtälöön (7.16), saadaan plate-elementin painolle muodostettua yhtälö:

$$w_{plate} = [\gamma_{laatta} - (0,5\gamma_{penker} + 0,5\gamma_{pohjamaa})]d_{laatta} \quad (7.19)$$

Yhtälöllä (7.19) ratapenkereen ja päällimmäisen maakerroksen välissä sijaitsevaa 400 mm paksua betonilaattaa kuvaavan plate-elementin painoksi saadaan 2,4 kN/m, kun $\gamma_{penker} = 21 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{pohjamaa} = 17 \text{ kN/m}^3$ ja $\gamma_{laatta} = 25 \text{ kN/m}^3$. (Papavasileiou 2022)



Kuva 22. Todellinen betonilaatta ja plate-elementtinä mallinnettu betonilaatta ja sitä vastaava tilavuus (suomennettu Papavasileiou 2022).

Betonilaatan aksiaalijäykkyys EA sekä taivutusjäykkyys EI määritettiin betonin kimmomoduulin E ja laatan poikkipinta-alan avulla. Laatan materiaaliksi valitun C25/30 betonin kimmomoduulin ollessa 31 GPa ja z-suuntaisen poikkipinta-alan ollessa $0,4 \text{ m}^2/\text{m}$, saatiin aksiaalijäykkyyden suuruudeksi $12,4 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$. Laatan neliomomentin I_z ollessa $0,0053$ taivutusjäykkyyden suuruudeksi saatiin $165 \text{ 333 kNm}^2/\text{m}$.

Kaikki paalulaatan mallissa käytetyt materiaaliparametrit on esitetty taulukossa 6.

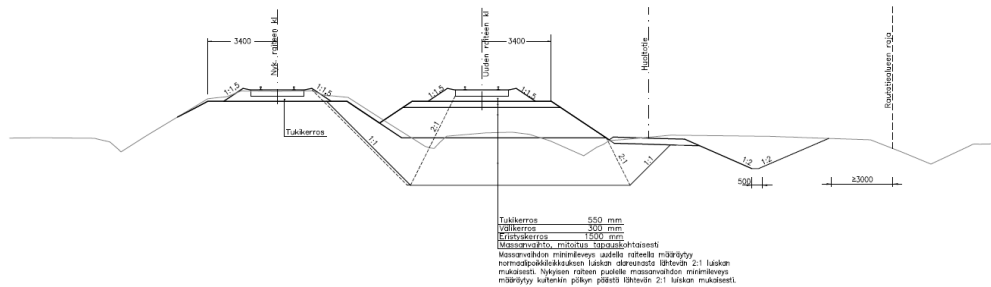
Taulukko 6. Paalulaatan materiaaliparametrit.

	RTB-300-16 Betonipaalu		Betonilaatta
Betonin lujuus	C40/50	Betonin lujuus	C25/30
Materiaalin tyyppi	Elastic	Materiaalin tyyppi	Elastic
γ [kN/m ³]	25	E [kN/m ²]	31 000 000
Paaluväli [m]	8,23	w [kN/m/m]	3
E [kN/m ²]	50 000 000	EA [kN/m]	12 400 000
Vaippavastus paalun yläpäässä [kN/m]	3	EI [kNm ² /m]	165 333
Vaippavastus paalun alapäässä [kN/m]	669	v	0,1
Vaakasuuntainen kapasiteetti paalun yläpäässä [kN/m]	1	Rayleigh α	2
Vaakasuuntainen kapasiteetti paalun alapäässä [kN/m]	2	Rayleigh β	0,00000001
Kärkivastus [kN]	1001		
Rayleigh α	2		
Rayleigh β	0,00000001		

7.7 Massanvaihto

Massanvaihto mallinnettiin muuttamalla uuden raiteen alapuoliset maakerrokset louhemateriaaliksi. Massanvaihdon osalta tarkasteltiin kaksi tapausta, jossa toisessa massanvaihto ulotettiin savikerroksen pohjaan asti ja toisessa silttikerroksen pohjaan. Massanvaihtoa ei mallinnettu virallisten ohjeiden mukaisesti, sillä se ei tämän tarkastelun kannalta ollut olennaista. Tyypipoikkileikkaus massanvaihdosta on esitetty kuvassa 23.

Massanvaihto (IR)



Kuva 23. Tyypipoikkileikkaus, massanvaihto (Tuominen et al. 2010d).

Täyttömateriaaliksi valittiin louhe, jonka parametrit määritettiin laskennallisesti luvussa 7.3. esitetyllä tavalla. Massanvaihtomateriaalina käytetyn louheen tilavuuspaino, moduuliluku, jännitysekspONENTTI ja kitkakulma arvioitiin NCCI7 perusteella (Liikennevirasto 2017, Liite 6, s.1–2). Tilavuuspainoksi valittiin 21 kN/m³, moduuliluvuksi 1000, jännitysekspONENTTI 0,5 ja kitkakulma 40°. Louheen Poissonin luvuksi arvioitiin 0,2. Leikkaus- ja puristusallonnopeudet on määritetty automaattisesti Plaxiksessa muiden syötettyjen materiaaliparametrien perusteella.

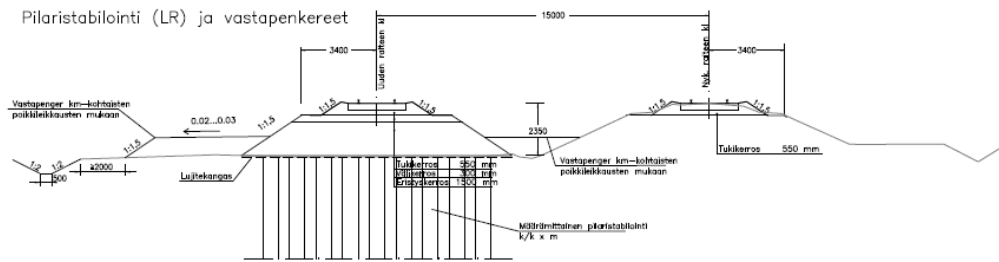
Koska materiaaliparametrien laskennassa on käytetty muun muassa maakerroksen paksuudesta riippuvia tehokkaita jännityksiä, on kummallekin massanvaihtopaukselle laskettu omat materiaaliparametrit. Louheen materiaaliparametrit on esitetty taulukossa 7.

Taulukko 7. Laskennassa käytetyt materiaaliparametrit louheelle.

	Louhe, 5 m	Louhe, 11 m
Materiaalimalli	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
γ [kN/m³]	21	21
E' [kN/m²]	121 100	184 900
G [kN/m²]	50 463	77 040
ν	0,2	0,2
c'	3	3
φ' [°]	40	40
V_s [m/s]	153,5	189,7
V_s [m/s]	250,7	309,8
Rayleigh α	0,2224	0,2039
Rayleigh β (*10⁻³)	0,7317	1,2010

7.8 Pilaristabilointi

Pilaristabilointi mallinnettiin pohjamaata jäykempinä maapalkkeina uuden raiteen alle. Stabilointipilarit ulotettiin silttikerroksen pohjaan. Stabilointipilarit mallinnettiin tiiviiseen pohjakerrokseen, eli noin 18 metrin syvyyteen asti. Pilaristabiloinnin tyypipoikkileikkaus on esitetty kuvassa 24.



Kuva 24. Tyyppipoikkileikkaus, pilaristabilointi ja vastapenkereet (Tuominen et al. 2010 c).

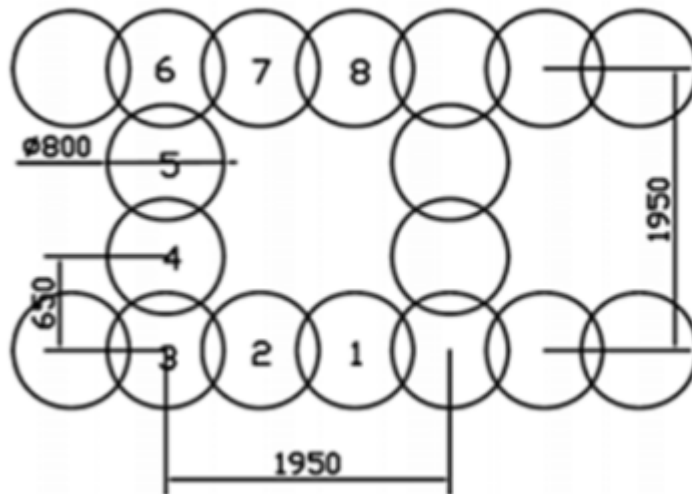
Stabilointipilarien materiaaliparametreina sekä pilaristabiloinnin geometriana käytettiin Pätsin diplomityön (2009) mukaan sovellettuja arvoja. Pilarit mallinnettiin Mohr-Coulombin materiaalimallilla. Pilarin halkaisijaksi valittiin 700 mm ja k/k väliksi 1000 mm. Pilareita mallinnettiin uuden penkereen alle 14 metrin levyiselle alueelle, jolloin poikkileikkaukseen tuli yhteensä 13 stabilointipilaria. Lisäksi tehtiin vertailulaskelma, jossa stabilointipilarien lukumäärä puolitettiin. Stabilointipilareita ei mitoitettu ohjeistuksen mukaisesti, sillä stabiloinnin tavoitteena tässä työssä oli ainoastaan radan pohjamaan jäykistäminen eikä esimerkiksi painumien hallinta. Stabilointipilarien materiaaliparametrit on esitetty taulukossa 8.

Taulukko 8. Stabilointipilareiden materiaaliparametrit (Mukaiillen Pätsi 2009, s. 89).

γ [kN/m ³]	φ' [°]	c'	ψ [°]	E' [kN/m ²]	ν
14	30	70	2	27	0,2

7.9 Stabilointiseinä

Pilaristabiloitu 20 m syvyyteen ulottuva tärinänvaimennusseinä mallinnettiin sekä plate-elementillä että embedded beam row-elementillä. Stabilointiseinän mallintamisessa sovellettiin Korialle rakennetun koerakenteen ominaisuuksia, joita on käsitelty Hellbergin diplomityössä (2008). Korian stabilointiseinän rakenne on esitetty kuvassa 25.



Kuva 25. Korialle rakennettu pilaristabiloimalla tehdyn stabilointiseinän rakenne, jonka mukaisesti stabilointiseinä mallinnettiin (Talja et al. 2015, s. 4).

Hellbergin diplomityössä todettiin, että seinämän mallintaminen plate-elementeillä antoi epätodennäköisiä tuloksia (Hellberg 2008, s. 104). Tämän vuoksi stabilointiseinämä mallinnettiin plate-elementtien lisäksi myös embedded beam row -elementeillä. Plate-elementtinä mallinnetulle stabilointiseinämälle annettiin Hellbergin diplomityössä esitetyt parametrit, jotka on esitetty taulukossa 9. Stabilointiseinän mallintaminen toteutettiin kahdella, ominaisuuksiltaan yhtäläisellä plate-elementillä, joiden välinen etäisyys oli 1950 mm, kuten rakennekuvassa (kuva 25) on esitetty. Lisäksi laskettiin rinnalle laskentatapaus, jossa seinä mallinnettiin vain yhdellä plate-elementillä. Rakennekuvasta poiketen tiiviiden pilaririvien välistä harvempaa pilaristoa ei huomioitu kummassakaan mallissa.

Taulukko 9. Syvästabilointiseinän parametrit, plate-elementti (Hellberg 2008, s. 81).

Materiaalimalli	EA [kN]	EI [kNm ²]	w [kN/m]	v	Rayleigh α	Rayleigh β
Elastic	23 562 000	1 472 620	8	0,15	0,13	0,00015

Embedded beam row-elementeillä mallinnetulle stabilointiseinämälle annettiin taulukon 10 mukaiset parametrit. Seinämän parametrit määriteltiin taulukon 9 parametrien sekä paalulaatan laskennassa käytettyjen paalujen parametrien perusteella. Koska embedded beam row-elementeillä on mahdollista huomioida pilareiden keskinäinen z-suuntainen etäisyys, mallinnettiin seinärakenne kolmella pilaririvillä kuvassa 25 esitetyn rakennekuvan mukaisesti.

Taulukko 10. Stabilointiseinän parametrit, embedded beam row -elementti.

Materiaalityyppi	Elastic
γ [kN/m³]	16
Pilariväli [m]	0,65
d [m]	0,8
E [kN/m²]	46 875 110
Vaippavastus pilarin yläpäässä [kN/m]	3
Vaippavastus pilarin alapäässä [kN/m]	669
Vaakasuuntainen kapasiteetti pilarin yläpäässä [kN/m]	1
Vaakasuuntainen kapasiteetti pilarin alapäässä [kN/m]	2
Kärkivastus [kN]	1001
Rayleigh α	0,13
Rayleigh β (*10⁻³)	0,15

Stabilointiseinämän tapauksessa ei ollut tarkoituksena arvioida eri mallinnusmenetelmien oikeellisuutta vaan tuoda tuloksiin mallinnustavasta riippuvaa hajontaa. Tavoitteena oli saada suuntaa antavia tuloksia stabilointiseinän vaimennusvaikutuksesta ja lisätä tulosten luotettavuutta ja samalla vähentää valitusta mallinnustavasta johtuvaa mahdollista epätarkkuutta.

8. Laskennan tulokset

Laskennat suoritettiin yhteensä 21 laskentatapaukselle. Kaikki tapaukset tutkittiin sijoittamalla kuorma vanhalle raiteelle. Lisäksi radan pohjaa jäykistävät ratkaisut eli paalulaatta, massanvaihto ja pilaristabilointi tutkittiin myös sijoittamalla kuorma uudelle raiteelle. Kaikki laskentatapaukset on esitetty taulukossa 11.

Taulukko 11. Plaxis 2D:llä tutkitut laskentatapaukset.

	Kuorma vanhalla raiteella	Kuorma uudella raiteella
Lähtötilanne	x	
Kaksoisraide vastapenkereillä	x	
Teräsponttiseinä: <ul style="list-style-type: none"> • PU 12, lyöntisyvyys 12 m • PU 12, lyöntisyvyys 18 m • Larssen 23, lyöntisyvyys 12 m • Larssen 23, lyöntisyvyys 18 m 	x	
Paalulaatta: <ul style="list-style-type: none"> • Paalulaatta uuden raiteen alla • Paalulaatta kummankin raiteen alla 	x	x
Massanvaihto: <ul style="list-style-type: none"> • Massanvaihto 5 m syvyyteen • Massanvaihto 11 m syvyyteen 	x	x
Pilaristabilointi <ul style="list-style-type: none"> • 13 pilaria uuden raiteen alla • 7 pilaria uuden raiteen alla 	x	x
Stabilointiseinä: <ul style="list-style-type: none"> • Embedded beam row-elementeillä mallinnettu seinä • Kahdella plate-elementillä mallinnettu seinä • Yhdellä plate-elementillä mallinnettu seinä 	x	

Laskentojen tulokset on esitetty FFT-kuvaajina ja terssi- eli kolmannesoktaavikaistoittain värähtelyn heilahdusnopeuden keskiarvona. Lisäksi on tarkasteltu laskennoilla määritettyjä värähtelyn absoluuttisia huippuarvoja. Terssikaistojen keskitajuudet alueella 1–80 Hz on määritetty yhtälöllä

$$f_c = 10^{n/10} \quad (8.1)$$

ja kaistojen ylärajat yhtälöllä

$$f_2 = 10^{(n+0,5)/10} \quad (8.2)$$

jossa

muuttuja n on kokonaisluku, joka saa arvon väliltä 0–19.

Ensimmäisen terssikaistan keskitaajuus ja yläraja lasketaan arvolla 0, toinen arvolla 1 ja 20. kaista arvolla 19. (Talja 2011, s. 8) Tulosten esittämisessä käytetyt terssikaistat ylä- ja alarajoineen on esitetty taulukossa 12.

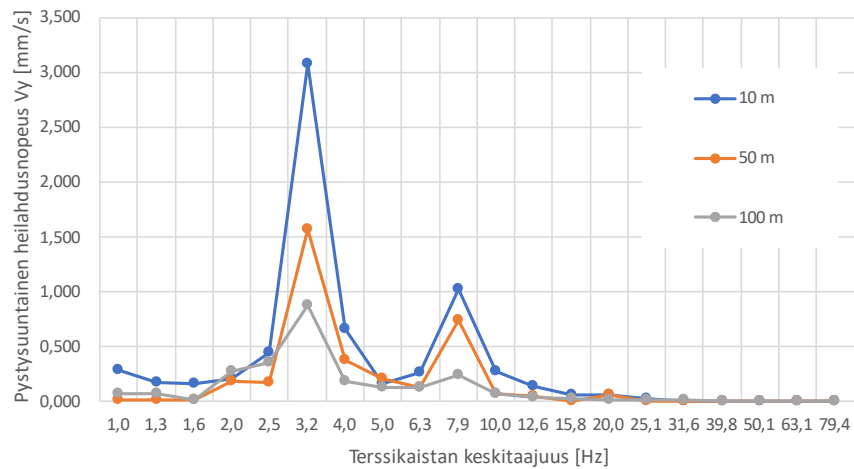
Taulukko 12. Terssikaistojen keskitaajuudet, ylä- ja alarajat.

f_c [Hz]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]
1,0	0,0	1,1
1,3	1,1	1,4
1,6	1,4	1,8
2,0	1,8	2,2
2,5	2,2	2,8
3,2	2,8	3,5
4,0	3,5	4,5
5,0	4,5	5,6
6,3	5,6	7,1
7,9	7,1	8,9
10,0	8,9	11,2
12,6	11,2	14,1
15,8	14,1	17,8
20,0	17,8	22,4
25,1	22,4	28,2
31,6	28,2	35,5
39,8	35,5	44,7
50,1	44,7	56,2
63,1	56,2	70,8
79,4	70,8	89,1

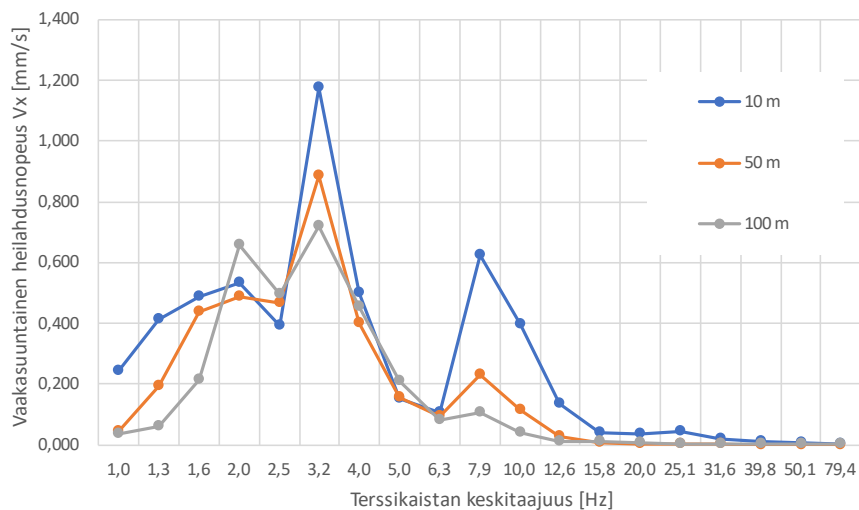
8.1 Tärinä lähtötilanteessa

Tärinän lähtötilanteen osalta tavoiteltiin ensisijaisesti oikeanlaista taajuusjakamaa. Lisäksi varmistettiin, että tärinän pystysuuntaisen värähtelyn amplitudi on suuruusluokaltaan 10^0 – 10^{-1} mm/s 100 metrin etäisyydellä radasta. Vaakasuuntaisen värähtelyn osalta keskeisin tavoite oli, että sen arvot lähtötilanteessa ovat pystysuuntaista värähtelyä pienempiä. Tärinää tarkasteltiin 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta.

Kuten kuvasta 26 nähdään, mallin hallitsevat taajuudet pystysuunnassa olivat 3,2 Hz, ja 7,9 Hz lähtötilanteessa. Hallitsevat vaakasuuntaiset taajuudet olivat 2,0 Hz, 3,2 Hz ja 7,9 Hz. Hallitsevat taajuudet ovat lähtötietojen mukaisissa rajoissa. Tarkastelluista pisteistä tärinä on voimakkainta 10 metrin etäisyydellä radan keskilinjasta. Kauemmissa tarkastelupisteissä tärinä on vaimeampaa. Lähellä rataa värähtelyä esiintyy myös korkeammilla taajuuksilla, jotka vaimenevat pois kauemmas siirryttäessä. Tämä on nähtävissä selkeimmin vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden tapauksessa (kuva 27); terssikaistalla 7,9 Hz vaakasuuntaisen värähtelyn heilahdusnopeus 100 metrin etäisyydellä on vain noin neljäsosa heilahdusnopeudesta 10 metrin etäisyydellä.



Kuva 26. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain lähtötilanteessa 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta.

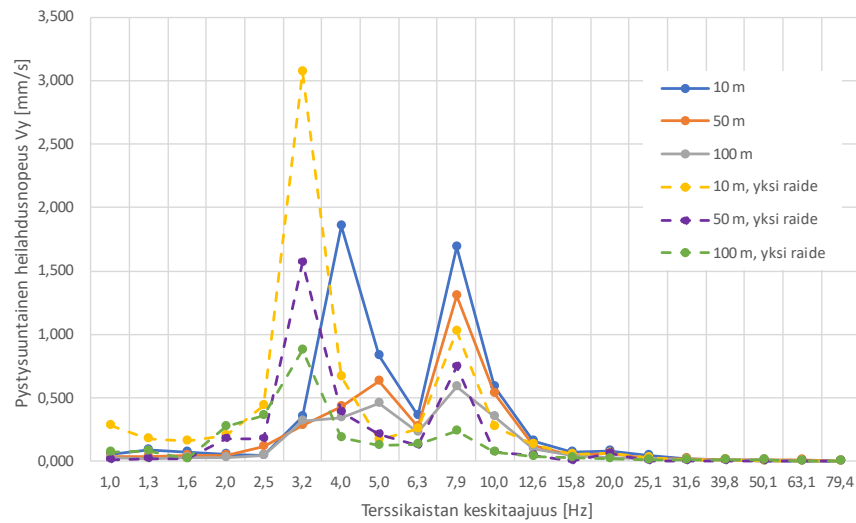


Kuva 27. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain lähtötilanteessa 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta.

Heilahdusnopeuden huippuarvot pystysuunnassa ovat 3,360 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,810 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 1,120 mm/s 100 metrin etäisyydellä. Vaakasuuntaiset huippuarvot ovat 1,190 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,000 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 0,900 mm/s 100 metrin etäisyydellä.

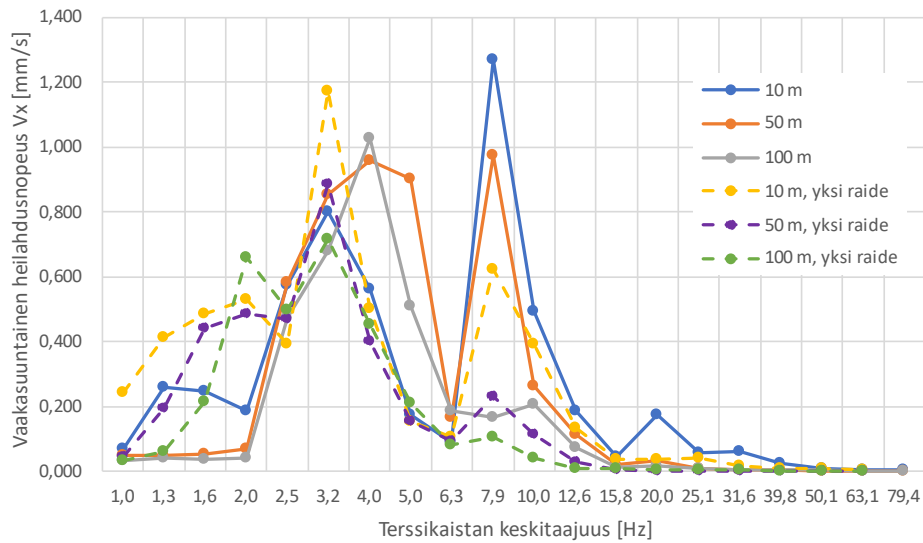
8.2 Kaksoisraide vastapenkereillä

Kaksoisraidemallissa pystysuuntaiset hallitsevat taajuudet olivat 4,0 Hz, 5,0 Hz ja 7,9 Hz. Toisen ratapenkereen ja vastapenkereiden lisäys pienensi merkittävästi alle 4 Hz taajuuksia, mutta kasvatti vastaavasti värähtelyä 5–10 Hz taajuusalueella (kuva 28).



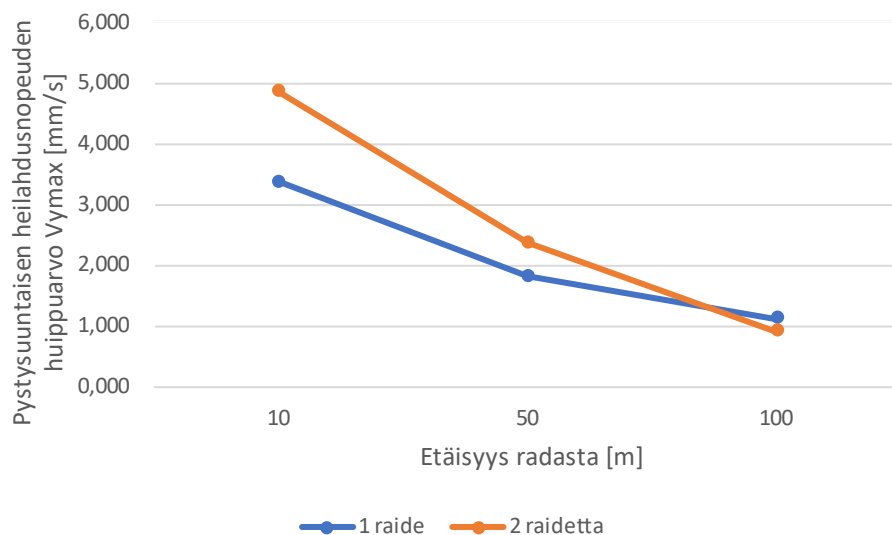
Kuva 28. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain kahden raiteen mallissa 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta sekä vertailu lähtötilanteeseen.

Vaakasuurtaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz 5,0 Hz ja 7,9 Hz. Vaakasuurtaisen värähtelyn taajuusjakauma muuttui pystysuuntaista värähtelyä huomattavammin tarkastelupisteiden välillä. Kuvasta 29 esimerkiksi nähdään, että 7,9 Hz värähtely on merkittävää 10 m ja 50 m tarkastelupisteissä mutta vähäistä 100 metrin etäisyydellä. Lisäksi huomioitavaa oli, että toisen raiteen lisääminen malliin voimisti 10,0–30,0 Hz taajuuksia 10 metrin tarkastelupisteessä. Etäisyyden kasvaessa nämä taajuudet kuitenkin vaimenivat huomattavasti.



Kuva 29. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain kahden raiteen mallissa 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta sekä vertailu lähtötilanteeseen.

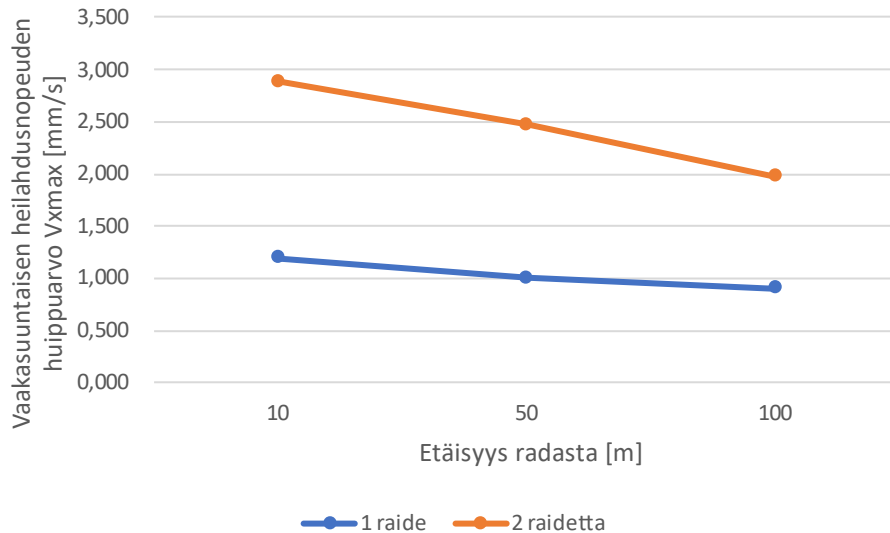
Heilahdusnopeuden huippuarvot pystysuunnassa olivat 4,850 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 2,360 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 0,910 mm/s 100 metrin etäisyydellä. Toinen raide vastapenkereillä kasvatti pystysuuntaisia heilahdusnopeuden huippuarvoja 44 % 10 metrin etäisyydellä, 30 % 50 metrin etäisyydellä ja pienensi huippuarvoa 18 % 100 metrin etäisyydellä (kuva 30).



Kuva 30. Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot 10, 50, ja 100 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta yhden ja kahden raiteen malleissa.

Vaakasuuntaisen värähtelyn huippuarvot olivat 2,880 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 2,470 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 1,970 mm/s 100 metrin etäisyydellä. Vaakasuuntaiset huippuarvot kasvoivat huomattavasti toisen penkereen lisäämisen

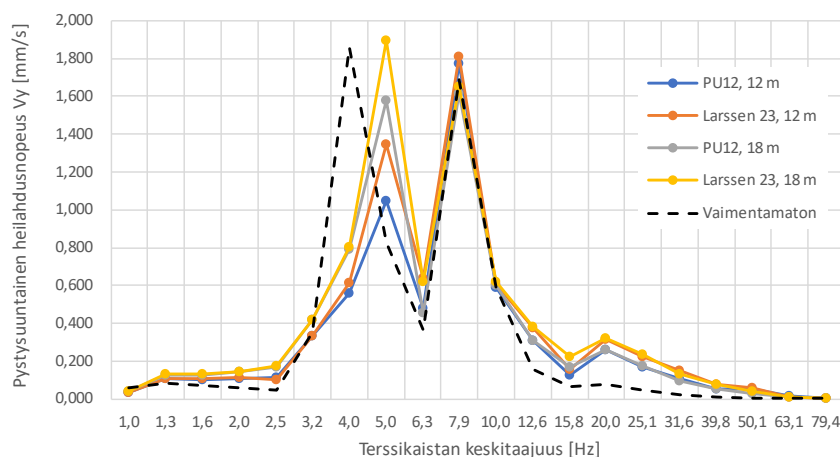
seurauksena; 10 metrin päässä huippuarvo kasvoi 142 %, 50 metrin etäisyydellä 147 % ja 119 % 100 metrin etäisyydellä (kuva 31).



Kuva 31. Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä radasta yhden ja kahden raiteen malleissa.

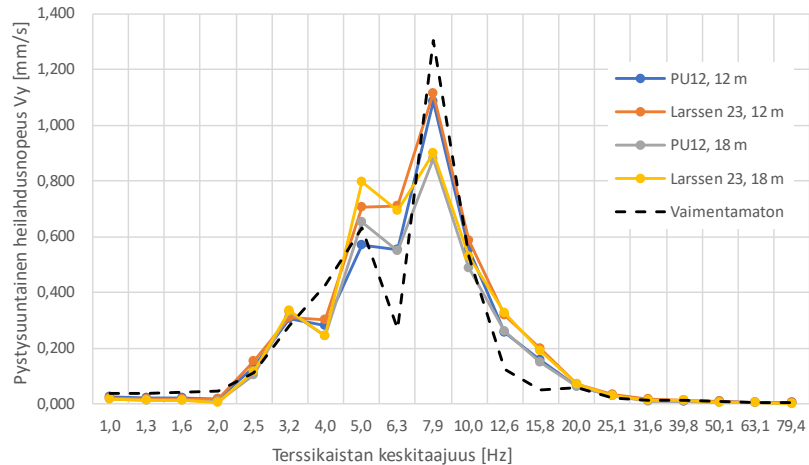
8.3 Teräsponttiseinä

Teräsponttiseinä muutti jonkin verran pystysuuntaisen värähtelyn taajuusjakaumaa 10 metrin etäisyydellä radasta. Etenkin 3,2–4,0 Hz värähtely vaimeni huomattavasti. Kuitenkin 5,0 Hz ja 7,9 Hz kaistoilla värähtely oli voimakkaampaa teräsponttiseinän kanssa. Kuvasta 32 voidaan nähdä hallitsevien taajuuksien olevan 5,0 Hz ja 7,9 Hz kaikissa laskentatapauksissa.



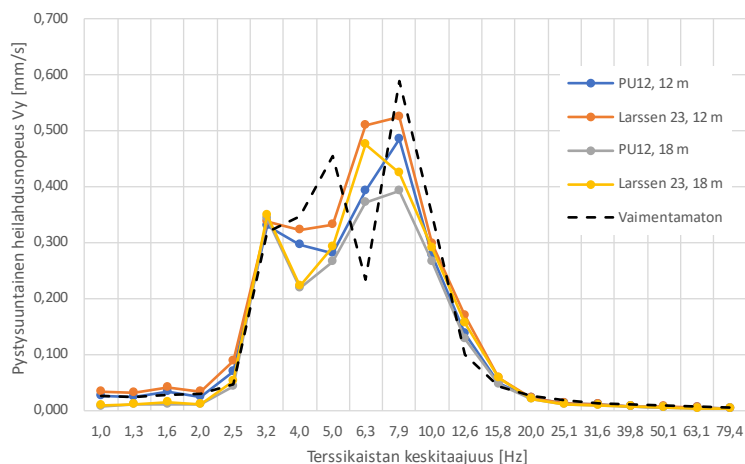
Kuva 32. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 10 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri ponttivaihtoehdoilla.

Pystysuuntaisen värähtelyn vaimennus 50 metrin etäisyydellä radasta on maltillisempaa. Hallitsevat taajuudet kaikissa laskentatapauksissa olivat 4,0 Hz, 6,3 Hz ja 7,9 Hz. Suurin eroavaisuus lähtötilanteessa on 4,0 Hz ja 7,9 Hz taajuusalueilla. Taajuusalueilla 5,0–6,3 Hz sekä 10,0–15,8 Hz värähtely voimistui lähtötilanteesta kaikissa laskentatapauksissa (kuva 33).



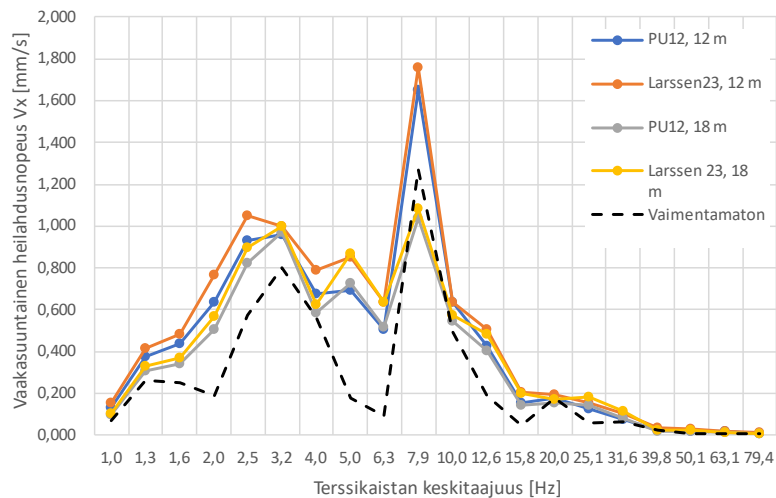
Kuva 33. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 50 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri ponttivaihtoehdoilla.

Kolmannessa, 100 metrin etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä pystysuuntaisen värähtelyn vaimennus oli merkittäväntä 4,0 Hz, 5,0 Hz ja 10,0 Hz taajuusalueilla. Värähtely voimistui hieman 1,0–3,2 Hz ja 12,6–15,8 Hz alueilla (kuva 34). Hallitsevat taajuudet olivat 3,2 Hz, 6,3 Hz ja 7,9 Hz. Parhaat tulokset kaikissa tarkastelupisteissä saatiin 18 m pitkällä PU12 teräspontilla. Heikoimmat tulokset laskennoissa saatiin 12 m pitkällä Larssen 23 teräspontilla. Eri laskentatapausten väliset eroavaisuudet pystysuuntaisen värähtelyn suuruudessa olivat kuitenkin kohtalaisen pieniä.



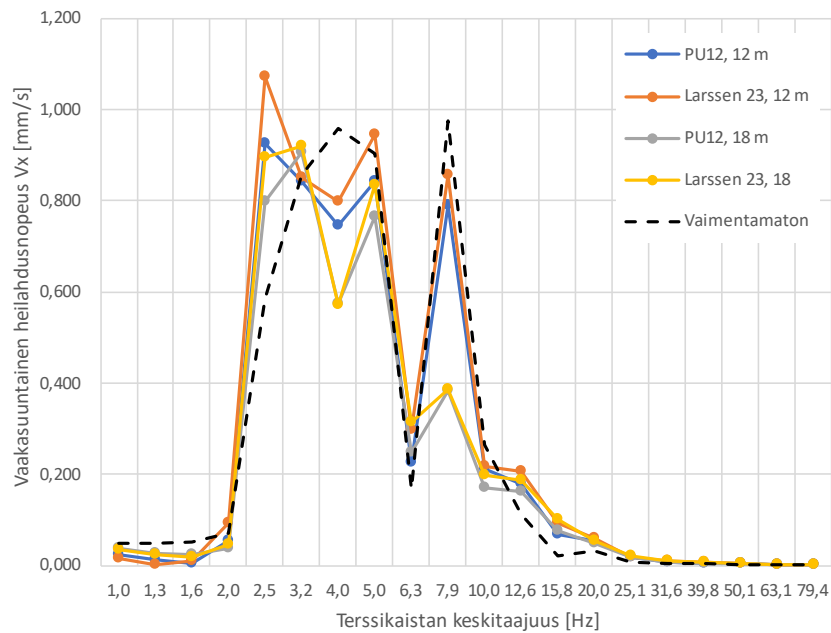
Kuva 34. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri ponttivaihtoehdoilla.

Vaakasuuntainen värähtely voimistui 10 metrin etäisyydellä lähes kaikilla taajuusalueilla. Hallitsevat taajuudet olivat 2,5 Hz, 3,2 Hz ja 7,9 Hz. Kuten kuvasta 35 voidaan nähdä, värähtelyn voimistuminen oli merkittäväntä 7,9 Hz taajuusalueella 12 m teräsponteilla laskettuna. Myös 4,0–6,3 Hz värähtely voimistui merkittävästi ponttiprofiilista ja -pituudesta riippumatta. Pituudeltaan 18 m teräspontit vaimensivat hieman 7,9 Hz värähtelyä, mutta muuten tulokset kyseisissä laskentatapauksissa olivat heikkoja.



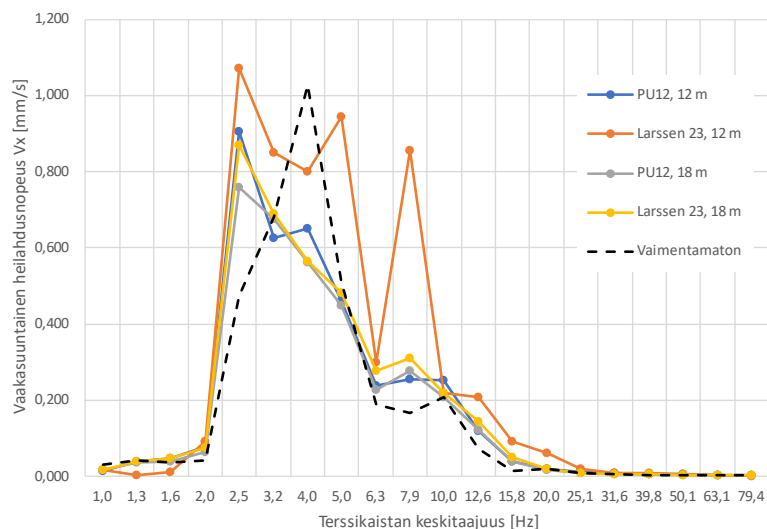
Kuva 35. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 10 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri ponttivaihtoehdoilla.

Kuvasta 36 voidaan nähdä, että 50 metrin etäisyydellä kaikki teräspontit vahvistivat 2,5–3,2 Hz taajuuksia. Hallitsevat taajuudet olivat 2,5 Hz, 5,0 Hz ja 7,9 Hz. Taajuusalueilla 4,0 Hz sekä 7,9–10,0 Hz kaikki pontit vaimensivat värähtelyä. Huomattavaa kuitenkin oli, että etenkin jälkimmäisellä alueella pidempien ponttien vaikutus oli huomattavasti suurempi kuin lyhyemmällä ponteilla. Taajuusalueella 12,6–20,0 Hz havaittiin lievää voimistumista kaikissa laskentatapauksissa.



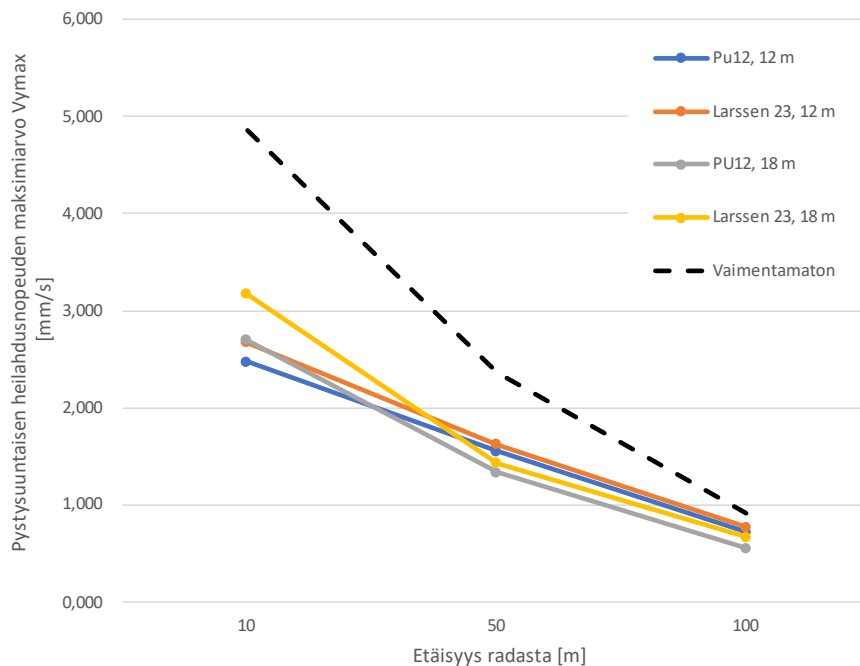
Kuva 36. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 50 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri ponttivaihtoehdoilla.

Kauimmassa, 100 metrin etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä eri ponttivaihtoehtojen eroavaisuudet olivat selkeimmin nähtävissä. Värähtelyä voimisti selkeästi eniten 12 m Larssen 23 pontti, joka kasvatti 2,5–7,9 Hz vaakavärähtelyä huomattavasti muita pontteja voimakkaammin. Vaimennus oli tehokkainta 3,2–5,0 Hz taajuusalueella, kun laskenta suoritettiin 18 m ponteilla (kuva 37). Hallitsevat taajuudet 18 m ponteille sekä 12 m PU12 teräspontille olivat 2,5 Hz, 3,2 Hz ja 4,0 Hz. Hallitsevat taajuudet 12 m pitkälle Larssen 23 teräspontille olivat 2,5 Hz, 5,0 Hz ja 7,9 Hz.



Kuva 37. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri ponttivaihtoehdoilla.

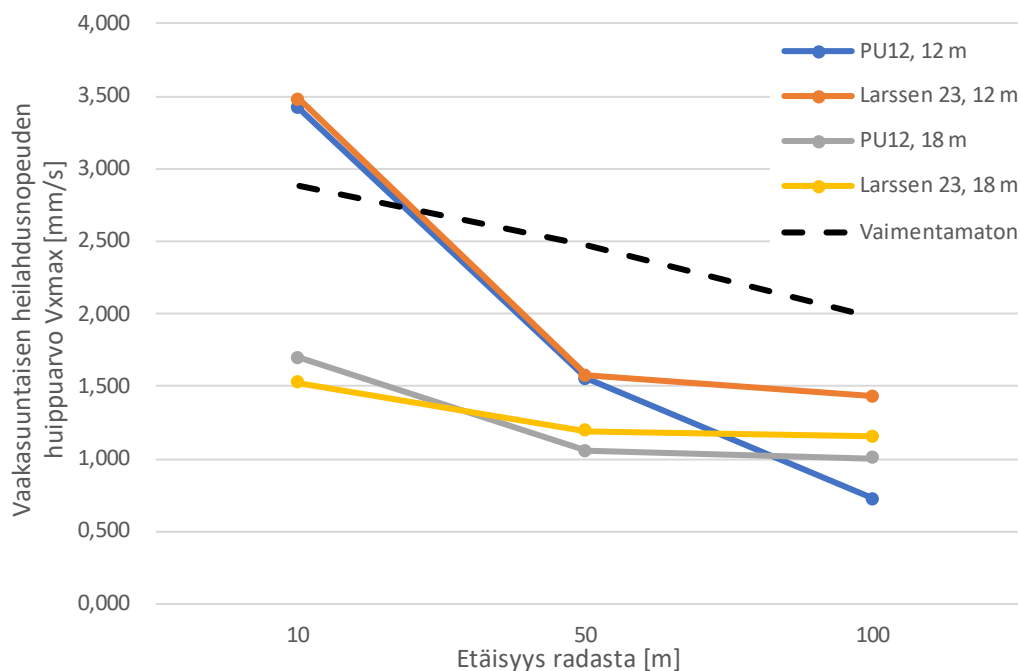
Lyöntisyvyydeltään 12 m PU12 teräsponsilla laskettuna pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot olivat 2,473 mm/s 10 metrin etäisyydellä radasta, 1,553 mm/s 50 metrin etäisyydellä radasta ja 0,721 mm/s 100 metrin etäisyydellä radasta. Verrattuna vaimentamattomaan tilanteeseen, huippuarvot vaimenivat 49 % 10 metrin, 34 % 50 metrin etäisyydellä ja 21 % 100 metrin etäisyydellä radasta. Lyöntisyvyydeltään 12 m Larssen 23 teräsponsilla laskettuna pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot olivat 2,668 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,620 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 0,770 mm/s 100 metrin etäisyydellä radasta. Huippuarvot vaimenivat alkuperäiseen tilanteeseen verrattuna 45 % 10 metrin etäisyydellä, 31 % 50 metrin etäisyydellä ja 15 % 100 metrin etäisyydellä. PU12 vaimensi siis huippuarvoja tehokkaammin kaikissa tarkastelupisteissä. Lyöntisyvyydeltään 18 m PU12 ponttiprofiililla lasketut pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot olivat 2,694 mm/s, 1,332 mm/s ja 0,553 mm/s. Huippuarvot vaimenivat 45 % 10 metrin etäisyydellä, 44 % 50 metrin etäisyydellä ja 39 % 100 metrin etäisyydellä. Heilahdusnopeuden huippuarvot samaan syvyyteen mallinnetulle Larssen 23 pontille olivat 3,159 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,431 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 0,670 mm/s 100 metrin etäisyydellä. Pystysuuntaisen värähtelyn huippuarvot vaimenivat 35 % 10 metrin etäisyydellä, 39 % 50 metrin etäisyydellä ja 26 % 100 metrin etäisyydellä. Hallitsevat taajuudet olivat samat kuin PU12 pontilla. PU12 vaimensi värähtelyjä tehokkaammin kaikissa tarkastelupisteissä myös pidemmällä pontilla. Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot tarkastelupisteen sijainnin funktiona on esitetty kuvassa 38.



Kuva 38. Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä radasta erilaisilla ponttivaihtoehdoilla.

Vaakasuuntaisen värähtelyn huippuarvot 12 m pitkällä PU12 teräsponsilla olivat 3,417 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,553 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 0,721 mm/s 100 metrin etäisyydellä. Vaakasuuntaisen värähtelyn huippuarvo kasvoi 19 % 10 metrin etäisyydellä mutta vaimeni 42 % 50 metrin etäisyydellä ja 39 % 100 metrin etäisyydellä. Larssen 23 pontilla laskettuna huippuarvot olivat 3,476 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,573 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 1,431 mm/s 100

metrin etäisyydellä. Vaakasuuntaisen värähtelyn huippuarvo kasvoi 10 metrin etäisyydellä radasta 21 % mutta väheni 36 % 50 metrin etäisyydellä ja 27 % 100 metrin etäisyydellä. Kummassakin laskentatapauksessa teräspontti voimisti vaakasuuntaista värähtelyä lähellä rataa, mutta väheni värähtelyä kauempana radasta. PU12 väheni myös vaakasuuntaista värähtelyä Larssen 23 tehokkaammin. Pituudeltaan 18 metrisellä PU12 teräspontilla lasketut vaakasuuntaisen värähtelyn huippuarvot olivat 1,696 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,051 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 1,003 mm/s 100 metrin etäisyydellä. Huippuarvot vähenivät 41 % 10 metrin etäisyydellä, 57 % 50 metrin etäisyydellä ja 49 % 100 metrin etäisyydellä. 18 m pitkällä Larssen 23 pontilla lasketut huippuarvot olivat 1,522 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,193 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 1,153 mm/s 100 metrin etäisyydellä. Huippuarvot vähenivät 47 % 10 metrin etäisyydellä, 52 % 50 metrin etäisyydellä ja 41 % 100 metrin etäisyydellä. Larssen 23 väheni huippuarvoja 10 metrin etäisyydellä PU12:a tehokkaammin, mutta muissa tarkastelupisteissä PU12 väheni vaakasuuntaista värähtelyä enemmän. Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot tarkastelupisteen sijainnin funktiona on esitetty kuvassa 39.



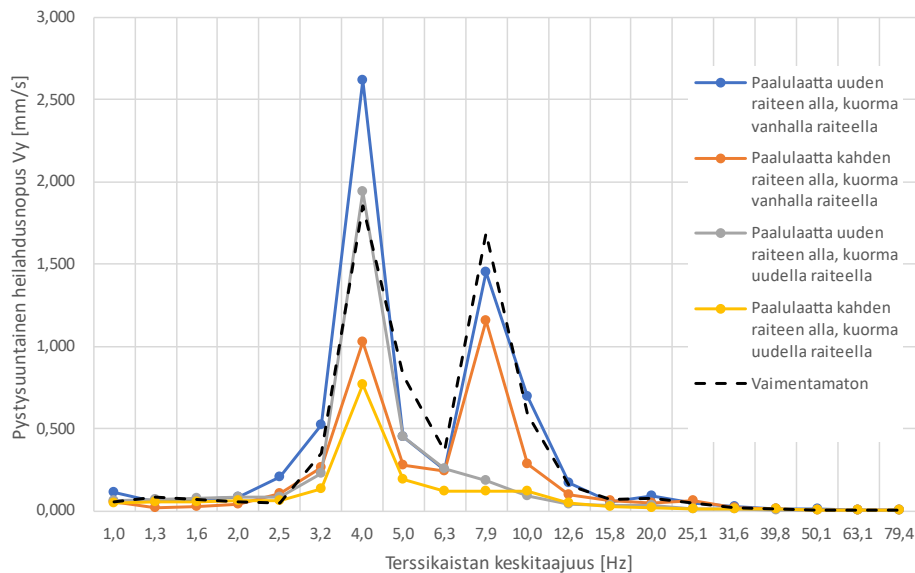
Kuva 39. Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä radasta erilaisilla ponttivaihtoehdoilla.

8.4 Paalulaatta

Paalulaatan vaimennusvaikutusta tutkittiin kahdella erilaisella laattaratkaisulla. Ensimmäisessä tapauksessa paalulaatta sijaitsi uuden ratapenkereen alla. Toisessa laskentatapauksessa paalulaatta sijaitsi kummankin raiteen alla. Kumpikin tapaus tutkittiin vielä erilaisilla kuormavaihtoehdoilla; toisessa kuorma sijaitsi vanhalla raiteella ja toisessa uudella raiteella. Laskentatapauksia oli siis yhteensä neljä.

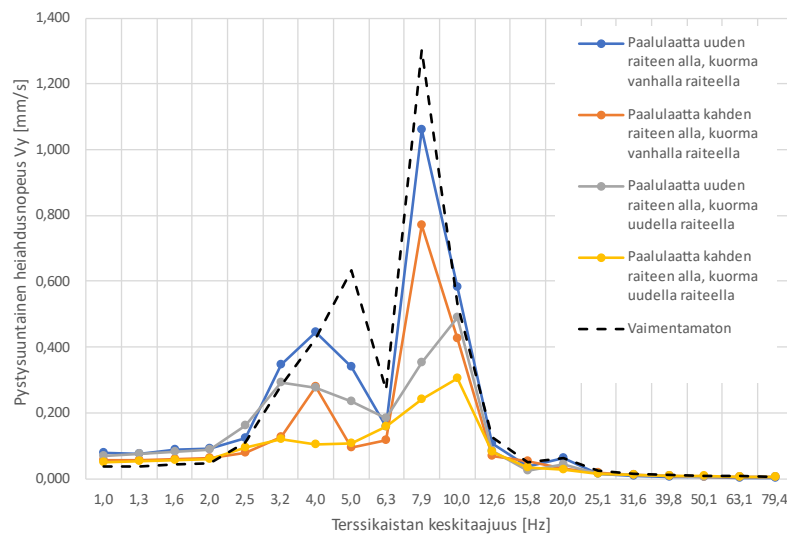
Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuuudet 10 metrin päässä radasta olivat 4,0 ja 7,9 Hz (kuva 40). Kuormituksen

sijaitessa vanhalla raiteella ja paalulaatan sijaitessa ainoastaan uuden raiteen alla pystysuuntaisen värähtelyn heilahdusnopeus voimistui 4,0 Hz kaistalla lähtötilanetta korkeammaksi. Vanhaa raidetta kuormitettaessa vaimennus oli merkittäväntä 4,0 Hz taajuusalueella laatan sijaitessa kummankin raiteen alla. Kuorman sijaitessa uudella raiteella hallitseva taajuus oli 4,0 Hz kummallakin laattaratkaisulla. Parhaat tulokset saatiin laskentatapauksessa, jossa paalulaatta sijaitsee kahden raiteen alla ja kuorma sijaitsee uudella raiteella.



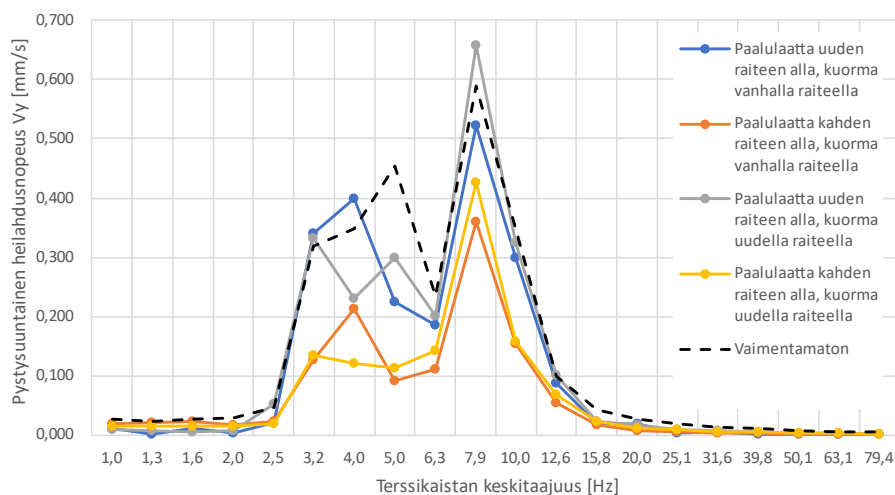
Kuva 40. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 10 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta kaikissa paalulaatan laskentatapauksissa.

Pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 50 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta olivat 4,0 Hz, 7,9 Hz ja 10,0 Hz kuorman sijaitessa vanhalla raiteella ja 3,2 Hz, 4,0 Hz ja 10,0 Hz kuorman sijaitessa uudella raiteella (kuva 41). Alle 7,9 Hz taajuuksilla uuden raiteen alla sijainnut paalulaatta voimisti värähtelyä hieman lähtötilanteesta kuorman sijaitessa vanhalla raiteella. Lisäksi kaikissa laskentatapauksissa alle 2,0 Hz värähtely voimistui hieman. Muuten pystysuuntaisen heilahdusnopeudet vaimenivat kaikissa laskentatapauksissa. Vaimennus oli tehokainta laskentatapauksessa, jossa paalulaatta sijaitsee kummankin raiteen alla ja kuorma sijaitsee uudella raiteella.



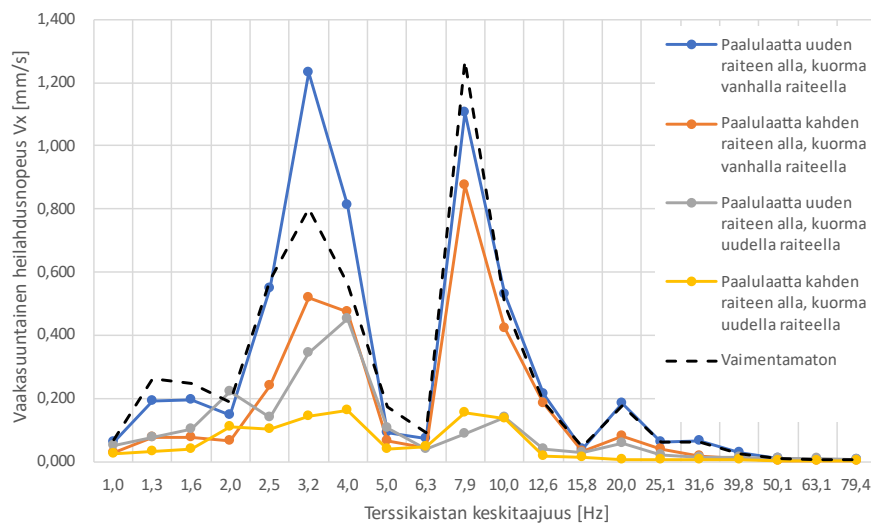
Kuva 41. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 50 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta kaikissa paalulaatan laskentatapauksissa.

Kauimmassa, 100 m etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet olivat 4,0 Hz ja 7,9 Hz vanhaa raidetta kuormitettaessa ja 3,2 Hz, 4,0 Hz ja 7,9 Hz uutta raidetta kuormitettaessa (kuva 42). Heikoimmat tulokset saatiin laskentatapauksessa, jossa laatta sijaitsi uuden raiteen alla ja kuormitus oli vanhalla raiteella. Tässä tapauksessa pystysuuntainen värähtely voimistui hieman lähtötilanteesta 3,2 Hz ja 4,0 Hz taajuusalueella. Parhaat tulokset saatiin kahden laatan laskentatapauksista. Kuorman ollessa uudella raiteella, 3,2–5,0 Hz taajuudet olivat matalammat, kuin vanhaa raidetta kuormitettaessa. Kuitenkin 7,9 Hz kaistalla uuden raiteen kuormitustapauksessa värähtely oli hieman voimakkaampaa, kuin vanhaa raidetta kuormitettaessa.



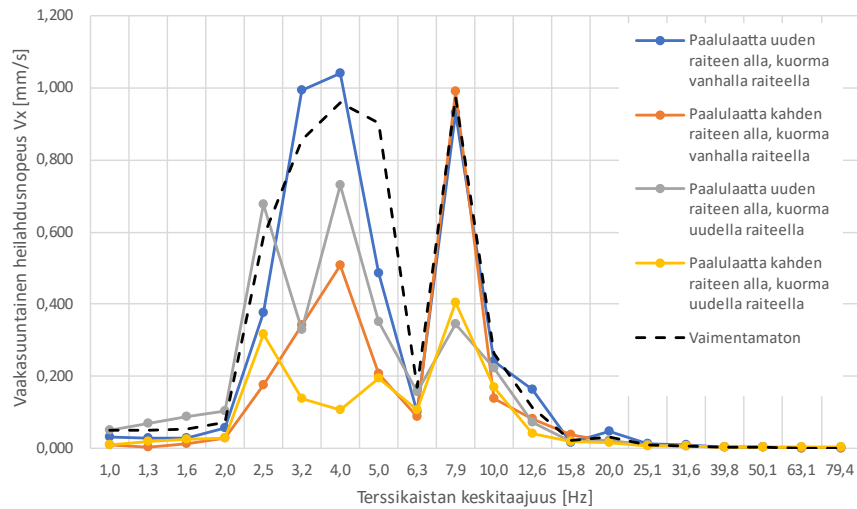
Kuva 42. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 100 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta kaikissa paalulaatan laskentatapauksissa.

Vaakasuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 10 metrin etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä kuorman sijaitessa vanhalla raiteella olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz ja 7,9 Hz (kuva 43). Kuorman sijaitessa uudella raiteella vaakavärähtely painotui taajuusalueille 2,0–4,0 Hz sekä 6,3–10,0 Hz. Selkeästi heikoimmat tulokset saatiin laskentatapauksessa, jossa paalulaatta sijaitsee uuden raiteen alla ja kuorma sijaitsee vanhalla raiteella. Taajuusalueella 2,0–5,0 Hz ei ollut suurta eroa laskentatapausten välillä, joissa toisessa paalulaatta sijaitsee kahden raiteen alla kuorman sijaitessa vanhalla raiteella ja toisessa paalulaatta sijaitsee uuden raiteen alla kuorman sijaitessa uudella raiteella. Taajuusalueella 7,9–12,6 Hz jälkimmäinen laskentatapausta tuotti huomattavasti parempia tuloksia. Parhaat tulokset saatiin laskentatapausta, jossa paalulaatta sijaitsee kahden raiteen alla ja kuorma sijaitsee uudella raiteella. Värähtelyn vaakasuuntaiset heilahdusnopeudet olivat lähes kaikilla terssikaistoilla muita tapauksia matalammat.



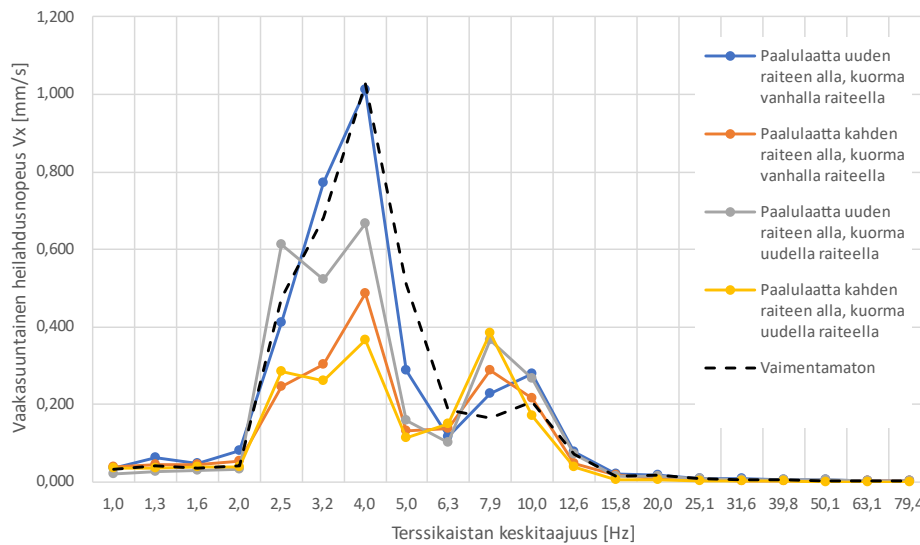
Kuva 43. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 10 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta kaikissa paalulaatan laskentatapauksissa.

Vaakasuuntaisen värähtelyn osalta 50 metrin tarkastelupisteessä havaittiin huomattavia eroavaisuuksia laskentatapausten välillä (kuva 44). Paalulaatan sijaitessa uuden raiteen alla ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella hallitsevat taajuudet olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz ja 7,9 Hz. Kyseisen laskentatapausta tulokset olivat tarkastelupisteeseen heikoimmat; vaakavärähtely voimistui vaimentamattomasta tilanteesta taajuusalueella 3,2–4,0 Hz ja 7,9 Hz kaistan värähtely oli samansuuruista vaimentamattoman lähtötilanteen kanssa. Merkittävää vaimentumista on nähtävissä ainoastaan 2,5 Hz ja 5,0 Hz kaistoilla. Paalulaatan sijaitessa kahden raiteen alla ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella hallitsevat taajuudet olivat 4,0 Hz ja 7,9 Hz. Taajuusalueella 6,3–7,9 Hz vaakavärähtely oli samansuuruista vaimentamattoman lähtötilanteen kanssa. Alle 6,3 Hz kaistoilla värähtely vaimeni paikoittain merkittävästikin lähtötilanteesta. Paalulaatan sijaitessa uuden raiteen alla ja kuorman sijaitessa uudella raiteella hallitsevat taajuudet olivat 2,5–4,0 Hz sekä 7,9 Hz. Värähtely vaimeni lähtötilanteista kaikilla kaistoilla pois lukien 2,5 Hz kaista, jossa vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden suuruus oli samansuuruinen vaimentamattoman lähtötilanteen kanssa. Parhaimmat tulokset saatiin jälleen laskentatapausta, jossa paalulaatta sijaitsee kahden raiteen alla kuorman sijaitessa uudella raiteella. Hallitsevat taajuudet tässä laskentatapausta olivat 2,0 Hz, 5,0 Hz sekä 7,9 Hz. Vaakavärähtely vaimeni kaikilla taajuuksilla lähtötilanteesta.



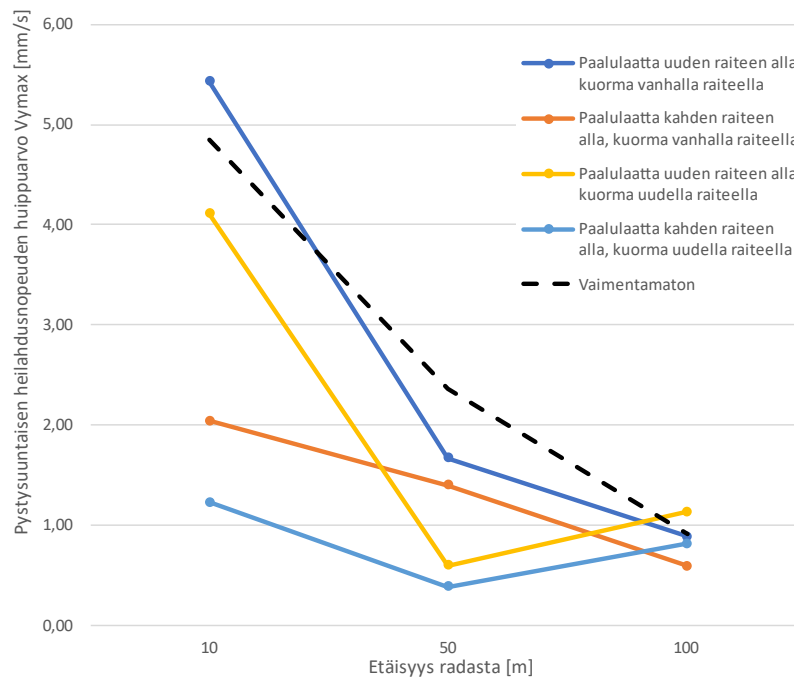
Kuva 44. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 50 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta paalulaatan ollessa toisen raiteen ja kummankin raiteen alla.

Kauimmissa, 100 metrin etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä hallitsevat taajuudet kaikissa laskentatapauksissa olivat 2,5 Hz, 3,2 Hz, 4,0 Hz ja 7,9 Hz (kuva 45). Vaakavärähtelyn taajuusjakauma kaikissa laskentatapauksissa mukaillee vahvasti vaimentamattoman lähtötilanteen taajuusjakaumaa. Heikoimmat tulokset saatiin jälleen tapauksessa, jossa paalulaatta sijaitsee uuden raiteen alla ja kuorma on vanhalla raiteella. Värähtely vaimentui ainoastaan taajuusalueella 5,0–6,3 Hz ja tällöinkin vaimennus oli maltillista. Värähtely voimistui 2,5 Hz sekä 7,9–10,0 Hz kaistoilla. Muuten värähtely pysyi vaimentamattoman lähtötilanteen tasolla. Muissa laskentatapauksissa värähtely vaimeni muilla taajuusalueilla pois lukien 2,5 Hz kaistan värähtely, joka voimistui paalulaatan sijaitessa uuden raiteen alla kuorman sijaitessa uudella raiteella. Huomioitavaa on, että 7,9–10,0 Hz taajuusalueella värähtely voimistui kaikissa laskentatapauksissa.



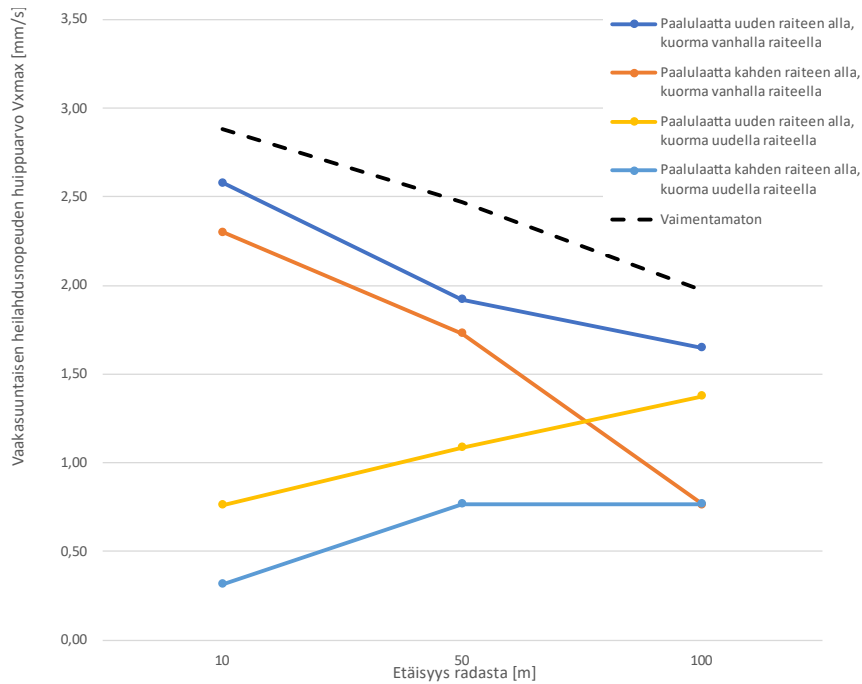
Kuva 45. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta paalulaatan kummankin raiteen alla.

Paalulaatalla lasketut pystysuuntaisen heilahdusnopeuden maksimiarvot kuorman ollessa vanhalla raiteella olivat yhden laatan tapauksessa 5,430 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,670 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 0,890 100 metrin etäisyydellä radasta. Kahden laatan tapauksessa huippuarvot olivat 2,040 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,400 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 0,590 mm/s 100 metrin etäisyydellä radasta. Yhden laatan tapauksessa huippuarvo kasvoi 12 % 10 metrin etäisyydellä, pieneni 29 % 50 metrin etäisyydellä ja 2 % 100 metrin etäisyydellä. Kahden laatan tapauksessa huippuarvo pieneni 58 % 10 metrin etäisyydellä, 30 % 50 metrin etäisyydellä ja 35 % 100 metrin etäisyydellä. Kuorman ollessa uudella raiteella, pystysuuntaisen heilahdusnopeuden maksimiarvot olivat yhden laatan tapauksessa 4,111 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 0,600 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 1,133 mm/s 100 metrin etäisyydellä. Kahden laatan tapauksessa vastaavat huippuarvot olivat 1,227 mm/s, 0,384 mm/s ja 0,816 mm/s. Yhden laatan tapauksessa pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvo vaimeni 15 % 10 metrin etäisyydellä, 75 % 50 metrin etäisyydellä ja kasvoi 25 % 100 metrin etäisyydellä. Kahden laatan tapauksessa heilahdusnopeuden huippuarvo vaimeni 75 % 10 metrin etäisyydellä, 85 % 50 metrin etäisyydellä ja 10 % 100 metrin etäisyydellä. Kuvassa 46 on esitetty pystysuuntaiset huippuarvot tarkastelupisteen etäisyyden funktiona.



Kuva 46. Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri laskentatapauksissa.

Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella paalulaatalla lasketut vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot olivat yhden laatan tapauksessa 2,580 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,920 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 1,650 mm/s 100 metrin etäisyydellä radasta. Kahden laatan tapauksessa huippuarvot olivat 2,300 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,730 mm/s 50 metrin etäisyydellä ja 0,770 mm/s 100 metrin etäisyydellä radasta. Yhden laatan tapauksessa huippuarvo pieneni 10 % 10 metrin etäisyydellä, 22 % 50 metrin etäisyydellä ja 16 % 100 metrin etäisyydellä. Kahden laatan tapauksessa huippuarvo pieneni 20 % 10 metrin etäisyydellä, 30 % 50 metrin etäisyydellä ja 60 % 100 metrin etäisyydellä. Kuorman sijaitessa uudella raiteella vaakasuuntaiset heilahdusnopeuden huippuarvot yhden laatan tapauksessa olivat 0,763 mm/s 10 metrin etäisyydellä, 1,087 mm/s 50 m etäisyydellä ja 1,375 mm/s 100 metrin etäisyydellä. Kahden laatan tapauksessa vastaavat huippuarvot olivat 0,316 mm/s, 0,767 mm/s ja 0,768 mm/s. Yhden laatan tapauksessa huippuarvo vaimeni 74 % 10 m etäisyydellä, 56 % 50 m etäisyydellä ja 30 % 100 m etäisyydellä. Kahden laatan tapauksessa huippuarvo pieneni 89 % 10 metrin etäisyydellä, 69 % 50 metrin etäisyydellä ja 61 % 100 metrin etäisyydellä. Kuvassa 47 on esitetty vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot tarkastelupisteen etäisyyden funktiona.

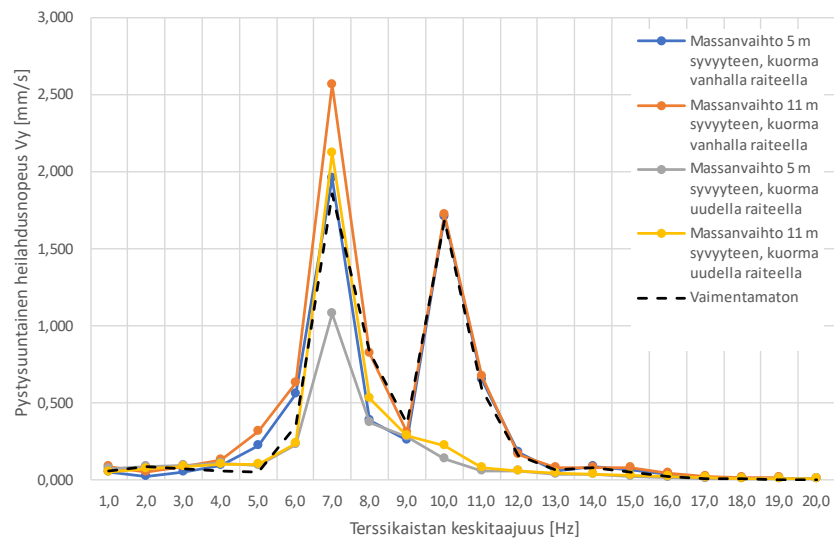


Kuva 47. Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri laskentatapauksissa.

8.5 Massanvaihto

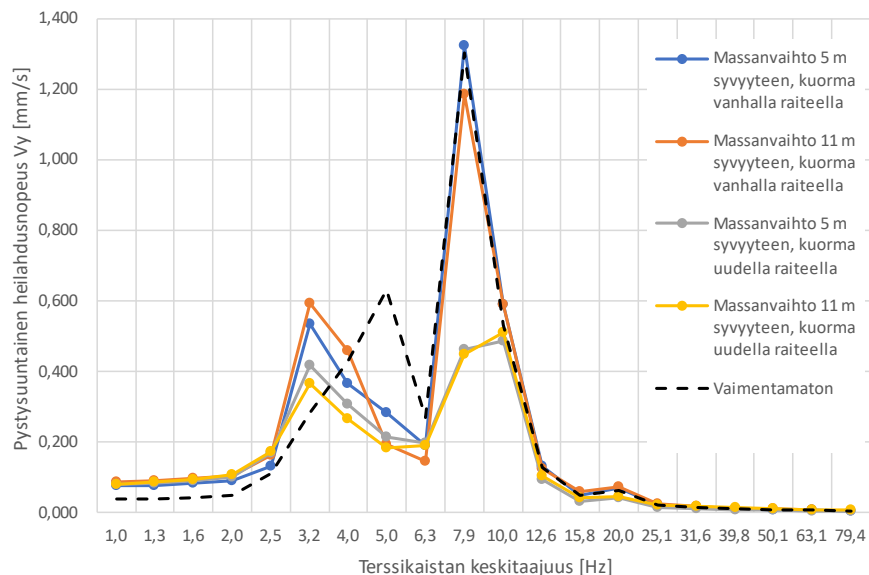
Massanvaihdon osalta laskettiin tulokset savikerroksen pohjaan ulotetulle, 5 m syvälle sekä siltikerroksen pohjaan ulotetulle 11 m syvälle massanvaihdolle. Kumpikin massanvaihto sijoitettiin uuden raiteen alle. Kumpaakin massanvaihtoa tutkittiin sijoittamalla kuorma vuorotellen kummallekin raiteelle.

Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden hallitsevat taajuudet 10 metrin etäisyydellä vanhasta raiteesta olivat 7,9 Hz kaikissa tapauksissa sekä 10,0 Hz kuormituksen ollessa vanhalla raiteella (kuva 48). Kuormituksen ollessa vanhalla raiteella taajuusjakauma vastaa vaimentamatonta lähtötilannetta. Kuorman sijaitessa uudella raiteella taajuusjakauma alle 9,0 Hz kaistoilla mukailee vaimentamatonta tilannetta mutta erona 10,0–12,0 Hz taajuudet vaimenevat merkittävästi. Parhaat tulokset 10 m tarkastelupisteessä saatiin matalammalla massanvaihdolla kuorman sijaitessa uudella raiteella, jolloin värähtely vaimeni lähes kaikilla taajuuksilla. Heikoimmat tulokset saatiin syvemmällä massanvaihdolla kuorman sijaitessa vanhalla raiteella. Kyseisessä laskentatapauksessa värähtelyn voimakkuus oli samansuuruinen ja paikoittain jopa suurempi kuin vaimentamattomassa lähtötilanteessa.



Kuva 48. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 10 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri massanvaihtosyvyyksillä.

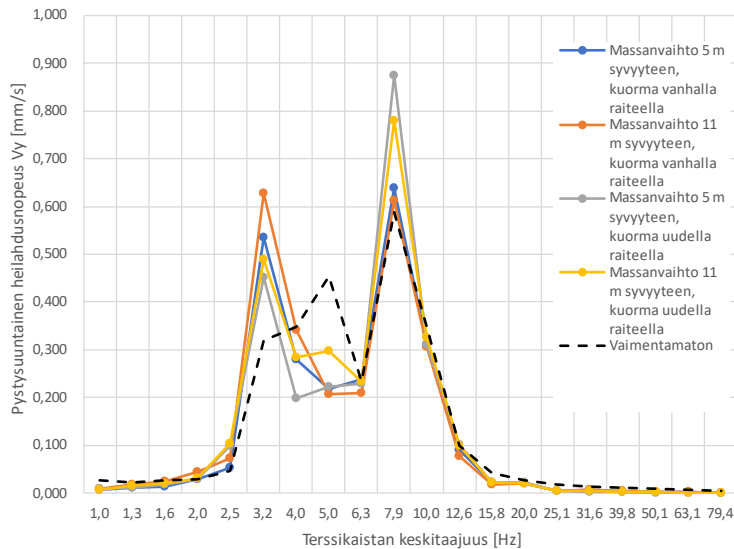
Pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 50 metrin tarkastelupisteessä olivat kaikissa laskentatapauksissa 3,2 Hz, 4,0 Hz, 7,9 Hz ja 10,0 Hz (kuva 49). Kaikissa laskentatapauksissa värähtely 5,0–6,3 Hz kaistoilla vaimeni huomattavasti. Samalla värähtely voimistui etenkin 3,2 Hz kaistalla. Kuorman ollessa vanhalla raiteella 7,9 Hz värähtely säilyi lähes samansuuruisena vaimentamattoman lähtötilanteen kanssa. Kuorman sijaitessa uudella raiteella 7,9 Hz värähtelyn suuruus puolittui.



Kuva 49. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 50 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri massanvaihtosyvyyksillä.

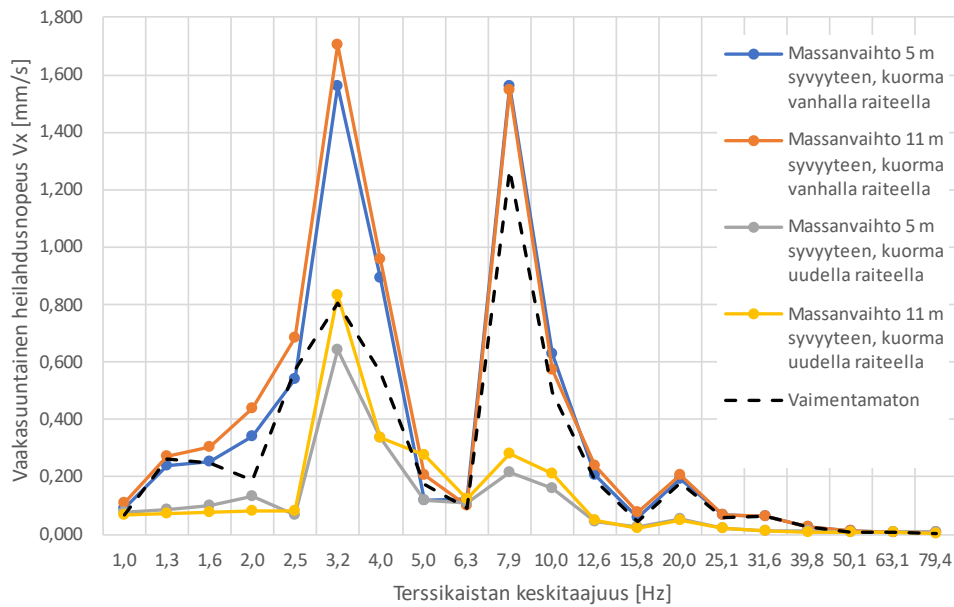
Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden hallitsevat taajuudet 100 m etäisyydellä olivat 3,2 Hz ja 7,9 Hz (kuva 50). Kaikissa laskentatapauksissa 5,0–6,3 Hz värähtely vaimeni lähtötilanteesta. Kuitenkin vastaavasti 3,2 Hz värähtely voimistui kaikissa

tapauksissa. Myös yli 7,9 Hz värähtely voimistui tai pysyi vaimentamattoman lähtötilanteen suuruisena.



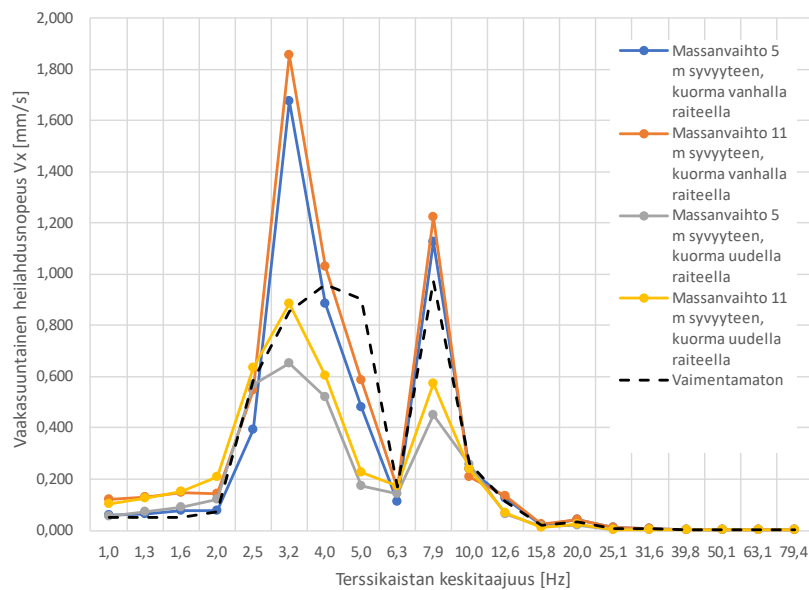
Kuva 50. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri massanvaihtosyvyyksillä.

Vaakasuurtaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 10 m etäisyydellä olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz sekä 7,9 Hz kuorman sijaitessa vanhalla raiteella (kuva 51). Kuorman sijaitessa uudella raiteella hallitsevat taajuudet ovat 3,2 Hz, 4,0 Hz, 5,0 Hz ja 7,9 Hz. Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella kummankin laskentatapauksen taajuusjakaumat ja vaakasuurtaisen heilahdusnopeuden suuruudet ovat hyvin samanlaiset riippumatta massanvaihdon syvyydestä. Sama ilmiö toistuu myös laskentatapauksissa, joissa kuorma sijaitsee uudella raiteella. Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella kumpikin massanvaihto voimistaa värähtelyä vaimentamattomasta lähtötilanteesta. Kuorman sijaitessa uudella raiteella värähtely vaimenee lähes kaikilla taajuuksilla.



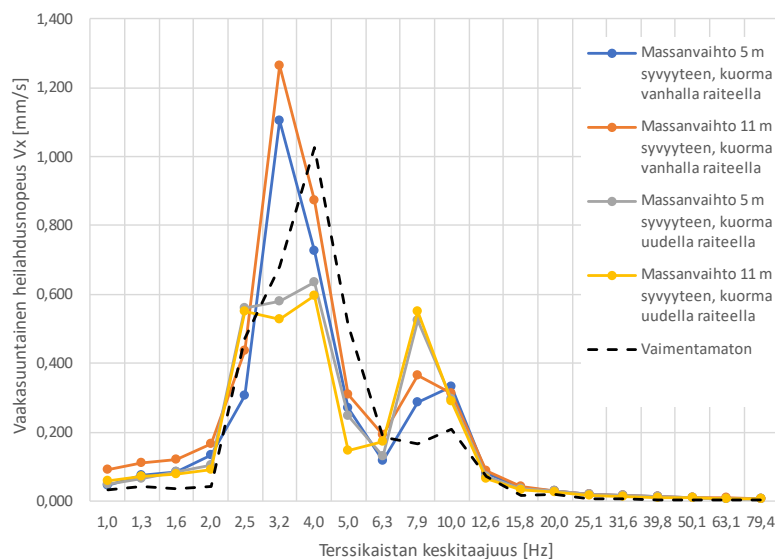
Kuva 51. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 10 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri massanvaihtosyvyyksillä.

Hallitsevat taajuudet vaakasuuntaiselle värähtelylle 50 metrin tarkastelupisteessä olivat kaikissa laskentatapauksissa 3,2 Hz, 4,0 Hz ja 7,9 Hz (kuva 52). Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella värähtely voimistui tai pysyi vaimentamattoman lähtötilanteen suuruisena 3,2–4,0 Hz ja 6,3–10,0 Hz taajuusalueilla. Värähtely vaimeni huomattavimmin 5,0 Hz kaistalla. Kuorman sijaitessa uudella raiteella värähtely voimistui hieman 1,0–2,0 Hz taajuusalueella. Muuten vaakasuuntaiset heilahdusnopeudet olivat suurimmillaan vaimentamattoman lähtötilanteen suuruisia. Parhaat tulokset saatiin matalammalla massanvaihdolla kuorman sijaitessa uudella raiteella. Merkittävin vaimennus tässä tapauksessa saavutettiin 3,2 Hz ja 7,9 Hz kaistoilla.



Kuva 52. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 50 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri massanvaihtosyvyyksillä.

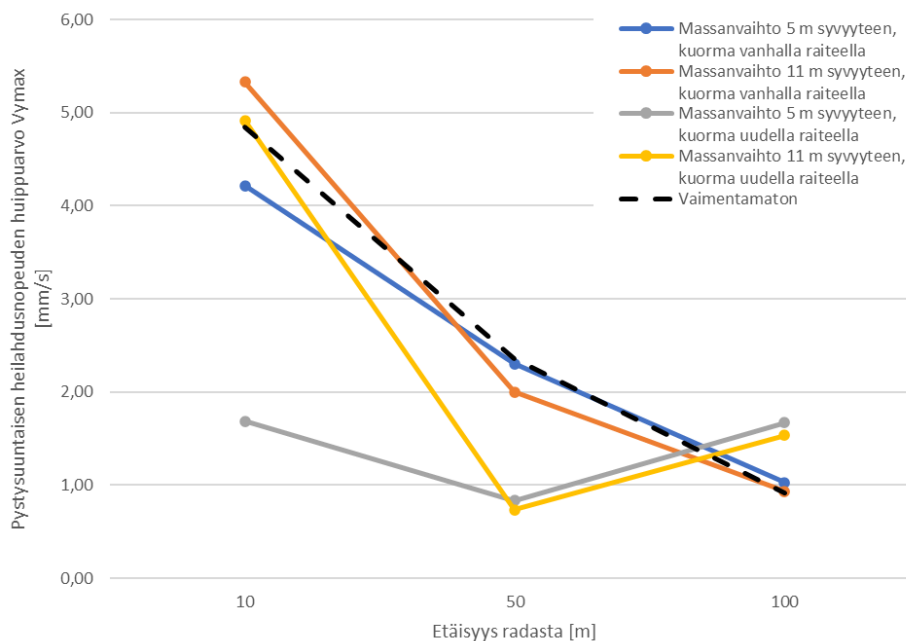
Vaakasuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 100 metrin etäisyydellä olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz ja 7,9 Hz (kuva 53). Vaakavärähtely 7,9 Hz ja 10,0 Hz kaistoilla voimistui lähtötilanteeseen verrattuna kaikissa laskentatapauksissa. Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella myös 3,2 Hz värähtely voimistui lähtötilanteesta. Taajuusalueella 4,0–6,3 Hz värähtely vaimeni kaikissa laskentatapauksissa. Paras tulos saatiin laskentatapauksissa, joissa kuorma sijaitti uudella raiteella. Näissä tapauksissa etenkin 3,2 Hz ja 4,0 Hz värähtely vaimeni huomattavasti.



Kuva 53. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri massanvaihtosyvyyksillä.

Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot kuorman sijaitessa vanhalla raiteella ja massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m olivat 4,215 mm/s 10 m etäisyydellä,

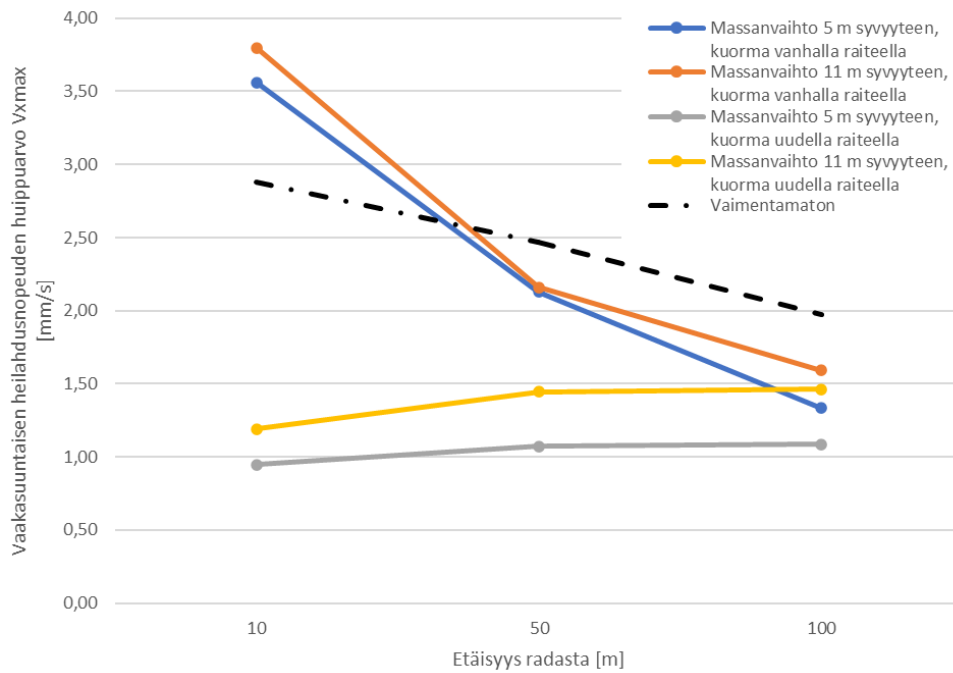
2,305 mm/s 50 m etäisyydellä ja 1,028 mm/s 100 m etäisyydellä. Massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m vastaavat huippuarvot olivat 5,328 mm/s 10 m etäisyydellä, 2,000 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,932 mm/s 100 m etäisyydellä. Massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella huippuarvo väheni 13 % 10 m etäisyydellä, 2 % 50 m etäisyydellä ja voimistui 13 % 100 m etäisyydellä. Massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m huippuarvo voimistui 10 % 10 m etäisyydellä, väheni 15 % 50 m etäisyydellä ja kasvoi 2 % 100 m etäisyydellä. Kuorman sijaitessa uudella raiteella ja massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvo väheni 65 % 10 m etäisyydellä, 65 % 50 m etäisyydellä ja kasvoi 83 % 100 m etäisyydellä. Massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvo kasvoi 1,4 % 10 m etäisyydellä, väheni 69 % 50 m etäisyydellä ja kasvoi 69 % 100 m etäisyydellä. Kuvassa 54 on esitetty pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot tarkastelupisteen etäisyyden funktiona.



Kuva 54. Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri laskentatapauksissa.

Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot kuorman sijaitessa vanhalla raiteella ja massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m olivat 3,562 mm/s 10 m etäisyydellä, 2,128 mm/s 50 m etäisyydellä ja 1,335 mm/s 100 m etäisyydellä. Massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot olivat 2,880 mm/s 10 m etäisyydellä, 2,470 mm/s 50 m etäisyydellä ja 1,970 mm/s 100 m etäisyydellä. Massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvo kasvoi 24 % 10 m etäisyydellä, väheni 14 % 50 m etäisyydellä ja 32 % 100 m etäisyydellä. Massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvo kasvoi 32 % 10 m etäisyydellä, väheni 13 % 50 m etäisyydellä ja 19 % 100 m etäisyydellä. Kuorman sijaitessa uudella raiteella vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m olivat 0,947 mm/s 10 m etäisyydellä, 1,074 mm/s 50 m etäisyydellä ja 1,087 mm/s 100 m etäisyydellä. Vastaavat huippuarvot massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m olivat 1,191 mm/s 10 m etäisyydellä, 1,445 mm/s 50 m etäisyydellä ja 1,463 mm/s 100 m etäisyydellä. Kuorman sijaitessa uudella raiteella ja

massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot vähenivät 67 % 10 m etäisyydellä, 57 % 50 m etäisyydellä ja 45 % 100 m etäisyydellä. Massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot vähenivät 59 % 10 m etäisyydellä, 41 % 50 m etäisyydellä ja 26 % 100 m etäisyydellä. Kuvassa 55 on esitetty vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot tarkastelupisteen etäisyyden funktiona.

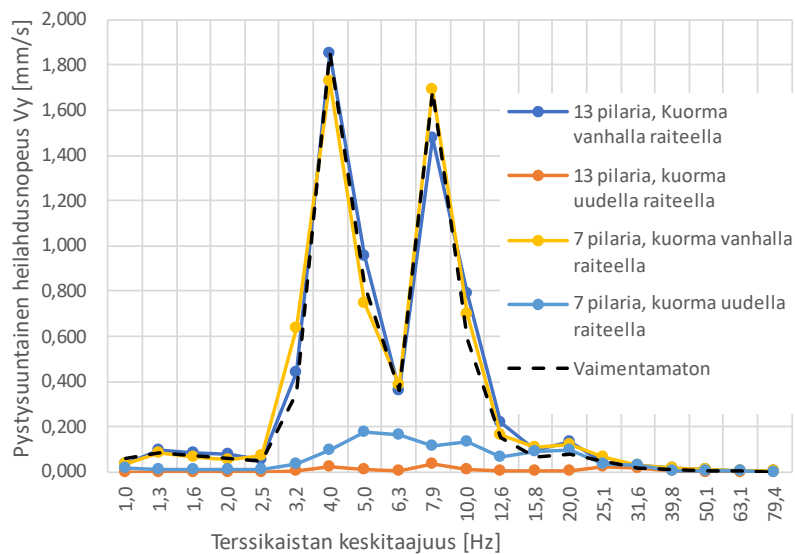


Kuva 55. Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta eri laskentatapauksissa.

8.6 Pilaristabilointi

Pilaristabilointia tutkittiin 13 ja 7 uuden raiteen alle mallinnetulla stabilointipilarilla sijoittamalla kuorma vuorotellen uudelle ja vanhalla raiteella. Laskentatapauksia oli siis yhteensä neljä. Pilaristabilointia tutkittiin aluksi vain 13 pilarin versiona, mutta saatujen tulosten vuoksi laskenta tehtiin vielä puolittamalla laskennassa käytettyjen pilarien lukumäärä.

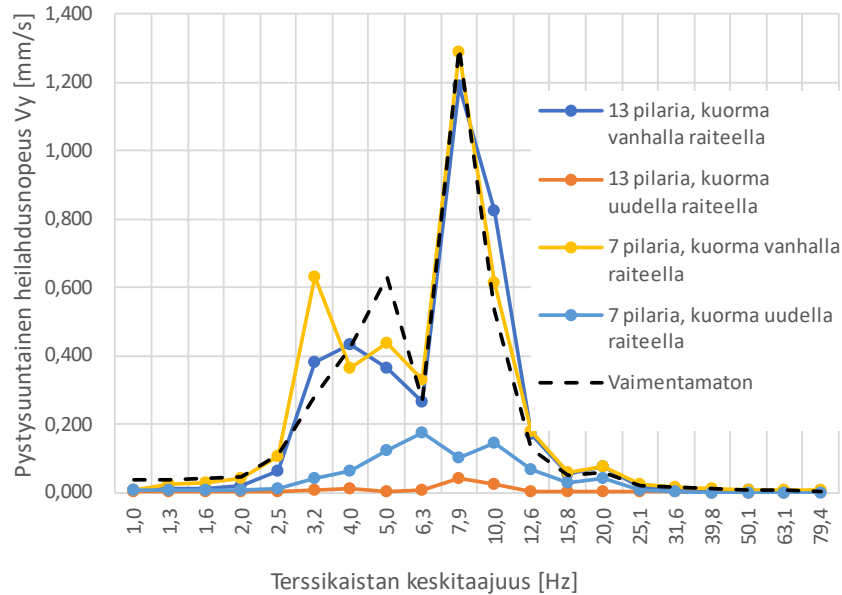
Pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 10 m etäisyydellä vanhasta raiteesta olivat 4,0 Hz ja 10,0 Hz kuorman sijaitessa vanhalla raiteella (kuva 56). Taajuusjakauma on lähes identtinen mallinnetun vaimentamattoman lähtötilanteen kanssa. Laskentatapauksessa, jossa kuorma sijaitsee uudella raiteella ja pilaristabilointi on mallinnettu 7 pilarilla hallitsevat taajuudet olivat 5,0 Hz, 6,3 Hz ja 10,0 Hz. Laskentatapauksen, jossa kuorma sijaitsee uudella raiteella ja pilaristabilointi on mallinnettu 13 pilarilla hallitsevat taajuudet olivat 4,0 Hz ja 7,9 Hz. Kuorman sijoittamisen vaikutus on nähtävissä selkeästi laskentatapausten välillä. Kuorman ollessa vanhalla raiteella värähtelyn voimakkuus ja taajuussisältö ovat lähes samanlaiset alkutilanteen kanssa. Kuorman ollessa uudella raiteella värähtely pienenee lähes olemattomiin.



Kuva 56. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 10 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta.

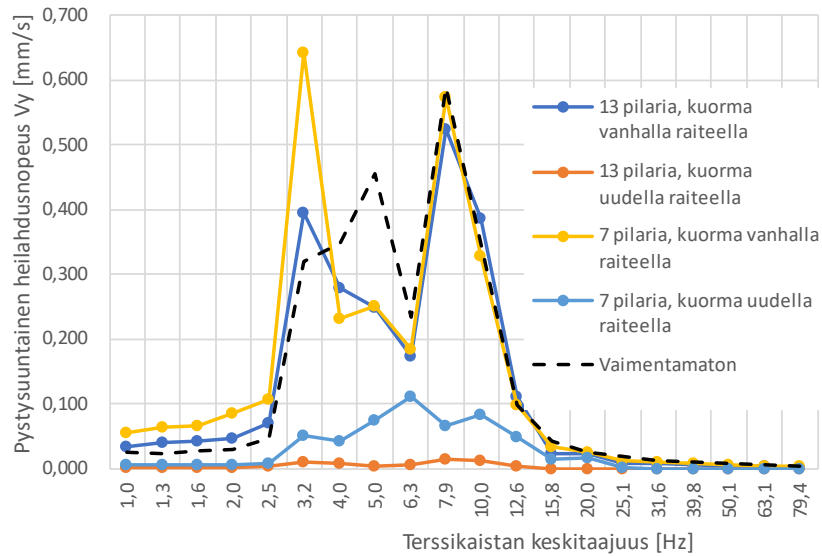
Pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 50 m etäisyydellä olivat kuorman ollessa vanhalla raiteella 13 pilarin tapauksessa 4,0 Hz, 7,9 Hz ja 10,0 Hz ja 7 pilarin tapauksessa 3,2 Hz, 7,9 Hz ja 10 Hz (kuva 57). Kuorman ollessa uudella raiteella hallitsevat taajuudet 13 pilarin tapauksessa olivat 7,9 ja 10 Hz ja 7 pilarin tapauksessa 5,0 Hz, 6,3 Hz ja 10,0 Hz. Kuten 10 m tarkastelupisteessä, myös tässä pisteessä on selkeästi huomattavissa kuorman sijainnin vaikutus laskennan tuloksiin. Laskennoista, joissa kuorma sijaitsee uudella raiteella, saatiin huomattavasti parempia tuloksia kuin laskennoista, joissa kuorma sijaitsee vanhalla raiteella. Erona 10 m tarkastelupisteen tuloksiin, vanhan raiteen kuormituksen tulokset eroavat taajuusjakaumillaan hieman toisistaan ja vaimentamattoman lähtötilanteen

tuloksista. Ero on selkeimmin havaittavissa taajuusalueella 3,2–6,3 Hz. Taajuusalueella 7,9–20,0 Hz tulokset mukailevat vaimentamattoman lähtötilanteen tuloksia.



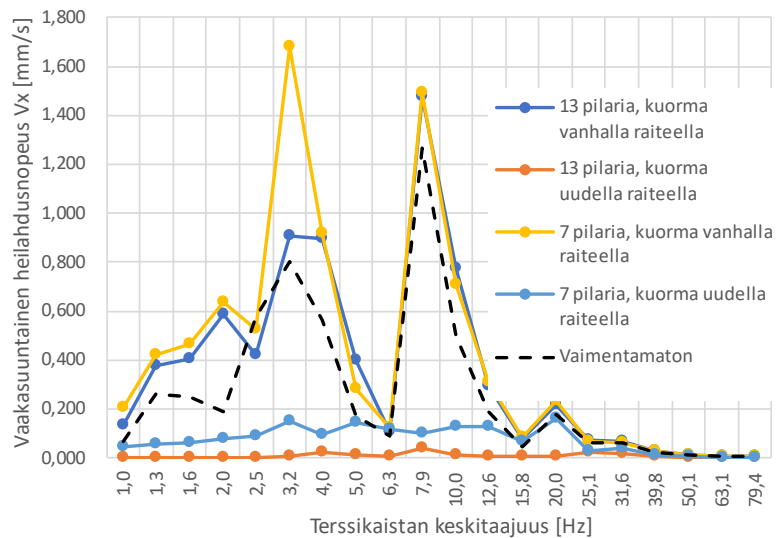
Kuva 57. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 50 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta.

Pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 100 m etäisyydellä olivat kuorman sijaitessa vanhalla raiteella 3,2 Hz, 4,0 Hz, 7,9 Hz ja 10,0 Hz ja kuorman sijaitessa uudella raiteella 5,0 Hz, 6,3 Hz, 7,9 Hz ja 10,0 Hz harvemman pilariston laskentatapauksessa (kuva 58). Tiheämmän pilariston laskentatapauksessa kuorman sijaitessa uudella raiteella hallitsevat taajuudet olivat 10,0 Hz ja 7,9 Hz. Uutta raidetta kuormitettaessa tulokset olivat huomattavasti vanhaa raidetta parempia. Kuorman ollessa vanhalla raiteella värähtely voimistui lähtötilanteesta 3,2 Hz kaistalla ja pysyi noin lähtötilanteen suuruisena yli 6,3 Hz kaistoilla.



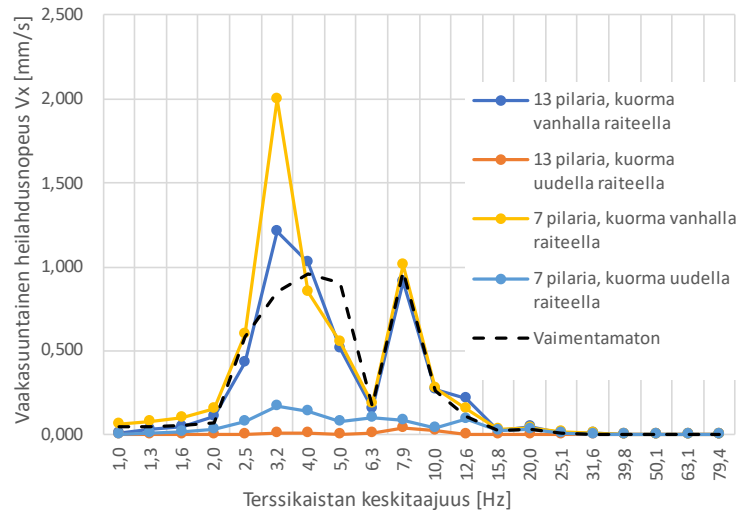
Kuva 58. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta.

Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden hallitsevat taajuudet 10 m päässä raiteesta kuorman sijaitessa vanhalla raiteella olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz ja 7,9 Hz (kuva 59). Kuorman sijaitessa uudella raiteella ja pilarimäärän ollessa vähäisempi, hallitsevat taajuudet olivat 3,2 Hz, 5,0 Hz ja 20,0 Hz. Kuorman sijaitessa uudella raiteella ja pilarimäärän ollessa suurempi, hallitsevat taajuudet olivat 4,0 Hz ja 7,9 Hz. Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella värähtely voimistui lähtötilanteesta lähes kaikilla kaistoilla. Kuorman sijaitessa uudella raiteella tulokset olivat merkittävästi parempia.



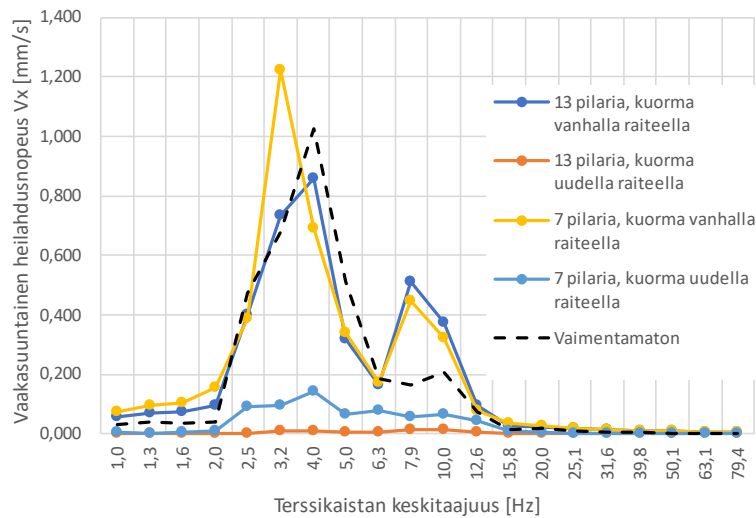
Kuva 59. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 10 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta.

Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden hallitsevat taajuudet 50 metrin tarkastelupisteessä olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz ja 7,9 Hz kuorman sijaitessa uudella raiteella (kuva 60). Kuorman sijaitessa uudella raiteella ja pilariston ollessa harvempi, hallitsevat taajuudet olivat 3,2 Hz ja 4,0 Hz. Kuorman sijaitessa uudella raiteella ja pilariston ollessa tiheämpi, hallitsevat taajuus oli 7,9 Hz. Kuten muissakin tarkastelupisteissä, myös tässä on havaittavissa kuorman vaihtelusta seuraavat merkittävät eroavaisuudet laskentatapausten välillä. Kuorman ollessa vanhalla raiteella värähtelyn voimakkuus pysyi pienimmillään lähtötilanteen tasolla. Kuorman ollessa uudella raiteella värähtely pieneni minimaaliseksi.



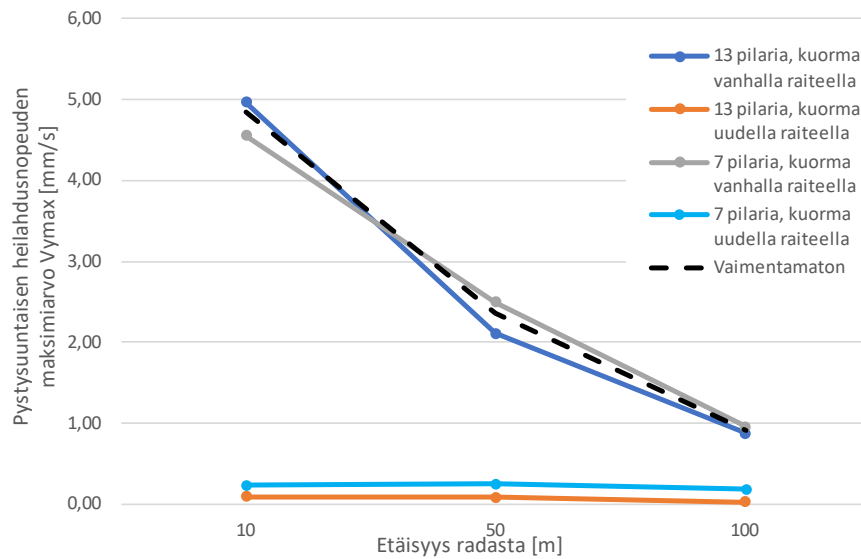
Kuva 60. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 50 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta.

Vaakasuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 100 m etäisyydellä kuorman sijaitessa vanhalla raiteella olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz, 7,9 Hz ja 10,0 Hz (kuva 61). Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella hallitsevat taajuudet harvemman pilariston laskentatapauksessa olivat 2,5 Hz, 3,2 Hz ja 4,0 Hz ja tiheämmän pilariston laskentatapauksissa 7,9 Hz ja 10,0 Hz. Kuorman ollessa vanhalla raiteella värähtely voimistui lähtötilanteesta 3,2 Hz, 7,9 Hz ja 10,0 Hz kaistoilla. Muilla kaistoilla värähtely vaimeni kaikissa laskentatapauksissa. Huomioitavaa kuitenkin on, että vaimennuksen suuruudet kuorman erosivat merkittävästi toisistaan riippuen kuormituksen sijainnista.



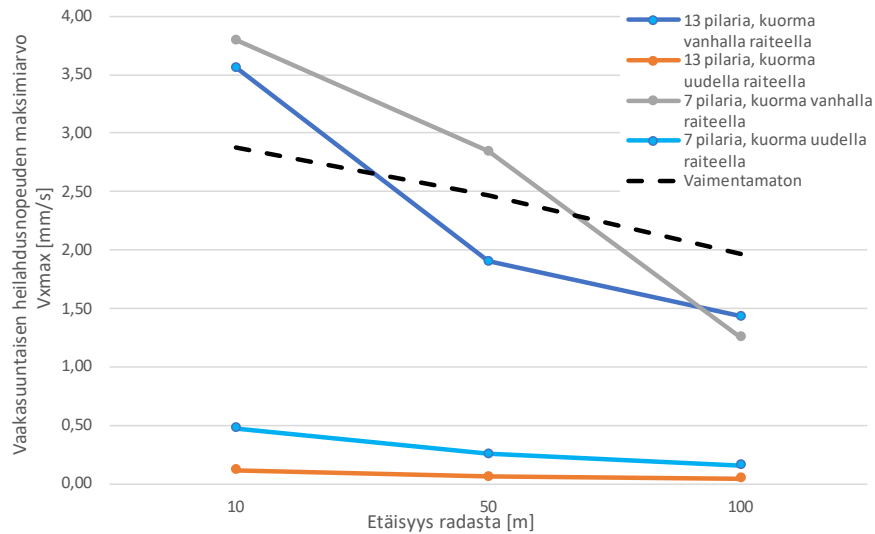
Kuva 61. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta.

Pystysuuntaisen värähtelyn huippuarvot 13 pilarin laskentatapaukselle kuorman sijaitessa vanhalla raiteella olivat 4,960 mm/s 10 m etäisyydellä, 2,110 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,873 mm/s 100 m etäisyydellä. Vastaavat huippuarvot kuorman sijaitessa uudella raiteella olivat 0,089 mm/s 10 m etäisyydellä, 0,082 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,030 mm/s 100 m etäisyydellä. Huippuarvot 7 pilarin laskentatapaukselle kuorman sijaitessa vanhalla raiteella olivat 4,554 mm/s 10 m etäisyydellä, 2,492 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,958 mm/s 100 m etäisyydellä. Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella ja uuden raiteen ollessa pilaristabiloitu 13 pilarilla värähtely voimistui 10 m etäisyydellä 2 % lähtötilanteesta ja vaimeni 11 % 50 m etäisyydellä ja 4 % 100 m etäisyydellä. Vastaavalla pilarimäärällä kuorman sijaitessa uudella raiteella värähtely vaimeni 98 % 10 m etäisyydellä, 97 % 50 m etäisyydellä ja 97 % 100 m etäisyydellä. Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella ja uuden raiteen ollessa pilaristabiloitu 7 pilarilla värähtely vaimeni 6 % 10 m etäisyydellä ja voimistui 6 % 50 m etäisyydellä ja 5 % 100 m etäisyydellä. Kuorman sijaitessa uudella raiteella vastaavalla pilarimäärällä värähtely vaimeni 95 % 10 m etäisyydellä, 90 % 50 m etäisyydellä ja 80 % 100 m etäisyydellä. Kuvassa 62 on esitetty pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot tarkastelupisteen etäisyyden funktiona.



Kuva 62. Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden maksimiarvo tarkastelupisteen etäisyyden funktiona.

Vaakasuurtaisen värähtelyn huippuarvot 13 pilarin laskentatapaukselle kuorman sijaitessa vanhalla raiteella olivat 3,560 mm/s 10 m etäisyydellä, 1,900 mm/s 50 m etäisyydellä ja 1,430 mm/s 100 m etäisyydellä. Vastaavalla pilarimäärällä huippuarvot kuorman sijaitessa uudella raiteella olivat 0,117 mm/s 10 m etäisyydellä, 0,060 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,044 mm/s 100 m etäisyydellä. Huippuarvot 7 pilarin laskentatapaukselle kuorman sijaitessa vanhalla raiteella olivat 3,794 mm/s 10 m etäisyydellä, 2,841 mm/s 50 m etäisyydellä ja 1,253 mm/s 100 m etäisyydellä. Huippuarvot vastaavalla pilarimäärällä kuorman ollessa uudella raiteella olivat 0,477 mm/s 10 m etäisyydellä, 0,257 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,158 mm/s 100 m etäisyydellä. Vaakasuurtaisen värähtelyn huippuarvo voimistui 13 pilarin laskentatapauksessa kuorman sijaitessa vanhalla raiteella 24 % 10 m etäisyydellä ja vaimeni 23 % 50 m etäisyydellä ja 27 % 100 m etäisyydellä. Vastaavalla pilarimäärällä kuorman sijaitessa uudella raiteella huippuarvo vaimeni 96 % 10 m etäisyydellä, 98 % 50 m etäisyydellä ja 98 % 100 m etäisyydellä. Vaakasuurtaisen värähtelyn huippuarvot kuorman sijaitessa vanhalla raiteella 7 pilarin laskentatapauksessa voimistuivat 32 % 10 m etäisyydellä, 15 % 50 m etäisyydellä ja vaimenivat 36 % 100 m etäisyydellä. Vastaavalla pilarimäärällä kuorman sijaitessa uudella raiteella värähtelyn huippuarvo vaimeni 83 % 10 m etäisyydellä, 90 % 50 m etäisyydellä ja 92 % 100 m etäisyydellä. Kuvassa 63 on esitetty vaakasuurtaisen heilahdusnopeuden huippuarvot tarkastelupisteen etäisyyden funktiona.

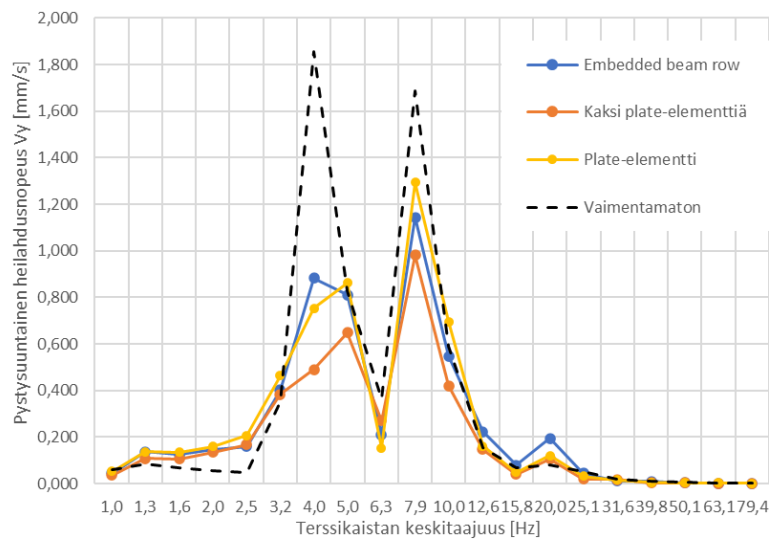


Kuva 63. Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden maksimi-arvo tarkastelupisteen etäisyyden funktiona.

8.7 Stabilointiseinä

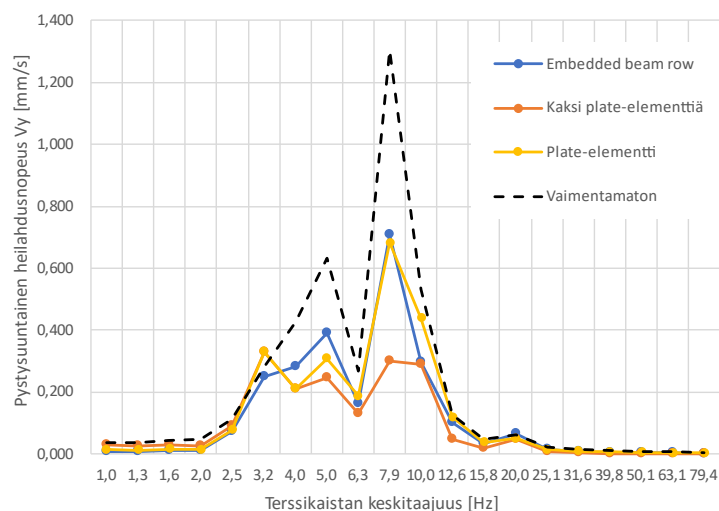
Stabilointiseinä mallinnettiin kolmella erilaisella tavalla, embedded beam row-elementeillä, yhdellä plate-elementillä ja kahdella plate-elementillä. Mallinnetun seinän syvyys oli 20 metriä. Kaikissa laskentatapauksissa kuorma sijaitsi vanhalla raiteella.

Pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 10 m etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta olivat 4,0 Hz, 5,0 Hz ja 7,9 Hz (kuva 63). Mallinnetuista seinistä kahdella plate-elementillä mallinnettu seinä vaimensi pystysuuntaista värähtelyä tehokkaimmin. Heikoimmat tulokset saatiin yhdellä plate-elementillä mallinnetulla seinällä. Pystysuuntainen värähtely voimistui kaikissa laskentatapauksissa 1,0–2,5 Hz taajuusalueilla. Muilla taajuuksilla pystysuuntainen värähtely vaimeni tehokkaasti. Mallinnustavan eroavaisuuksista huolimatta kaikkien laskentatapauksien tulokset 10 m tarkastelupisteessä olivat hyvin samankaltaisia.



Kuva 64. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 10 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta erilaisilla stabilointiseinämalleilla.

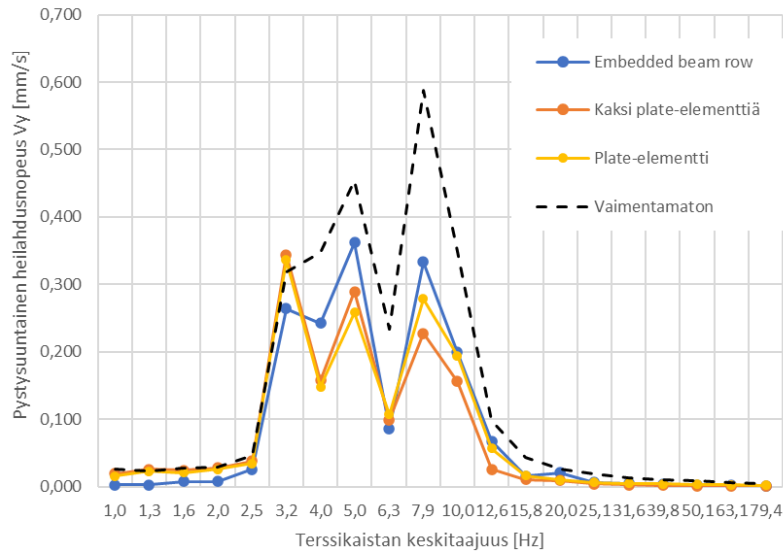
Pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 50 m etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä olivat 3,2 Hz, 5 Hz, 7,9 Hz plate-seinien laskentatapauksissa ja 4 Hz, 5 Hz, 7,9 Hz ja 10,0 Hz embedded beam row-seinän laskentatapauksessa (kuva 65). Embedded beam row-seinän ja yhdellä plate-elementillä mallinnetun seinän tulokset olivat pääpiirteittäin samanlaisia. Kahdella plate-elementillä mallinnettu seinä vaimensi värähtelyä etenkin 7,9 Hz kaistalla muita seinäiä tehokkaammin. Kaikki seinät vaimensivat pystysuuntaista värähtelyä vaimentamattomasta lähtötilanteesta. Ainoastaan 3,2 Hz kaistalla yhdellä plate-elementillä mallinnettu seinä voimisti värähtelyä hieman vaimentamattomasta lähtötilanteesta.



Kuva 65. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 50 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta erilaisilla stabilointiseinämalleilla.

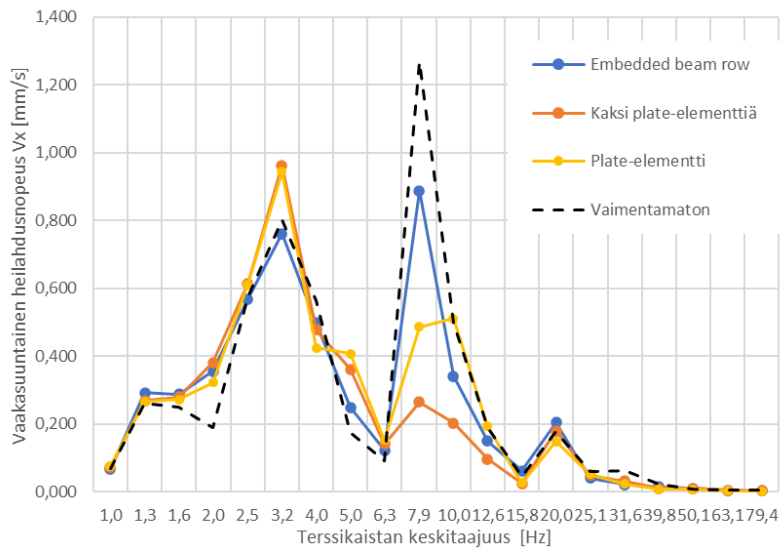
Pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 100 m etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz ja 7,9 Hz (kuva 66). Plate-elementteinä mallinnetut seinät toimivat keskenään hyvin samalla tavalla. Yhdellä plate-

elementillä mallinnettu seinä vaimensi yli 5,0 Hz taajuista pystysuuntaista värähtelyä hieman kahdella plate-elementillä mallinnettua seinää heikommin. Embedded beam row-seinä muutti vähiten alkuperäistä taajuusjakaumaa. Kaikki mallinnetut seinät vaimensivat värähtelyä vaimentamattomasta lähtötilanteesta.



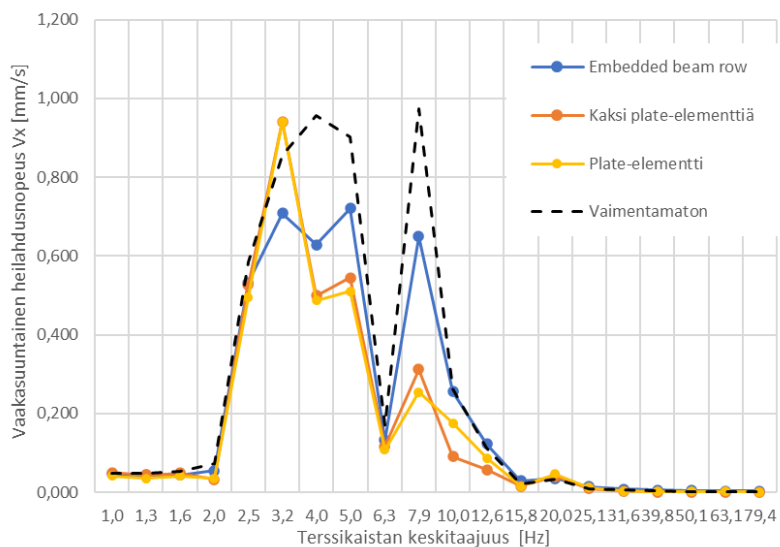
Kuva 66. Pystysuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 100 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta erilaisilla stabilointiseinämalleilla.

Vaakasuuruntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 10 metrin etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz, 7,9 Hz ja 10,0 Hz (kuva 67). Kumpikin plate-elementtiseinä voimisti 3,2 Hz värähtelyä lähtötilanteesta. Embedded beam row-elementillä mallinnetulla seinällä vaakasuuruntaisen heilahdusnopeuden suuruus kyseisellä taajuudella vastasi lähtötilannetta. Suurin eroavaisuus seinien välillä oli havaittavissa 7,9–10,0 Hz taajuusalueella; embedded beam row-seinä vaimensi vaakavärähtelyä heikoiten ja kahdella plate-elementillä mallinnettu seinä selkeästi parhaiten. Yhdellä plate-elementillä mallinnetulla seinällä vaakasuuruntaisen heilahdusnopeuden suuruus 7,9 Hz kaistalla oli noin puolet vaimentamattomasta lähtötilanteesta. Kuitenkin 10,0 Hz kaistalla värähtely vastasi vaimentamattoman lähtötilanteen voimakkuutta.



Kuva 67. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 10 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta erilaisilla stabilointiseinämalleilla.

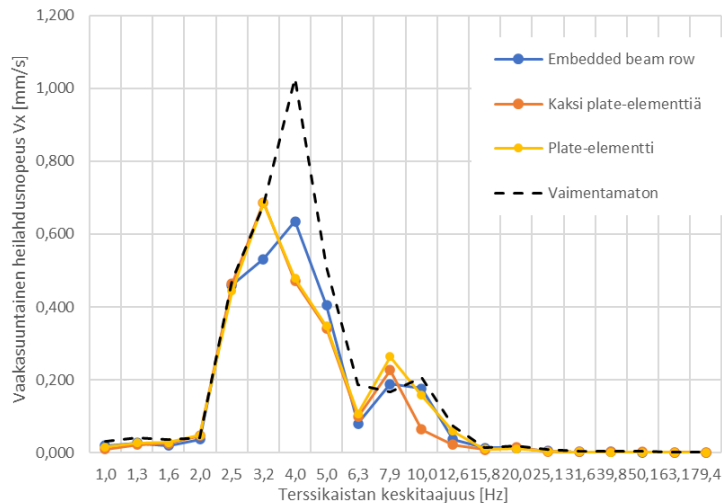
Vaakasuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 50 metrin etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä olivat 3,2 Hz, 4,0 Hz, 5 Hz ja 7,9 Hz (kuva 68). Plate-elementeillä mallinnetut seinät voimistivat 3,2 Hz vaakavärähtelyä, mutta pienensivät muuten heilahdusnopeuden suuruutta kaikilla taajuusalueilla. Embedded beam row-seinä vaimensi 3,2–7,9 Hz taajuuksia, mutta vaimennus oli 3,2 Hz kaistaa lukuun ottamatta plate-seiniä maltillisempaa. Plate-elementtiseinien tulokset olivat hyvin saman kaltaisia keskenään.



Kuva 68. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 50 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta erilaisilla stabilointiseinämalleilla.

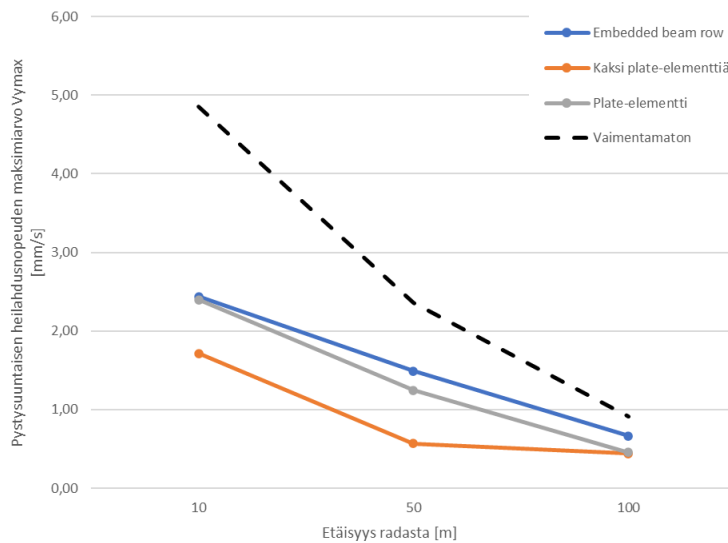
Vaakasuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 100 metrin etäisyydellä kuormitetun raiteen keskilinjasta olivat 2,5 Hz, 3,2 Hz ja 5,0 Hz (kuva 69). Kaikki mallinnetut seinät antoivat yhtenäisiä tuloksia. Merkittävin eroavaisuus plate-

elementtiseinien ja embedded beam row-seinän välillä oli havaittavissa 3,2 Hz ja 4,0 Hz kaistoilla, jossa plate-elementtiseinät painottivat värähtelyä 3,2 Hz kaistalle ja embedded beam row-seinä 4,0 Hz kaistalle. Plate-elementtiseinät vaimensivat vaakasuuntaista värähtelyä taajuusalueella 4,0–6,3 Hz. Embedded beam row-seinä vaimensi värähtelyä vastaavasti 3,2 Hz-6,3 Hz taajuusalueella.



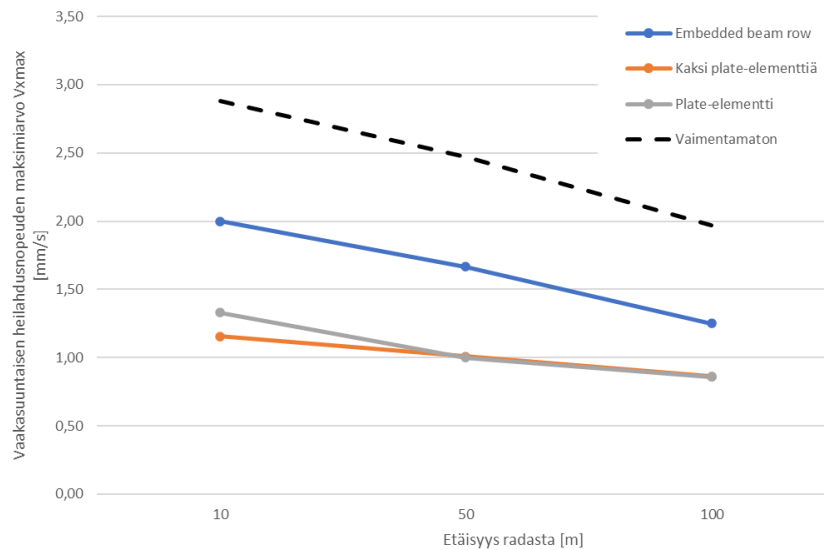
Kuva 69. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus terssikaistoittain 100 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta erilaisilla stabilointiseinämalleilla.

Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot embedded beam row-elementeillä mallinnetulle seinälle olivat 2,436 mm/s 10 m etäisyydellä, 1,491 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,666 mm/s 100 m etäisyydellä. Vastaavat huippuarvot kahdella plate-elementillä mallinnetulle seinälle olivat 1,751 mm/s 10 m etäisyydellä, 0,566 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,439 mm/s 100 m etäisyydellä. Yhdellä plate-elementillä mallinnetun seinän huippuarvot olivat 2,398 mm/s 10 m etäisyydellä, 1,247 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,458 mm/s 100 m etäisyydellä. Embedded beam row-seinä vaimensi pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvoja 50 % 10 m etäisyydellä, 37 % 50 m etäisyydellä ja 27 % 100 m etäisyydellä. Kahdella plate-elementillä mallinnettu seinä vaimensi huippuarvoja 65 % 10 m etäisyydellä, 76 % 50 m etäisyydellä ja 52 % 100 m etäisyydellä. Yhdellä plate-elementillä mallinnettu seinä vaimensi huippuarvoja 51 % 10 m etäisyydellä, 47 % 50 m etäisyydellä ja 50 % 100 m etäisyydellä. Kuvassa 70 on esitetty pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot tarkastelupisteen etäisyyden funktiona.



Kuva 70. Pystysuuntaisen heilahdusnopeuden maksimiarvo 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta.

Vaakasuurtaisen heilahdusnopeuden huippuarvot embedded beam row-elementeillä mallinnetulle seinälle olivat 1,999 mm/s 10 m etäisyydellä, 1,665 mm/s 50 m etäisyydellä ja 1,251 mm/s 100 m etäisyydellä. Vastaavat huippuarvot kahdella plate-elementillä mallinnetulle seinälle olivat 1,155 mm/s 10 m etäisyydellä, 1,010 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,863 mm/s 100 m etäisyydellä. Yhdellä plate-elementillä mallinnetun seinän vaakasuurtaisen heilahdusnopeuden huippuarvot olivat 1,329 mm/s 10 m etäisyydellä, 0,999 mm/s 50 m etäisyydellä ja 0,860 mm/s 100 m etäisyydellä. Embedded beam row-elementeillä mallinnettu seinä vaimensi vaakasuurtaisen heilahdusnopeuden huippuarvoja 31 % 10 m etäisyydellä, 33 % 50 m etäisyydellä ja 36 % 100 m etäisyydellä. Kahdella plate-elementillä mallinnettu seinä vaimensi huippuarvoja 60 % 10 m etäisyydellä, 59 % 50 m etäisyydellä ja 56 % 100 m etäisyydellä. Yhdellä plate-elementillä mallinnettu seinä vaimensi vaakasuurtaisen heilahdusnopeuden huippuarvoja 54 % 10 m etäisyydellä, 60 % 50 m etäisyydellä ja 56 % 100 m etäisyydellä. Kuvassa 71 on esitetty vaakasuurtaisen heilahdusnopeuden huippuarvot tarkastelupisteen etäisyyden funktiona.



Kuva 71. Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden maksimi-arvo 10, 50 ja 100 metrin etäisyydellä vanhan raiteen keskilinjasta.

8.8 Laskentatulosten vertailu

Laskentatuloksia vertailtiin huippuarvojen prosentuaaliseen vaimennukseen sekä hallitseviin taajuuksiin perustuen. Kaikki laskentatapauksissa lasketut huippuarvojen prosentuaaliset muutokset on esitetty taulukoissa 13 ja 14. Pysty- ja vaakasuuntaiset muutokset on jaettu omiin taulukoihinsa. Tilanteet, joissa värähtelyn huippuarvo on pienentynyt yli 40 % laskennallisesta lähtötilanteesta on merkitty vihreällä värillä. Kaikki tilanteet, joissa värähtelyn huippuarvo on kasvanut laskennallisesta lähtötilanteesta, on merkitty oranssilla värillä.

Taulukosta 14 nähdään, että pystysuuntaiset huippuarvot vaimenivat merkittävästi 10 m etäisyydellä 12 m teräsponttiseinillä, 18 m PU12 -seinällä, kahdella paalulaatalla, yhdellä paalulaatalla kuorman sijaitessa uudella raiteella, pilaristabiloinneilla kuorman sijaitessa uudella raiteella sekä stabilointiseinillä. Pystysuuntainen värähtely voimistui 10 m etäisyydellä yhden raiteen paalulaatalla kuorman sijaitessa vanhalla raiteella, 11 m massanvaihdolla kummassakin laskentatapauksessa sekä 13 pilarin pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa vanhalla raiteella. Loput rakenteet vaimensivat värähtelyn huippuarvoa alle 40 %. Pystysuuntaiset huippuarvot vaimenivat yli 40 % 50 m etäisyydellä 18 m pitkällä PU12 -seinällä, kummallakin paalulaatalla kuorman sijaitessa uudella raiteella, 5 m massanvaihdolla kuorman sijaitessa uudella raiteella, kummallakin pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa uudella raiteella sekä kaikilla stabilointiseinillä. Värähtely voimistui laskentatapauksessa, jossa pilaristabilointi mallinnettiin 7 pilarilla ja kuorma oli vanhalla raiteella. Loput rakenteet vaimensivat värähtelyä vaihtelevasti 2–39 %. Pystysuuntaisen värähtelyn huippuarvot vaimenivat yli 40 % 100 m etäisyydellä kummallakin pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa uudella raiteella sekä plate-elementeillä mallinnetuilla stabilointiseinillä. Huippuarvot voimistuivat yhden raiteen paalulaatalla kuorman sijaitessa vanhalla raiteella, kaikilla massanvaihdolla sekä 7 pilarin pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa vanhalla raiteella. Loput rakenteet vaimensivat värähtelyä alle 40 %. Voimistuvien huippuarvojen osalta radan maapohjaa jäykistävät ratkaisut ovat yliedustettuina erityisesti tapauksissa, jossa kuorma sijaitsee vanhalla raiteella. Mallinnusten perusteella maapohjaa jäykistävät rakenteet siis voimistavat värähtelyä niiden sijaitessa kuormitetun raiteen vieressä. Useista

laskentatapauksista on myös havaittavissa ilmiö, jossa värähtely vaimenee merkittävästi lähellä rataa, mutta siirryttäessä kauemmas tärinälähteestä voimistuu lähemmäksi lähtötilanteen tasoa.

Taulukko 13. Pystysuuntaisen huippuarvon prosentuaalinen muutos eri laskentatapauksissa eri tarkastelupisteissä.

Laskentatapaus	Pystyvärähtelyn huippuarvon vaimenuksen suuruus prosentteina eri etäisyyksillä sijaitsevilla tarkastelupisteissä		
	10 m	50 m	100 m
PU 12 teräsponttiseinä, 12 m	-49 %	-34 %	-21 %
Larssen 23 teräsponttiseinä, 12 m	-45 %	-31 %	-15 %
PU 12 teräsponttiseinä, 18 m	-45 %	-44 %	-39 %
Larssen 23 teräsponttiseinä, 18 m	-35 %	-39 %	-26 %
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	+12 %	-29 %	-2 %
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	-58 %	-30 %	-35 %
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	-15 %	-75 %	+25 %
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	-75 %	-85 %	-10 %
Massanvaihto 5 m, kuorma vanhalla raiteella	-13 %	-2 %	+13 %
Massanvaihto 5 m, kuorma uudella raiteella	-65 %	-65 %	+83 %
Massanvaihto 11 m, kuorma vanhalla raiteella	+10 %	-15 %	+2 %
Massanvaihto 11 m, kuorma uudella raiteella	+1,4 %	-69 %	+69 %
Pilaristabilointi, 13 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	+2 %	-11 %	-4 %
Pilaristabilointi 13 pilaria, kuorma uudella raiteella	-98 %	-97 %	-97 %
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	-6 %	+6 %	+5 %
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma uudella raiteella	-95 %	-90 %	-80 %
Stabilointiseinä, embedded beam row	-50 %	-37 %	-27 %
Stabilointiseinä, kaksi plate-elementtiä	-65 %	-76 %	-52 %
Stabilointiseinä, yksi plate-elementti	-51 %	-47 %	-50 %

Taulukosta 14 nähdään, että vaakasuuntaisen värähtelyn huippuarvot 10 m etäisyydellä vaimenivat merkittävästi kummallakin 18 m pitkällä teräsponttiseinällä, kummallakin paalulaatalla kuorman sijaitessa uudella raiteella, kummallakin massanvaihdolla kuorman sijaitessa uudella raiteella, kummallakin pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa uudella raiteella sekä plate-elementeillä mallinnetuilla stabilointiseinillä. Huippuarvot voimistuivat 12 m pitkällä teräsponttiseinillä, kummallakin massanvaihdolla kuorman sijaitessa vanhalla raiteella sekä kummallakin pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa vanhalla raiteella. Loput rakenteet vaimensivat värähtelyä alle 40 %. 50 m etäisyydellä huippuarvot vaimenivat merkittävästi kaikilla teräsponttiseinillä lukuun ottamatta 12 m pitkää Larssen 23-seinää, kummallakin paalulaatalla kuorman sijaitessa uudella raiteella, kummallakin massanvaihdolla

kuorman sijaitessa uudella raiteella, kummallakin pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa uudella raiteella sekä plate-elementteinä mallinnetuilla stabilointiseinillä. Värähtely voimistui ainoastaan 7 pilarin pilaristabiloinnissa kuorman sijaitessa vanhalla raiteella. Lopuilla rakenteilla vaimennuksen suuruus vaihtelu välillä 13–36 %. Huippuarvot vaimenivat yli 40 % 100 m etäisyydellä kummallakin 18 m pitkällä teräsponttiseinällä, kaikilla paalulaatoilla lukuun ottamatta yhden raiteen paalulaattaa kuormituksen sijaitessa vanhalla raiteella, 5 m massanvaihdolla kuorman sijaitessa uudella raiteella, kummallakin pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa uudella raiteella sekä plate-elementeillä mallinnetuilla stabilointiseinillä. Mikään tutkittavista rakenteista ei voimistanut vaakavärähtelyä 100 m etäisyydellä. Loput rakenteet vaimensivat huippuarvoja alle 40 %. Taulukon 14 perusteella vaakavärähtelyn vaimennus laskennoissa on ollut prosentuaalisesti pystyvärähtelyä tehokkaampaa.

Taulukko 14. Vaakasuuntaisen huippuarvon prosentuaalinen muutos eri laskentatapauksissa eri tarkastelupisteissä.

Laskentatapaus	Vaakavärhtelyn huippuarvon vaimennuksen suuruus prosentteina eri etäisyyksillä sijaitsevilla tarkastelupisteissä		
	10 m	50 m	100 m
PU 12 teräsponsittiseinä, 12 m	+19 %	-42 %	-39 %
Larssen 23 teräsponsittiseinä, 12 m	+21 %	-36 %	-27 %
PU 12 teräsponsittiseinä, 18 m	-41 %	-57 %	-49 %
Larssen 23 teräsponsittiseinä, 18 m	-47 %	-52 %	-41 %
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	-10 %	-22 %	-16 %
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	-20 %	-30 %	-60 %
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	-74 %	-56 %	-30 %
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	-89 %	-69 %	-61 %
Massanvaihto 5 m, kuorma vanhalla raiteella	+24 %	-14 %	-19 %
Massanvaihto 5 m, kuorma uudella raiteella	-67 %	-57 %	-45 %
Massanvaihto 11 m, kuorma vanhalla raiteella	+32 %	-13 %	-19 %
Massanvaihto 11 m, kuorma uudella raiteella	-59 %	-41 %	-26 %
Pilaristabilointi, 13 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	+24 %	-23 %	-27 %
Pilaristabilointi 13 pilaria, kuorma uudella raiteella	-96 %	-98 %	-98 %
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	+32 %	+15 %	-36 %
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma uudella raiteella	-83 %	-90 %	-92 %
Stabilointiseinä, embedded beam row	-31 %	-33 %	-36 %
Stabilointiseinä, kaksi plate-elementtiä	-60 %	-59 %	-56 %
Stabilointiseinä, yksi plate-elementti	-54 %	-60 %	-56 %

Lähes kaikissa laskentatapauksissa vaimennusratkaisut muuttivat alkuperäisen värhtelyn taajuusjakaumaa. Pystysuuntaisen värhtelyn hallitsevat taajuudet on taulukoitu taulukkoon 15. Kaikki hallitsevat taajuudet sijoittuivat välille 3,2–10 Hz. Erityisesti 4 Hz ja 7,9 Hz ovat korostuneita. Valtaosassa laskentatapauksissa taajuusjakaumissa ei ole merkittäviä eroja laskentatapausten variaatioiden välillä. Laskentatapauksissa, joissa vertailtiin kuormaa uudella ja vanhalla raiteella kuorman sijainti vaikutti taajuusjakaumaan paalulaattaa lukuun ottamatta. Kauimmassa tarkastelupisteessä hallitsevat taajuudet olivat pitkälti yli 7,9 Hz taajuuksia lukuun ottamatta mallinnetun saven ja siltin ominaistajuuden alueella.

Taulukko 15. Lasketut pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet eri tarkastelupisteissä.

Laskentatapaus	Hallitsevat taajuudet tarkastelupisteessä [Hz]		
	10 m	50 m	100 m
PU 12 teräsponsittiseinä, 12 m	5,0; 7,9	4,0; 6,3; 7,9	3,2; 6,3; 7,9
Larssen 23 teräsponsittiseinä, 12 m	5,0; 7,9	4,0; 6,3; 7,9	3,2; 6,3; 7,9
PU 12 teräsponsittiseinä, 18 m	5,0; 7,9	4,0; 6,3; 7,9	3,2; 6,3; 7,9
Larssen 23 teräsponsittiseinä, 18 m	5,0; 7,9	4,0; 6,3; 7,9	3,2; 6,3; 7,9
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	4,0; 7,9	4,0; 7,9; 10	4,0; 7,9
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	4,0; 7,9	4,0; 7,9 ;10,0	4,0; 7,9
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	4,0; 7,9	3,2; 4,0; 10,0	3,2; 4,0; 7,9
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	4,0; 7,9	3,2; 4,0; 10,0	3,2; 4,0; 7,9
Massanvaihto 5 m, kuorma vanhalla raiteella	7,9; 10,0	3,2; 4,0; 7,9; 10,0	3,2; 7,9
Massanvaihto 5 m, kuorma uudella raiteella	7,9	3,2; 4,0; 7,9; 10,0	3,2; 7,9
Massanvaihto 11 m, kuorma vanhalla raiteella	7,9; 10,0	3,2; 4,0; 7,9; 10,0	3,2; 7,9
Massanvaihto 11 m, kuorma uudella raiteella	7,9	3,2; 4,0; 7,9; 10,0	3,2; 7,9
Pilaristabilointi, 13 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	4,0; 10,0	4,0; 7,9; 10,0	3,2; 4,0; 7,9; 10,0
Pilaristabilointi 13 pilaria, kuorma uudella raiteella	4,0; 7,9	7,9; 10,0	7,9; 10,0
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	4,0; 10,0	3,2; 7,9; 10,0	3,2; 4,0; 7,9; 10,0
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma uudella raiteella	5,0; 6,3; 10,0	5,0; 6,3; 10,0	5,0; 6,3; 7,9; 10,0
Stabilointiseinä, embedded beam row	4,0; 5,0; 7,9	4,0; 5,0; 7,9, 10,0	3,2; 4,0; 7,9
Stabilointiseinä, kaksi plate-elementtiä	4,0; 5,0; 7,9	3,2; 5,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9
Stabilointiseinä, yksi plate-elementti	4,0; 5,0; 7,9	3,2; 5,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9

Vaakasuurtaisen värähtelyn lasketut hallitsevat taajuudet 10, 50 ja 100 m tarkastelupisteissä on esitetty taulukossa 16. Vaakasuurtaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet ovat keskimäärin pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevia taajuuksia matalampia. Valtaosa hallitsevista taajuuksista sijoittuu välille 2,5–10,0 Hz. Hallitsevat taajuudet 100 m tarkastelupisteessä ovat pitkälti saman kaltaisen kuin pystysuuntaisella värähtelyllä. Mukana on myös pystysuuntaista värähtelyä matalampia 2,5 Hz taajuuksia.

Taulukko 16. Lasketut vaakasuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet eri tarkastelupisteissä.

Laskentatapaus	Hallitsevat taajuudet tarkastelupisteessä [Hz]		
	10 m	50 m	100 m
PU 12 teräsponsittiseinä, 12 m	2,5; 3,2; 7,9	2,5; 5,0; 7,9	2,5; 3,2; 4,0
Larssen 23 teräsponsittiseinä, 12 m	2,5; 3,2; 7,9	2,5; 5,0; 7,9	2,5; 5,0; 7,9
PU 12 teräsponsittiseinä, 18 m	2,5; 3,2; 7,9	2,5; 5,0; 7,9	2,5; 3,2; 4,0
Larssen 23 teräsponsittiseinä, 18 m	2,5; 3,2; 7,9	2,5; 5,0; 7,9	2,5; 3,2; 4,0
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9	2,5; 3,2; 4,0; 7,9
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	3,2; 4,0; 7,9	4,0; 7,9	2,5; 3,2; 4,0; 7,9
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	2,0; 3,2; 4,0	2,5; 3,2; 4,0; 7,9	2,5; 3,2; 4,0; 7,9
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	2,0; 3,2; 4,0	2,0; 5,0; 7,9	2,5; 3,2; 4,0; 7,9
Massanvaihto 5 m, kuorma vanhalla raiteella	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9
Massanvaihto 5 m, kuorma uudella raiteella	3,2; 4,0; 5,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9
Massanvaihto 11 m, kuorma vanhalla raiteella	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9
Massanvaihto 11 m, kuorma uudella raiteella	3,2; 4,0; 5,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9
Pilaristabilointi, 13 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9; 10,0
Pilaristabilointi 13 pilaria, kuorma uudella raiteella	4,0; 7,9	7,9	7,9; 10,0
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9	3,2; 4,0; 7,9; 10,0
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma uudella raiteella	3,2; 5,0; 20,0	3,2; 4,0	2,5; 3,2; 4,0
Stabilointiseinä, embedded beam row	3,2; 4,0; 7,9; 10,0	3,2; 4,0; 5,0; 7,9	2,5; 3,2; 5,0
Stabilointiseinä, kaksi plate-elementtiä	3,2; 4,0; 7,9; 10,0	3,2; 4,0; 5,0; 7,9	2,5; 3,2; 5,0
Stabilointiseinä, yksi plate-elementti	3,2; 4,0; 7,9; 10,0	3,2; 4,0; 5,0; 7,9	2,5; 3,2; 5,0

9. Vaimennusratkaisujen soveltuvuustarkastelu

9.1 Soveltuvuus eri rakennustyypeille

Vaimennusratkaisujen soveltuvuutta eri rakennustyypeille tarkasteltiin värähtelyluokituksen ja eri rakennustyyppien arvioitujen ominaistajuuksien avulla. Kaikki luvussa tehdyt suositukset perustuvat laskentojen tuloksiin, eivätkä siksi välttämättä vastaa todellista tilannetta. Kaikkien vaimennusratkaisujen toiminta olisi hyvä tarkastaa esimerkiksi koerakentein ennen lopullisten päätösten tekemistä.

9.1.1 Värähtelyluokitus

Arvioitaessa rautatietärinän aiheuttamia haittoja asuinmukavuudelle käytetään värähtelyn arviointikriteerinä värähtelyn tunnuslukua $v_{w,95}$ (mm/s). Laskentatuloksista laskettiin pysty- ja vaakasuuntaisen värähtelyn tunnusluvut lisäämällä 100 metrin tarkastelupisteiden tulosten keskiarvoon otosten 1,8-kertainen keskihajonta (kaava 9.1).

$$v_{w,95} = \overline{v_w} + 1,8\sigma \quad (9.1)$$

Laskettuja värähtelyn tunnuslukuja verrattiin VTT:n luokitukseen. (Talja et al. 2008, s. 13) Alueella kesäkuussa 2014 tehdyissä sokkelimittauksissa värähtelyn tunnusluvuksi oli määritetty pystysuunnassa 0,74 mm/s 120 m etäisyydellä radasta ja 0,44 mm/s 115 m etäisyydellä radasta. Lisäksi alueella on tehty seinämittausta 45 m etäisyydellä radasta, jonka tunnusluvuksi on määritetty 1,22 mm/s. Vastaavat vaakasuuntaisen värähtelyn tunnusluvut olivat 0,21 mm/s 120 metrin etäisyydellä sokkelissa, 0,27 mm/s 115 m etäisyydellä sokkelissa ja 0,32 mm/s 45 m etäisyydellä seinässä. (Finnrock Consulting 2014, s. 6) Vaikka pystysuuntaisen värähtelyn tunnusluvut ovat samaa suuruusluokkaa, on huomioitava, etteivät laskennalliset mallinnetun maan pinnalta saadut tulokset ole vertailukelpoisia rakennuksesta mitattujen todellisten värähtelytulosten kanssa. Huomioitavaa on myös se, että todellisessa tilanteessa luokituksen ehtona pystyvärähtelyn tapauksessa on, että luokituskriteerin on toteuduttava kaikissa rakennuksen latioissa ja vaakavärähtelyn tapauksessa jokaisessa kerroksessa. Tulosten arvioinnin tuloksia ei siis voida suoraan hyödyntää esimerkiksi maankäytön suunnittelussa.

Taulukko 17. Laskentatuloksista määritetyt pystyvärsähtelyn tunnusluvut 100 metrin etäisyydellä ja vertailu VTT:n luokitukseen.

Laskentatapaus	V _{w,95} [mm/s], pystysuunta	VTT:n luokka
Vaimentamaton lähtötilanne, yksi raide	0,50	D
Vaimentamaton lähtötilanne, kaksi raidetta	0,46	D
PU 12 teräsponsittiseinä, 12 m	0,40	D
Larssen 23 teräsponsittiseinä, 12 m	0,46	D
PU 12 teräsponsittiseinä, 18 m	0,36	D
Larssen 23 teräsponsittiseinä, 18 m	0,41	D
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	0,40	D
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	0,43	D
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	0,23	C
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	0,25	C
Massanvaihto 5 m, kuorma vanhalla raiteella	0,46	D
Massanvaihto 5 m, kuorma uudella raiteella	0,52	D
Massanvaihto 11 m, kuorma vanhalla raiteella	0,49	D
Massanvaihto 11 m, kuorma uudella raiteella	0,51	D
Pilaristabilointi, 13 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	0,41	D
Pilaristabilointi 13 pilaria, kuorma uudella raiteella	0,01	A
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	0,47	D
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma uudella raiteella	0,09	A
Stabilointiseinä, embedded beam row	0,30	C
Stabilointiseinä, kaksi plate-elementtiä	0,26	C
Stabilointiseinä, yksi plate-elementti	0,27	C

VTT:n suosituksen mukaan maankäytön suunnittelussa tulisi tavoitella tilannetta, jossa uusissa asunnoissa värähtelyn tunnusluku ei ylitä arvoa 0,3 mm/s (C-luokka) eikä olemassa olevilla asuinalueilla arvoa 0,6 mm/s (D-luokka). (Talja et al. 2008, s. 13). Taulukosta 17 nähdään, että valtaosalla mallinnetuista rakenteista värähtelyolosuhteiden luokitus vastaa lähtötilanteen lailla D-luokkaa. Laskentatapauksista C-luokka saavutettiin kummallakin paalulaattavaihtoehdolla kuormituksen sijaitessa uudella raiteella sekä kaikilla stabilointiseinillä. Ylivoimaisesti parhaat tulokset saatiin pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa uudella raiteella. Näistä laskentatapauksista määritetyt tunnusluvut vastasivat A-luokkaa. Koska tulokset ovat niin paljon muita laskentoja parempia, on syytä kuitenkin epäillä tulosten luotettavuutta. Kahden raiteen lähtötilanteesta määritetty tunnusluku ylittyi tai pysyi yhtä suurena 12 m pitkällä Larssen 23 teräsponsittiseinällä sekä kaikilla massanvaihtoilla. Laskentatuloksista määritetyt vaakavärähtelyjen tunnusluvut (taulukko 18) olivat huomattavasti pystyvärsähtelyn tunnuslukuja heikompia. Kaikkien laskentatapauksien tunnusluvut vastaavat parhaimmillaan D-luokkaa. Noin puolet tuloksista ylittivät D-luokan rajan, eli luokitus on D-luokkaa heikompi. Vaikka vaakasuuntaisen värähtelyn mallintaminen oli epävarmaa, korostuvat tuloksista silti samat laskentatapaukset kuin pystysuuntaista värähtelyä tarkasteltaessa. Erityisen heikkoja

tuloksia saatiin 12 m pitkällä Larssen 23 teräsponttiseinällä sekä massanvaihtopaikilla, joissa kuorma sijaitsi vanhalla raiteella.

Taulukko 18. Laskentatuloksista määritetyt vaakavärähtelyn tunnusluvut 100 metrin etäisyydellä ja vertailu VTT:n luokitukseen.

Laskentatapaus	V _{w,95} [mm/s], vaaka- suunta	VTT:n luokka
Vaimentamaton lähtötilanne, yksi raide	0,59	D
Vaimentamaton lähtötilanne, kaksi raidetta	0,68	>D
PU 12 teräsponttiseinä, 12 m	0,67	>D
Larssen 23 teräsponttiseinä, 12 m	0,74	>D
PU 12 teräsponttiseinä, 18 m	0,61	>D
Larssen 23 teräsponttiseinä, 18 m	0,66	>D
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	0,67	>D
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	0,54	D
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	0,35	D
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	0,33	D
Massanvaihto 5 m, kuorma vanhalla raiteella	0,69	>D
Massanvaihto 5 m, kuorma uudella raiteella	0,57	D
Massanvaihto 11 m, kuorma vanhalla raiteella	0,81	>D
Massanvaihto 11 m, kuorma uudella raiteella	0,55	D
Pilaristabilointi, 13 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	0,66	>D
Pilaristabilointi 13 pilaria, kuorma uudella raiteella	0,01	A
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	0,75	>D
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma uudella raiteella	0,11	B
Stabilointiseinä, embedded beam row	0,50	D
Stabilointiseinä, kaksi plate-elementtiä	0,49	D
Stabilointiseinä, yksi plate-elementti	0,50	D

Vaakavärähtelyn osalta tunnusluvut olivat oletettua heikompia. Ne myös vastasivat vähemmän Finnrock Consultingin määrittämiä vaakasuuntaisen värähtelyn tunnuslukuja (2014, s. 6). Todellisissa mittauksissa määritetyt vaakasuuntaisen värähtelyn tunnusluvut olivat sokkelista mitattuna 120 m etäisyydellä 0,21 mm/s, 115 m etäisyydellä 0,27 mm/s ja 45 m etäisyydellä seinämittauksesta määritettynä 0,32 mm/s. Tulokset mukailevat kuitenkin pystyvärähtelystä määritettyjä tunnuslukuja samojen laskentatapauksen ollessa edustettuina sekä hyvässä että huonossa valossa. Parhaita tuloksia saatiin paalulaatoilla kuorman ollessa uudella raiteella sekä pilaristabiloinnilla kuorman ollessa uudella raiteella. Kuten pystyvärähtelynkin tunnusluvuista havaittiin, pilaristabiloinnin tulokset ovat huomattavasti muita laskentatapauksia paremmat minkä vuoksi tulokset ovat epäilyttäviä. Paalulaatoilla vaakavärähtelyn tunnusluvut vastasivat D-luokkaa ja pilaristabiloinneilla A- ja B-luokkaa. Heikoimmat tunnusluvut saatiin kummallakin massanvaihdolla kuorman sijaitessa vanhalla raiteella, harvemmillä pilaristabiloinnilla kuorman ollessa vanhalla raiteella sekä 12 m pitkällä Larssen 23 teräsponttiseinällä.

9.1.2 Vertailu rakennusten ominaistajuuksiin

Laskennallisesti määritettyjä hallitsevia pysty- ja vaakasuuntaisen värähtelyn taajuuksia verrattiin eri kokoisten rakennusten ominaistajuuteen. Taulukosta 19 nähdään, että pientalojen, eli 1,5–2-kerroksisten rakennusten ominaistajuus on arvioitu sijoittuvan 5,0–10,0 Hz taajuusalueelle. Näille taajuusalueille sijoittuva värähtely on siis todennäköisimmin pientaloille haitallisinta resonanssi-ilmiön vuoksi. Kerrostalojen, eli 3–10 kerroksisten rakennusten ominaistajuuden on arvioitu sijoittuvan 1,6–4,0 Hz taajuusalueelle. Kerrostaloille ongelmallisempaa on siis taajuudeltaan matalampi värähtely.

Taulukko 19. Arvio taajuusalueesta, jolle rakennuksen rungon ominaistajuuden arvioidaan sijoittuvan (Talja et al. 2008, s. 27).

Kerrosten lukumäärä	Terssikaistan keskitaajuus [Hz]								
	1,6	2,0	2,5	3,2	4,0	5,0	6,3	7,9	10,0
1,5–2						x	x	x	x
3				x	x	x	x		
4		x	x	x	x				
5		x	x	x	x				
6–7	x	x	x	x					
8	x	x	x						
9–10	x	x							

Taulukossa 20 on esitetty Plaxis 2D:llä määritetyt pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 100 m tarkastelupisteessä. Verrattaessa tuloksia pientalojen arviotuihin ominaistajuuksiin, ovat kaikki tulokset haastavia eikä mikään mallinnettu ratkaisu ole ideaali. Pientalojen osalta suositeltavinta olisi rakentaa uudet pientalot yli 100 m etäisyydelle radasta tai pohtia rakennusten perustamista tärinähaittoja minimoivalla tavalla. Olemassa olevien pientalojen tärinähaittojen vähentämiseksi voisi harkita vaimennusratkaisuja, joissa hallitsevat taajuudet painotuvat alle 5,0 Hz kaistoille. Tällaisia vaihtoehtoja ovat laskentojen perusteella esimerkiksi paalulaatta ja stabilointiseinä. Huomioitavaa kuitenkin on, että näistä kummallakin hallitsevana taajuutena on myös 7,9 Hz, joka sijoittuu taulukon 19 perusteella pientalojen arvioidun ominaistajuuden alueelle. On siis mahdollista, että näilläkin ratkaisuilla tärinähaittaa ei saada kokonaan poistettua. Kerrostalojen osalta 3-kerroksiset kerrostalot ovat lähes yhtä ongelmallisia pystyvärähtelyn kannalta kuin pientalot. Myöskään tässä tapauksessa mikään ratkaisu ei ole ideaali, mutta suurin potentiaali voisi laskentojen perusteella olla 7 pilarin pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa uudella raiteella sen muuttaessa värähtelyn taajuusjakamaa korkeammaksi. Korkeampien kerrostalojen osalta tilanne on pystyvärähtelyn kannalta parempi, sillä kaikkien laskentojen perusteella määritetyt pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet ovat matalimmillaan 3,2 Hz kaistalla. Myös korkeammille kerrostaloille soveltuvin ratkaisu taulukoiden 19 ja 20 perusteella olisi samainen pilaristabilointi.

Taulukko 20. Pystysuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 100 m etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä.

	2,5 Hz	3,2 Hz	4,0 Hz	5,0 Hz	6,3 Hz	7,9 Hz	10,0 Hz
PU 12 teräsponttiseinä, 12 m		x			x	x	
Larssen 23 teräsponttiseinä, 12 m		x			x	x	
PU 12 teräsponttiseinä, 18 m		x			x	x	
Larssen 23 teräsponttiseinä, 18 m		x			x	x	
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella			x			x	
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella			x			x	
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma uudella raiteella		x	x			x	
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma uudella raiteella		x	x			x	
Massanvaihto 5 m, kuorma vanhalla raiteella		x				x	
Massanvaihto 5 m, kuorma uudella raiteella		x				x	
Massanvaihto 11 m, kuorma vanhalla raiteella		x				x	
Massanvaihto 11 m, kuorma uudella raiteella		x				x	
Pilaristabilointi, 13 pilaria, kuorma vanhalla raiteella		x	x			x	x
Pilaristabilointi 13 pilaria, kuorma uudella raiteella						x	x
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma vanhalla raiteella		x	x			x	x
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma uudella raiteella				x	x	x	x
Stabilointiseinä, embedded beam row		x	x			x	
Stabilointiseinä, kaksi plate-elementtiä		x	x			x	
Stabilointiseinä, yksi plate-elementti		x	x			x	

Taulukossa 21 on esitetty Plaxis 2D:llä määritetyt vaakasuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet. Useissa laskentatapauksissa hallitsevat taajuudet painottuvat pystysuuntaista värähtelyä matalammille kaistoille. Vaakavärähtelyn osalta tilanne on siis pientaloille parempi. Paras vaimennusratkaisu pientaloille taulukon 19 perusteella on teräsponttiseinä sen painottaessa vaakasuuntaisen värähtelyn hallitsevia taajuuksia alle 5,0 Hz kaistoille. Vaakavärähtelyn osalta tilanne on ongelmallinen kerrostaloille. Ainoastaan pilaristabilointi 13 pilarilla kuorman ollessa uudella raiteella nostaa taajuusjakaumaa pois kerrostalojen ominaistaajuuden alueelta. Heikoimmin taulukon 21 perusteella kerrostaloille soveltuvia ratkaisuja ovat teräsponttiseinät ja stabilointiseinät.

Taulukko 21. Vaakasuuntaisen värähtelyn hallitsevat taajuudet 100 m etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä.

	2,5 Hz	3,2 Hz	4,0 Hz	5,0 Hz	6,3 Hz	7,9 Hz	10,0 Hz
PU 12 teräsponttiseinä, 12 m	x	x	x				
Larssen 23 teräsponttiseinä, 12 m	x	x	x				
PU 12 teräsponttiseinä, 18 m	x	x	x				
Larssen 23 teräsponttiseinä, 18 m	x	x	x				
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	x	x	x			x	
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	x	x	x			x	
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	x	x	x			x	
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	x	x	x			x	
Massanvaihto 5 m, kuorma vanhalla raiteella		x	x		x		
Massanvaihto 5 m, kuorma uudella raiteella		x	x		x		
Massanvaihto 11 m, kuorma vanhalla raiteella		x	x		x		
Massanvaihto 11 m, kuorma uudella raiteella		x	x		x		
Pilaristabilointi, 13 pilaria, kuorma vanhalla raiteella		x	x			x	x
Pilaristabilointi 13 pilaria, kuorma uudella raiteella						x	x
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma vanhalla raiteella		x	x			x	x
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma uudella raiteella	x	x	x				
Stabilointiseinä, embedded beam row	x	x		x			
Stabilointiseinä, kaksi plate-elementtiä	x	x		x			
Stabilointiseinä, yksi plate-elementti	x	x		x			

9.2 Vaimennusratkaisujen toteutettavuus

Vaimennusratkaisujen toteutettavuutta mietittiin kaluston saatavuuden, liikennehaittojen, työn keston ja rakentamisolosuhteiden näkökulmasta. Rajallisten lähtötietojen takia tarkastelu on suurpiirteinen ja perustuu kirjallisuuden pohjalta tehtyihin arvioihin. Toteutettavuutta tulee vielä arvioida tarkemmin tarkempien kohdetietojen avulla.

Tutkituista rakenteista teräsponttiseinä on todennäköisesti yksinkertaisin toteuttaa. Teräsponttiprofiileja ja upotuskalustoa on helposti saatavissa. Lisäksi teräsponttien runsaan käyttömäärän vuoksi rakentajilla on kokemusta ponttiprofiilien käytöstä. Liikenteen kannalta merkittävänä etuna on se, että rakentaminen on vaiheistettavissa osiin. Rakentaminen ei näin edellytä pitkiä liikennevarauksia. Teräsponttiseinä on myös nopea rakentaa, sillä siinä ei ole yhtään työvaihetta, joita tarvitsisi odottaa pitkiä aikoja ennen seuraavan vaiheen tekemistä. (Laatunen 2001, s. 29)

Maassa olevat esteet, kuten kivet voivat hankaloittaa tai estää teräspontin upottamisen tavoitesyvyyteen saakka, jolloin työn tekeminen vaikeutuu ja hidastuu. Huomioitavaa on, että teräsponttiseinä aiheuttaa lähes aina painumia viereiseen raiteeseen minkä vuoksi raidetta joudutaan tukemaan vähintään kaksi kertaa. (Laatunen 2001, s. 31)

Mallinnetussa geometriassa teräsponttiseinä sijaitsee vastapenkereen reunan alla. Pontitus tulisi siis tehdä ennen vastapenkereiden rakentamista. Mallinnettu teräsponttiseinän sijainti metrin päässä ratapenkereen reunasta on todennäköisesti epärealistinen toteuttaa geoteknisten seikkojen sekä muun muassa sähköratarakenteiden ja kaapeleiden vuoksi. Todellisuudessa seinä voidaan joutua sijoittamaan kauemmas radasta. Pontitus metrin päähän penkereen reunassa edellyttää myös jännitekatkoa, mistä seuraa taas liikennehaittaa. Sijoittamalla seinä kauemmas raiteesta voidaan rakentaminen todennäköisesti toteuttaa vähemmällä jännitekatkoilla ja siten vähemmällä liikennehaittoilla.

Paalulaatan rakentamisessa on teräsponttiseinään verrattuna huomattavasti enemmän työvaiheita ja rakentamiselle on varattava pidempi aika. Laatan rakentaminen koostuu pääpiirteittäin pohjatöistä, paalutuksesta, laatan muotituksesta sekä laatan valusta. Paalutus edellyttää paalutuskonetta, joka taas vaatii muun muassa asianmukaisen työalustan. Paalutustyön luonteen takia paaluttaminen edellyttää jännitekatkoa. Paaluttaminen voidaan kuitenkin vaiheistaa osiin liikennehaittojen vähentämiseksi. Tämä kuitenkin voi olla epäoptimaalista, mikäli paalutuskone joudutaan esimerkiksi vuokraamaan. Laatan osalta huomioitavaa on, että betonisen laatan kuivuminen vie aikaa millä on vaikutusta työn kokonaisaikatauluun.

Toisessa laskentatapauksessa paalulaatta rakennettiin uuden raiteen lisäksi vanhan, liikenteellä olevan raiteen alle, josta seuraa huomattavasti enemmän työtä ja liikennehaittaa. Paalulaatan rakentaminen vanhan raiteen alle kaksoisraiteen rakentamisen yhteydessä olisi mahdollista tehdä käyttämällä uutta raidetta väistöraiteena. Näin toimittaessa tulee kuitenkin kiinnittää huomiota vanhan raiteen ja uuden raiteen väliseen liitokseen ja sen vaatimaan tilaan. Mikäli käytettävää tilaa on vähän, joudutaan ajonopeutta hiljentämään. Vaihtoehtoisesti siirtymäalue joudutaan tekemään pitkäksi. (Mikkonen 2005, s. 47)

Massanvaihtoon vaadittavaa kalustoa, kuten kuljetuskalustoa ja kaivinkoneita on hyvin saatavilla. Huomioitavaa on, että syvässä kaivannoissa voidaan joutua käyttämään pitkäpuomista kaivinkonetta. Massanvaihdon painumia on tarkkailtava ennen ratapenkereen rakentamista, minkä vuoksi rakennusaika voi olla kohtalaisen pitkä. Tavallisimmin massanvaihdolle varattu painuma-aika on 6–18 kk. Massanvaihdon suunnitteluohjeen (Liikennevirasto 2011, s. 10) mukaan kaivamalla tehtyjen massanvaihtojen toteutettavuus rajoittuu ensisijaisesti 3–5 m syviin pehmeiköihin. Normaalia tarkemmalla suunnittelulla sekä työolosuhteisiin ja turvallisuuden liittyvillä erityishuomioilla voidaan kuitenkin päästä noin 10 m massanvaihtosyvyyteen. Laskelmissa tarkasteltu noin 11 m massanvaihto silttikerroksen pohjaan voisi siis olla mahdollinen toteuttaa, mutta toteuttaminen sisältää epävarmuuksia. Mikäli kaikkea silttiä ei saada pois louhemateriaalin alta, on riskinä alle jäävän silttikerroksen puristuminen ja siten myös päälle rakennettavan raiteen painuminen. Syvämpi kaivanto edellyttää myös todennäköisesti pitkäpuomisen kaivinkoneen käyttöä.

Kuten paalulaatankin tapauksessa, pilaristabiloinnin ja stabilointiseinän toteuttaminen vaatii asianmukaisen laitteiston ja sen kuljettamisen stabiloitavalle alueelle. Stabilointikoneen saatavuus tulee ottaa huomioon työn suunnittelussa. Lisäksi on huomioitava asennustyön vaatima tila ja koneen tarvitsema asennusalusta.

Stabilointi on todennäköisimmin tehtävä jännitekatkossa. Pilaristabiloinnin työsaavutus savi- ja silttikerrosten tapauksessa on suuntaa antavasti 500 m pilaria työvuoroa kohden, joka on otettava huomioon aikataulua ja tarvittavaa kalustomäärää suunniteltaessa. Lisäksi työn keston todennäköisessä arvioinnissa on otettava huomioon sideaineen määrä sen vaikuttaessa tarvittavien tankkausten lukumäärään, sekä työmaalla esiintyvät häiriötilanteet tai muut vastaavat käyttökatkokset. Pilaristabiloinnin toteutuksessa on myös huomioitava pilarien lujittumis- ja painuma-aika. (Liikennevirasto 2018, s. 33) Stabilointiseinän tapauksessa pilarien lujittumisella ja painumisella ei ole samanlaista painoarvoa kuin radan pohjamaan pilaristabiloinnilla sillä seinälle kohdistuvat pystysuuntaiset kuormat ovat hyvin erisuuruisia keskenään.

9.3 Kustannusvertailu

Tutkittavien vaimennusratkaisujen kustannukset laskettiin Ihku-laskentapalvelun avulla. Laskelman MAKU-pisteluvuksi valittiin 120,0 (2015=100). Oletuskuljetusmatkana välivarastoon, läjitykseen, loppusijoitukseen, sisäisiin kuljetuksiin ja tuontimatkaan käytettiin 50 km. Kustannukset laskettiin kilometrin pituiselle alueelle. Kaikille vaimennusratkaisuille lasketut kokonaiskustannukset on esitetty taulukossa 22 1000 euron tarkkuudella. Raportti Ihku-laskentapalvelussa tehdystä kustannuslaskelmasta on esitetty liitteessä 3. Kustannuksissa ei ole huomioitu liikennehaitta-kustannuksia.

Taulukko 22. Ihku-laskentapalvelulla lasketut kustannukset tutkituille vaimennusratkaisuille.

Tutkittu vaimennusratkaisu	Kustannukset, €/km
Teräsponttiseinä, 12 m	448 000 €
Teräsponttiseinä, 18 m	658 000 €
Paalulaatta yhden raiteen alla	3 104 000 €
Paalulaatta kahden raiteen alla	6 380 000 €
Massanvaihto 5 m syvyyteen	3 266 000 €
Massanvaihto 11 m syvyyteen	6 911 000 €
Pilaristabilointi 13 pilarilla	3 990 000 €
Pilaristabilointi 7 pilarilla	1 565 000 €
Stabilointiseinä	1 050 000 €

Teräsponttiseinien kustannusarvioissa huomioitiin ponttiseinän rakenneteoreettinen pinta-ala sekä pidemmän pontin tapauksessa pontin syvyydestä johtuva kustannuslisäys. Toteutettavuuden arvioinnissa mainitun raiteen tukemistarpeen lisäksi kustannusarvioon lisättiin kolme tukemiskertaa mobilisaatioineen. Ponttiprofiiliin vaikutusta kustannuksiin ei otettu huomioon tarkastelussa.

Yhden raiteen alla sijaitsevan paalulaatan kustannukset muodostuivat laatan pohjatöistä, laatan muotituksesta, betonoinnista ja raudoituksesta ja paaluista jatkosineen ja maakärkineen. Lisäksi kustannuksissa huomioitiin paalutuskoneen mobilisaatio ja työalusta sekä paalutustyöhön kuuluvat PDA-mittaukset. Kustannuslaskelmaan lisättiin myös tukiseinä olemassa olevalle raiteelle, sillä oletettiin että paalutustyö raiteen vieressä edellyttää toisen raiteen tuentaa. Kahden raiteen alla sijaitsevan paalulaatan kustannuksiin lisättiin vastaavat kustannukset myös toiselle laatalle. Lisäksi kustannuksissa huomioitiin vanhan raiteen purkuun ja uudelleen rakentamiseen liittyvät kustannukset eli vanhojen rakennekerrosten ja päällysrakenteen purku ja uusien rakentaminen sekä uudelleen rakennetun raiteen tukeminen yhden kerran.

Kummankin massanvaihdon kustannukset koostuivat kaivannosta ja täytöstä. Kustannukset laskettiin erikseen kummallekin massanvaihtosyvyydelle. Kustannuksissa ei huomioitu 11 m massanvaihdon osalta poikkeuksellisen syvän massanvaihtotyön aiheuttamia mahdollisia lisäkustannuksia. Kuljetusmatkat vaikuttavat massanvaihdon kustannuksiin muita ratkaisuja enemmän, sillä kaivu- ja täyttömassojen kuljetukset muodostavat merkittävän osan massanvaihdon kokonaiskustannuksista. Massanvaihdon kustannukset vääristyvät siis todennäköisimmin arvioitujen kokonaiskuljetusmatkojen vuoksi.

Stabilointiseinän kustannuksissa huomioitiin pintamaan poisto, pilaristabilointi sekä pilaristabilointikoneen mobilisaatio. Kummankin pilaristabiloinnin tapauksessa huomioitiin samat seikat pintamaan poistoa lukuun ottamatta. Kustannukset laskettiin erikseen sekä harvemmälle että tiiviimmälle pilaristolle.

Arvioitujen kokonaiskustannusten lisäksi kustannuksia tarkasteltiin suhteessa laskennallisesti määritetyn vaimennuksen suuruuteen. Vaimennuksen prosentuaalinen suuruus jaettiin kustannuksilla, jolloin saatiin laskettua hyötykustannussuhde jokaiselle laskentatapaukselle. Hyötykustannussuhde kuvaa saavutettua hyötyä tuhatta rahayksikköä kohden. Suhdeluku laskettiin erikseen pysty- ja vaakasuuntaiselle värähtelylle. Pystysuuntaisen värähtelyn suhdeluvut on esitetty taulukossa 23 ja vaakasuuntaisen taulukossa 24.

Taulukko 23. Eri laskentatapausten tulosten perusteella lasketut hyötykustannussuhteet.

Mallinnettu laskentatapaus	Hyötykustannussuhde, pystysuuntainen värähtely		
	10 m	50 m	100 m
PU 12 teräsponttiseinä, 12 m	109,4	75,9	46,9
Larssen 23 teräsponttiseinä, 12 m	100,4	69,2	33,5
PU 12 teräsponttiseinä, 18 m	68,4	66,9	59,3
Larssen 23 teräsponttiseinä, 18 m	53,2	59,3	39,5
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	0,0	9,3	0,6
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	11,8	13,3	1,6
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	4,8	24,2	0,0
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	11,8	13,3	1,6
Massanvaihto 5 m, kuorma vanhalla raiteella	4,0	0,6	0,0
Massanvaihto 5 m, kuorma uudella raiteella	20,0	19,9	0,0
Massanvaihto 11 m, kuorma vanhalla raiteella	0,0	2,2	0,0
Massanvaihto 11 m, kuorma uudella raiteella	0,0	10,0	10,0
Pilaristabilointi, 13 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	0,0	2,8	1,0
Pilaristabilointi 13 pilaria, kuorma uudella raiteella	24,6	24,3	24,3
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	3,8	0,0	3,2
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma uudella raiteella	60,7	57,5	51,1
Stabilointiseinä, embedded beam row	47,7	35,3	25,7
Stabilointiseinä, kaksi plate-elementtiä	62,0	72,4	49,6
Stabilointiseinä, yksi plate-elementti	48,6	44,8	47,7

Suhdelukujen osalta olennaisinta on tarkastella tilannetta 100 m etäisyydellä radasta. Taulukon 23 perusteella parhaat suhdeluvut ovat teräsponttiseinillä ja stabilointiseinillä. Heikoimmat suhdeluvut ovat massanvaihdolla, paalulaatoilla ja pilaristabiloinnilla kuorman sijaitessa vanhalla raiteella.

Taulukko 24. Eri laskentatapausten tulosten perusteella lasketut hyötykustannussuhteet.

Laskentatapaus	Hyötykustannussuhde, vaakasuuntainen värähtely		
	10 m	50 m	100 m
PU 12 teräsponsittiseinä, 12 m	0,0	93,7	87,0
Larssen 23 teräsponsittiseinä, 12 m	0,0	80,3	60,3
PU 12 teräsponsittiseinä, 18 m	62,3	86,7	74,5
Larssen 23 teräsponsittiseinä, 18 m	71,5	79,1	62,3
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	3,2	7,1	5,2
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma vanhalla raiteella	14,0	10,8	9,6
Paalulaatta yhden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	23,8	18,0	9,7
Paalulaatta kahden raiteen alla, kuorma uudella raiteella	14,0	10,8	9,6
Massanvaihto 5 m, kuorma vanhalla raiteella	0,0	4,3	5,8
Massanvaihto 5 m, kuorma uudella raiteella	20,5	17,5	13,8
Massanvaihto 11 m, kuorma vanhalla raiteella	0,0	1,9	2,7
Massanvaihto 11 m, kuorma uudella raiteella	8,5	5,9	3,8
Pilaristabilointi, 13 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	0,0	5,8	6,8
Pilaristabilointi 13 pilaria, kuorma uudella raiteella	24,1	24,6	24,6
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma vanhalla raiteella	0,0	0,0	23,0
Pilaristabilointi 7 pilaria, kuorma uudella raiteella	53,0	57,5	58,8
Stabilointiseinä, embedded beam row	29,6	31,5	34,3
Stabilointiseinä, kaksi plate-elementtiä	57,2	56,2	53,4
Stabilointiseinä, yksi plate-elementti	51,5	57,2	53,4

Vaakasuuntaisen värähtelyn suhdelukujen osalta parhaat suhdeluvut ovat teräsponsittiseinillä, stabilointiseinällä ja pilaristabiloinneilla lukuun ottamatta 13 pilarin pilaristabilointia kuorman sijaitessa vanhalla raiteella (taulukko 24). Heikoimmat suhdeluvut ovat massanvaihdolla, lukuun ottamatta 5 m massanvaihtoa kuorman sijaitessa vanhalla raiteella sekä paalulaatoilla. Kokonaisuudessaan vaakasuuntaisen värähtelyn prosentuaalisella vaimennuksella lasketut suhdeluvut ovat pystysuuntaista värähtelyä parempia.

10. Johtopäätökset ja yhteenveto

Lähtötilanteen mallintaminen onnistui kohtalaisen hyvin ja laskennoilla saadut tulokset vastasivat laskennoille asetettuja tavoitteita. Heilahdusnopeuden suuruusluokka oli oikea ja taajuusjakauma vastasi tyypillistä, raskaiden tavarajunien pehmeiköille aiheuttamaa värähtelyä. Vaakasuuntainen värähtely onnistuttiin saamaan lähtötilanteessa pystysuuntaista värähtelyä pienemmäksi, mikä oli keskeinen tavoite lähtötilannetta mallinnettaessa.

Toisen raiteen ja vastapenkereiden lisäys aiheutti pystysuuntaiselle värähtelylle merkittävimpiä eroja 10 ja 50 m etäisyydellä. Kauimmassa, 100 m etäisyydellä sijaitsevassa tarkastelupisteessä eroavaisuudet laskentatapausten tulosten välillä olivat hyvin pieniä. Vaakasuuntaisen värähtelyn muutos oli merkittävää kaikissa tarkastelupisteissä uusien rakenteiden kasvattaessa värähtelyä merkittävästi. Huomioitavaa on myös, että mallinnettu vaakasuuntainen värähtely ei vaimentunut läheskään samalla tavalla etäisyyden kasvaessa kuin pystysuuntainen värähtely.

Laskentojen perusteella kaikki mallinnetut teräspontit vaimensivat pystysuuntaisen värähtelyn huippuarvoja lähtötilanteeseen verrattuna. Merkittävintä vaimennus oli radan lähellä. Kauempana vaimennuksen suuruus pieneni ja värähtelyn voimakkuus oli lähes samansuuruista vaimentamattoman värähtelyn kanssa. Vaakasuuntainen värähtely vaimeni tehokkaasti, vaikka lyhyemmät teräspontit kasvattivatkin vaakavärähtelyä 10 m tarkastelupisteessä. Taajuusjakaumissa ei ollut merkittäviä ponttiprofiilista riippuvia eroavaisuuksia. Pontin pituuden vaikutus oli kaikissa tapauksissa merkittävintä. Pidemmät teräspontit toimivat huomattavasti lyhyempiä pontteja tehokkaammin tärinän vaimentamisessa.

Paalulaatan laskennoissa parhaat tulokset saatiin laskentatapauksessa, jossa paalulaatta sijaitsi kummankin raiteen alla kuorman sijaitessa uudella raiteella. Lähes kaikissa laskentatapauksissa pystysuuntaisen värähtelyn huippuarvot vaimenivat huomattavasti 10 ja 50 m tarkastelupisteissä. Kuitenkin 100 m etäisyydellä sijaitsevassa pisteessä tulokset vastasivat useassa tapauksessa vaimentamattoman tilanteen tuloksia. Vaakasuuntaista värähtelyä tarkasteltaessa vastaavanlaista ilmiötä ei havaittu. Mallinnettu paalulaatta ei toiminut oletetulla tavalla. Todennäköisesti virhe johtuu siitä, ettei mallinnettu paalulaatta välittänyt kuormia kunnolla kovaan pohjaan asti.

Myös massanvaihdon laskentatuloksissa huomattiin pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvojen vaimennuksen olevan vähäistä 100 m tarkastelupisteessä. Massanvaihto vaikutti enimmäkseen pystysuuntaisen värähtelyn taajuusjakaumaan. Vaakasuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvot vaimenivat kaikissa tarkastelupisteissä ja laskentatapauksissa lukuun ottamatta 10 m etäisyydellä sijaitsevaa pistettä, jossa värähtelyn huippuarvot kasvoivat vanhaa raidetta kuormitavissa laskentatapauksissa.

Pilaristabiloinnin mallintaminen todennäköisesti epäonnistui tulosten ollessa niin hyviä muihin tuloksiin verrattuna kuorman sijaitessa uudella raiteella. Pilarit olivat mahdollisesti liian jäykkiä tai niiden sijoittelu oli liian tiheä. Luotettavampi mallintaminen olisi todennäköisesti edellyttänyt kohdekohtaisten parametrien määrittämistä ja pilarien tarkempaa mitoittamista. Tuloksista voidaan kuitenkin tehdä johtopäätös, että jäykempi maa liikennöidyn raiteen alla vaimentaa tärinää merkittävästi, vaikka ei todennäköisesti niin paljon kuin laskennoilla osoitettiin.

Radan maapohjaa jäykistävät vaimennusratkaisut eli paalulaatta, massanvaihto ja pilaristabilointi tutkittiin asettamalla junakuorma vuorotellen kummallekin ratapenkereelle. Saadut tulokset olivat huomattavasti paremmat kuorman sijaitessa uudella raiteella. Mallinnusten perusteella liikenteenohjauksella voidaan vaikuttaa merkittävästi värähtelyn voimakkuuteen ja täten tärinähaittoihin. Kuorman sijaitessa vanhalla raiteella värähtely voimistui useissa laskentatapauksissa. Tämä johtuu todennäköisesti aaltojen heijastumisesta pehmeän maan ja jäykemmän materiaalin rajapinnalta. Työssä ei asetettu tarkastelupistettä oikealle puolelle rataa, mutta on syytä epäillä, että tärinä vaimenisi tällä puolella rataa uuden, jäykistetytyn raiteen jäädessä värähtelylähteen ja mahdollisen rakennuksen väliin. Voi siis olla, että radan pohjaa jäykistävillä ratkaisuilla on potentiaalia myös kuorman sijaitessa vanhalla raiteella riippuen siitä pisteestä, jossa värähtelyn voimakkuutta tarkastellaan. Tämä hypoteesi tulisi kuitenkin varmistaa erillisillä laskennoilla ennen johtopäätösten tekemistä.

Stabilointiseinää tutkittiin seinän mallintamiseen liittyvien epävarmuuksien takia kolmella erilaisella mallinnusvaihtoehdolla. Laskentatapausten välillä ei ollut suuria eroavaisuuksia. Plate-elementteinä mallinnetut seinät vaimensivat sekä pysty- että vaakasuuntaista värähtelyä hieman embedded beam row-seinää tehokkaammin. Tämä voi johtua elementtityyppien eroavaisuuksista. Plaxis 2D olettaa plate-elementin jatkuvan z-suuntaisesti y- ja z-akselien välisenä tasona, mikä vaikuttaa laskennan tuloksiin. Embedded beam row-elementti huomioi pilarien keskinäisen etäisyyden myös z-suunnassa ja kuvaa siten todellista tilannetta tarkemmin. Sillä, käytettiinkö stabilointiseinän mallintamisessa yhtä vai kahta plate-elementtiä ei ollut suurta vaikutusta tuloksiin. Kahden plate-elementin seinä vaimensi tärinää hieman yhden plate-elementin seinää tehokkaammin, mutta eroavaisuudet olivat vähäisiä

Laskennassa oli useita virhelähteitä, joista merkittävin oli varmojen lähtötietojen puute muun muassa pohjaolosuhteiden osalta. Tätä virhelähdettä pyrittiin pienentämään minimoimalla maaparametreihin liittyvien oletusten tekeminen ja laskeamalla parametrit erinäisissä lähteissä esitetyin menetelmin. Huomioitavaa oli myös se, että käytössä ei ollut mittaus tuloksia esimerkiksi koerakenteista, joilla olisi voitu todentaa mallinnusten oikeellisuus ja onnistuminen. Tähän virhelähteeseen pyrittiin vaikuttamaan mallintamalla tutkittavat rakenteet mahdollisuuksien mukaan vaihtelevin menetelmin. Tuloksia tarkastellessa tulee myös ottaa huomioon vaakasuuntaisen värähtelyn mallintamisen epätarkkuuden mahdollisuus. Useissa liikennetärinän kaksiulotteista FEM-mallintamista koskevilla lähteillä oli tehty havainto vaakasuuntaisen tärinän mallintamisen epätarkkuudesta. On siis todennäköistä, että myös tässä työssä tehdyissä laskennoissa vaakasuuntaisen tärinän mallinnettu suuruus ei vastaa todellista värähtelyn suuruutta. Myös kaksiulotteinen malli luo myös epätarkkuutta tuloksiin. Koska tärinä on kolmiulotteinen ilmiö, antaa kaksiulotteinen malli väistämättäkin epätarkkoja tuloksia. Siksi on suositeltavaa tehdä tarkempia, kolmiulotteisia laskelmia tulosten oikeellisuuden varmistamiseksi ennen konkreettisten toimenpiteiden toteutusta.

Soveltuvuustarkastelussa mikään ratkaisu ei osoittautunut täydelliseksi pientalojen tärinähaittojen vähentämiseksi. Pysty- ja vaakavärähtelyn hallitsevat taajuudet erosivat toisistaan joissain määrin, minkä takia yhteneväistä suositusta vaimennusratkaisusta on haastava muodostaa. Koska tarkastelussa ei ollut tietoa maakerroksista muualta kuin ratalinjalta, voivat laskennallisesti määritetyt tulokset erota merkittävästi mallinnettujen rakenteiden todellisesta toiminnasta. Paras tilanne suunnittelualueella olisi korkeilla kerrostaloilla. Suunnittelualueen sijainnin ja asumistiheyden perusteella havainnosta ei kuitenkaan ole alueella erityistä hyötyä.

Paalulaatalla yhdistettynä liikenteen ohjaamiseen uudelle raiteelle saataisiin todennäköisemmin suurimmat hyödyt alueella sijaitsevan nykyisen asutuksen kannalta.

Alustavassa toteutettavuustarkastelussa minkään tutkitun rakenteen toteuttamiselle ei havaittu selkeitä esteitä. Tärinänvaimennusseinien osalta rakenteiden sijoittelussa joudutaan todennäköisesti poikkeamaan laskentageometriassa esitetystä sijainnista muun muassa sähkörtarakenteiden ja kaapeleiden vuoksi. Toteutettavuudeltaan työläin rakenne on paalulaatta. Paras toteutettavuus on teräsponttiseinällä.

Kustannuksia tarkasteltiin sekä kokonaiskustannuksina että hyötykustannussuhteena. Pystysuuntaisen värähtelyn prosentuaalisen vaimennuksen perusteella paras hyötykustannussuhde oli teräsponttiseinillä ja stabilointiseinillä. Vaakasuuntaisen värähtelyn arvoilla laskettuna parhaat suhdeluvut olivat teräspontti- ja stabilointiseinien lisäksi pilaristabiloinneilla lukuun ottamatta tapausta, jossa pilaristabilointi tehtiin 13 pilarilla ja kuorma sijaitti vanhalla raiteella. Kaikki kustannukset laskettiin käyttämällä oletuskuljetusmatkana 50 km. Tämä voi vääristää etenkin massanvaihdon kustannusarvioita siihen sisältyessä runsaasti kaivu- ja täyttömassojen kuljetusta. Huomioitavaa on myös, että hyötykustannussuhteen laskentaperusteena olivat huippuarvojen prosentuaaliset vaimennukset. Luku ei siis huomioi esimerkiksi värähtelyn taajuutta, joilla on keskeinen vaikutus ihmisiin tärinähaittoihin. Tämän takia tässä tarkastelussa määritettyjen suhdelukujen suurin potentiaali on heikkoja lukuarvoja tuottaneiden ratkaisujen poissulkemisessa.

Huomioitavaa on, että työn tulokset ja johtopäätökset pätevät vain mallinnetun kaltaisiin olosuhteisiin eikä niitä voida yleistää koskemaan yleisesti vastaavan kaltaisia kohteita. Työn tavoitteena oli saada yleisluontoinen käsitys erilaisten vaimennusrakennusten toimivuudesta mallinnetun kaltaisissa olosuhteissa ja tutkia ratkaisujen soveltuvuutta Tupoksen alueelle laskennallisesti määritettyjen arvojen perusteella. Värähtely ja tärinähaittojen vähentäminen ovat haastavia ja monimutkaisia aiheita, joita tulisi aina tarkastella kohdekohtaisesti.

Lähteet

- AFRY Oy (2020), Rataosilla Kokemäki-Pori havaitun tärinäongelman geotekninen dokumentointi, tulkinta ja mallinnus. Raportti.
- Arcelor Mittal (2007). Steel Sheet Piles. PU-R Sections. Tuotelehti. Viitattu 22.7.2022. Saatavissa: http://arcelor-projects.com/projects/europe/foundation-solutions/ADNL/PDF/PU-R_EN.pdf
- Auvinen, T. (2010). Junaliikenteen aiheuttama tärinä ja sen vähentämisen vaikutus asuinviihtyvyyteen. Diplomityö. Aalto-yliopisto. Teknillinen korkeakoulu. Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta.
- Bentley Systems (2021). Plaxis Connect Edition V22.00, Plaxis 2D-Scientific Manual.
- Bentley Systems (2022a), Plaxis Connect Edition V22.01, Plaxis 2D-Material Models Manual
- Bentley Systems (2022b), Plaxis Connect Edition V22.01, Plaxis 2D-Reference Manual.
- Destia (2010). Liminka-Oulu kaksoisraide ja Oulun kolmioraide km 727+800-752+0200, Yleissuunnitelma; Suunnitelmaselostus 7.12.2010.
- Finnrock Consulting (2014). Liikennetärinämittaus- Ratahanke Seinäjoki-Oulu. Raportti
- Geologian tutkimuskeskus. (2022). Maankamara-karttapalvelu. Saatavissa: <https://gtkdata.gtk.fi/maankamara/>
- Haiko, J. (2009). Kalliorakentamisen aiheuttamat tärinät ja värähtelyt häiriötekijänä. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu. Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta.
- Hakulinen, M. (2008). Seinäjoki-Oulu-radon palvelutason parantaminen, ympäristötärinämittauksen Ylivieska-Oulu. Mittausraportti. Geomatti Oy, työ 337.
- Hakulinen, M. (2017). Oulunlahti liikennepaikka, ratasuunnitelma, Oulu. Tärinäselvitysraportti. Geomatti Oy, työ 402.
- Hellberg, J. (2008). Rautatieliikenteen aiheuttaman tärinän vaimentaminen syvästabilointirakenteilla ja tärinän FEM-mallinnus 2D ympäristössä. Diplomityö. Espoo. Teknillinen korkeakoulu.
- Hirnböck Stabau (2015). Larssen Sheet Pile sections by Hirnböck Stabau. Sections from type 22 to 720. Verkkosivu. Saatavissa: <https://www.spundbohle.at/en/product-range-2/larssen-profile-23.htm>
- Hirvonen, M. (2017). Maahan asennettavan geopolymeerirakenteen soveltuvuus tärinän vaimentamiseen. Espoo. Diplomityö. Aalto-yliopisto.
- Holmberg, R. & Arnberg, P. W. & Bennerhult, D. & Forssblad, L. & Gereben, L. & Hellman, L. & Olsson, K. & Rundqvist, K. & Sjöberg, C. & Sjökvist, A. &

Wallmark, G. (1984). Vibrations generated by traffic and building construction activities. Tukholma. Swedish Council for Building Research. ISBN 91-540-4159-7

InfraRYL (2021). Rakennustieto. Versio 2021/2.

Jonsson, C. (2016) Deep stabilization with cement stabilized soil columns - A laboratory study. Master's Thesis. Luleå University of Technology.

Kaaresoja, K. (2007b). Raideliikennetärinä, paikkatietojärjestelmän kehittäminen ja tärinäkohteiden kartoitus suomessa. Insinööriyö. Metropolia-ammattikorkeakoulu,

Kaaresoja, K. (2007a). Suomen rataverkon tärinäselvitys; Kirjallisuuskatsaus ja tärinäkohteet vuosina 2000–2006. Helsinki. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 6/2007. ISBN 978-952-445-192-1

Kokko, N. (2019) Paalulaatan mitoitus ja kustannusarvio. Opinnäytetyö. Metropolia-ammattikorkeakoulu.

Korhonen, K. (1981). Maamekaniikan vanhat ja uudet teoriat. Rakenteiden mekaniikka Vol. 14. 2/1981. s. 1-16

Kurikka, J. (2014). Rakennuksen tärinäsuojausmenetelmät junaradan läheisyydessä. Espoo. Insinööriyö. Metropolia ammattikorkeakoulu.

Kurkela, J. (2011). Tärinäesteiden mahdollisuudet liikennetärinän vaimentamisessa (TÄRE); Maaperän värähtelymittaukset ja koerakenteen FEM-mallinnus. Espoo. VTT. Tutkimusraportti VTT-R-0436-11.

Laatunen, K. (2001). Työnaikaisten ratakaivantojen tukeminen. Helsinki. Ratahallintokeskus. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A10/2001. ISBN 952-445-058-5.

Länsivaara, T. (2000). Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi. Helsinki. Tielaitos. Tielaitoksen selvityksiä 44/2000

Liikennevirasto (2011). Massanvaihdon suunnittelu. Helsinki. Liikenneviraston ohjeita 11/2011.

Liikennevirasto (2014). Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu. Helsinki. Liikenneviraston ohjeita 5/2014.

Liikennevirasto (2017) Eurokoodin soveltamisohje; Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet-NCCI 1. Helsinki. Liikenneviraston ohjeita 24/2017.

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

Liikennevirasto (2018b). Syvästabiloinnin suunnittelu. Helsinki. Liikenneviraston ohjeita 7/2018.

Liisanantti, P. (2022). Ponttiseinän toiminnan mallintaminen ratatärinän vaimentamiseksi. Helsinki. Väylävirasto. Opinnäytetyö 1/2022.

Liu, G. R. & Quek, S. S. (2003). The Finite Element Method: A Practical Course. Department of Mechanical Engineering, National University of Singapore. Butterworth-Heinemann. ISBN 0-7506-5866-5.

Luomala, H (2022). Kommentti kuorman mallinnukseen liittyen. Yksityinen kommentti. 30.9.2022

Mansikkamäki, J. (2009). Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin laskenta elementtimenetelmällä. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 9/2009. Helsinki: Ratahallintokeskus

Mikkonen, T. (2005). Pengerpaalurakenteet liikenteen alaisella raiteella. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu. Rakennus- ja ympäristötekniikan osasto.

Mobley R. K. (1999). Vibration Fundamentals. Woburn: Butterworth-Heinemann. ISBN 0-7506-7150-5.

Nemlander, R (2015). Junan jarrukuorman välittyminen pengerlaatalle. Diplomityö. Espoo. Aalto yliopisto.

Oikarinen, E. (2022). Pohjainten toiminta ja käyttömahdollisuudet Suomen rataverkolla. Oulu. Diplomityö. Oulun yliopisto.

Ollila, T. (2021). Värinä, värähtely ja tärinä. Mitä eroa niillä on? Kirjoitus MIP Electronics Oy:n blogissa. 7.9.2022. Viitattu 5.9.2022. Saatavissa: <https://www.mip.fi/fi/blogi/203-vaerinae-vaeraehtely-ja-taerinae-mitae-eroa-niillae-on>

Papavasileiou, S. Considerations for modelling a thick slab as a plate. Plaxis Soilvision Wiki. Verkkoaineisto. Päivitetty 15.2.2022. Viitattu 30.6.2022. Saatavissa: <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/58294/considerations-for-modelling-a-thick-slab-as-a-plate>

Pätsi, K. (2009) Suurpellon syvästabiloidun koepenkeren analysointi. Diplomityö. Espoo. Teknillinen korkeakoulu.

Pelho, A. & Mansikkamäki, J. (2021) Modelling the railway induced ground vibrations in soft soil areas of Western Finland. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science: Volume 710, 18th Nordic Geotechnical Meeting 18-19 January 2021, Helsinki, Finland. vol. 710, 012037, IOP Publishing Ltd. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/710/1/012037>

Prakash S. (1981) Soil Dynamics. New York: McGraw-Hill. ISBN: 0-07-050658-2

Quagliata, A. & Ahearn, M. & Boeker, E. & Roof, C. & Meister, L. & Singleton, H. (2018). Transit Noise and Vibration Impact Assessment Manual. Washington. FTA Report No. 0123.

Rakennusteollisuus (2018). Tuotelehti PO-2016 mukaiseen paalutuksen suunnitteluun ja paalutustyöhön RT Betonipaaluilla. Rakennusteollisuus RT ry, Betoniteollisuustoimiala.

RATU F1-0373. Maapohjan vahvistaminen, syvästabilointi suihkuinjektoimalla. Rakennustieto Oy.

RIL-253-2010, Rakentamisen aiheuttamat tärinät. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL.

RIL-254-2016, Paalutusohje 2016. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL

- Ronkainen, N. (2012). Suomen maalajien ominaisuuksia. Helsinki. Suomen ympäristökeskus (SYKE). Suomen ympäristö 2/2012
- Ryhtenius, A. (2011). FEM Modelling of piled raft foundations in two and three dimensions. Lund. Lund University. Department of Construction Sciences.
- SFS-EN 1997-1:2004 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt
- Stojić, D. & Nestorović, T. & Marković, N. & Marjanović, M. (2018) Experimental and numerical research on damage localization in plate-like concrete structures using hybrid approach. Struct Control Health Monit. 2018;e2214. <https://doi.org/10.1002/stc.2214>
- Sutela, P. (2016). Junan nopeuden vaikutus rautatieliikenteen aiheuttamaan tärinä. Diplomityö. Oulu. Oulun yliopisto. Teknillinen tiedekunta.
- Syrjä, R. (2019). Elementtimenetelmään perustuvan ohjelman käytön perusteet. Kurssimoniste. Aalto yliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu, Rakennustekniikan laitos. Saatavissa: https://mycourses.aalto.fi/pluginfile.php/952739/course/section/143156/L_FEM_FI_20190905.pdf
- Talja, A & Törnqvist, J (2014). Liikennetärinä: Alueiden tärinäkartoitus ja rakenteiden vaurioitumisalttius. Espoo. VTT. Tutkimusraportti VTT-R-04703-14
- Talja, A. & Fulopic, L. & Kurkela, J. & Vepsä, A. & Törnqvist, J. (2009). Tärinäesteen liikennetärinän vaimentamisessa. Espoo. VTT. Tutkimusraportti VTT-R-00963-09.
- Talja, A. & Törnqvist, J. & Niemeläinen, E. (2015). Pilaristabilointi- ja ponttiseinät: Tärinäestekokeilujen alustavat tulokset ja jatkotutkimustarpeet. Espoo. VTT. Asiakasraportti.
- Talja, A. & Vepsä, A. & Kurkela, J. & Halonen, M. (2008). Rakennukseen siirtyvän liikennetärinän arviointi. Espoo. VTT. VTT Tiedotteita-Research notes 2425. ISBN 978-951-38-7197-0
- Talja, A. (2004). Suositus liikennetärinän mittaamisesta ja luokituksista. Espoo. VTT. VTT Tiedotteita - Research Notes 2278. ISBN 951-38-6524-X
- Talja, A. (2011). Ohjeita liikennetärinän arviointiin. Espoo. VTT. VTT Tiedotteita - Research Notes 2569. ISBN 978-951-38-7685-2
- Törnqvist, J. & Talja, A. (2006). Suositus liikennetärinän arvioimiseksi maankäytön suunnittelussa. Espoo. VTT. Tutkimusraportti VTT-WORK-50. ISBN 951-38-6602-5
- Tuominen A. & Kerokoski, A. & Lampimäki, T. & Immonen, J. & Ranta, H. (2010a). Liminka-Oulu kaksoisraide; Yleissuunnitelma; Tyyppipoikkileikkaus, vastapenger. Suunnitelmapiirustus.
- Tuominen A. & Kerokoski, A. & Lampimäki, T. & Immonen, J. & Ranta, H. (2010b). Liminka-Oulu kaksoisraide; Yleissuunnitelma; Tyyppipoikkileikkaus, paalulaatta. Suunnitelmapiirustus.

Tuominen A. & Kerokoski, A. & Lampimäki, T. & Immonen, J. & Ranta, H. (2010c). Liminka-Oulu kaksoisraide; Yleissuunnitelma; Tyyppipoikkileikkaus, stabilointi. Suunnitelmapiirustus.

Tuominen A. & Kerokoski, A. & Lampimäki, T. & Immonen, J. & Ranta, H. (2010d). Liminka-Oulu kaksoisraide; Yleissuunnitelma; Tyyppipoikkileikkaus, massanvaihto. Suunnitelmapiirustus.

Ukritchon, B. & Faustino, J. & Keawsawasvong, S. (2016). A Numerical Study of Load Distribution of Pile Group Foundation by 2D Model. *Walailak Journal of Science & Technology*. Vol. 13 (8). ISSN: 2228-835X s. 669-688

van der Kwaak, B. (2015). Modelling of dynamic pile behaviour during an earthquake using PLAXIS 2D: Embedded beam (rows). Master of Science Thesis. Delft University of Technology.

Väylävirasto (2021a). Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 11, Radan päällysrakenne. Helsinki. Väyläviraston ohjeita 29/2021.

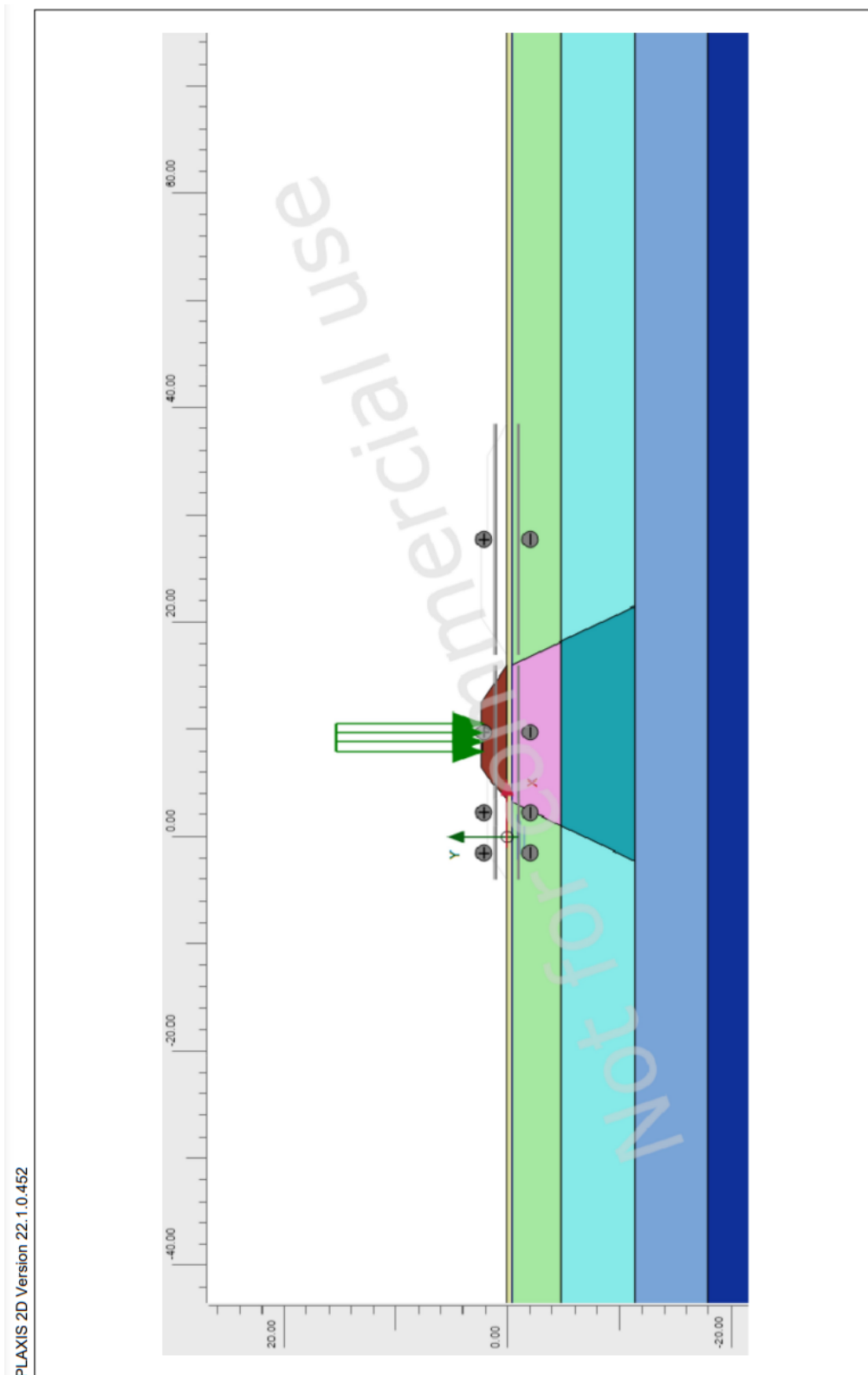
Väylävirasto (2021b). Tampere-Oulu-hankearviointi. Helsinki. Väyläviraston julkaisuja 44/2021

Vuolio, R. & Halonen, T. (2010). Räjätystyöt. Helsinki. Suomen Rakennusmedia Oy. ISBN 978-952-269-072-2

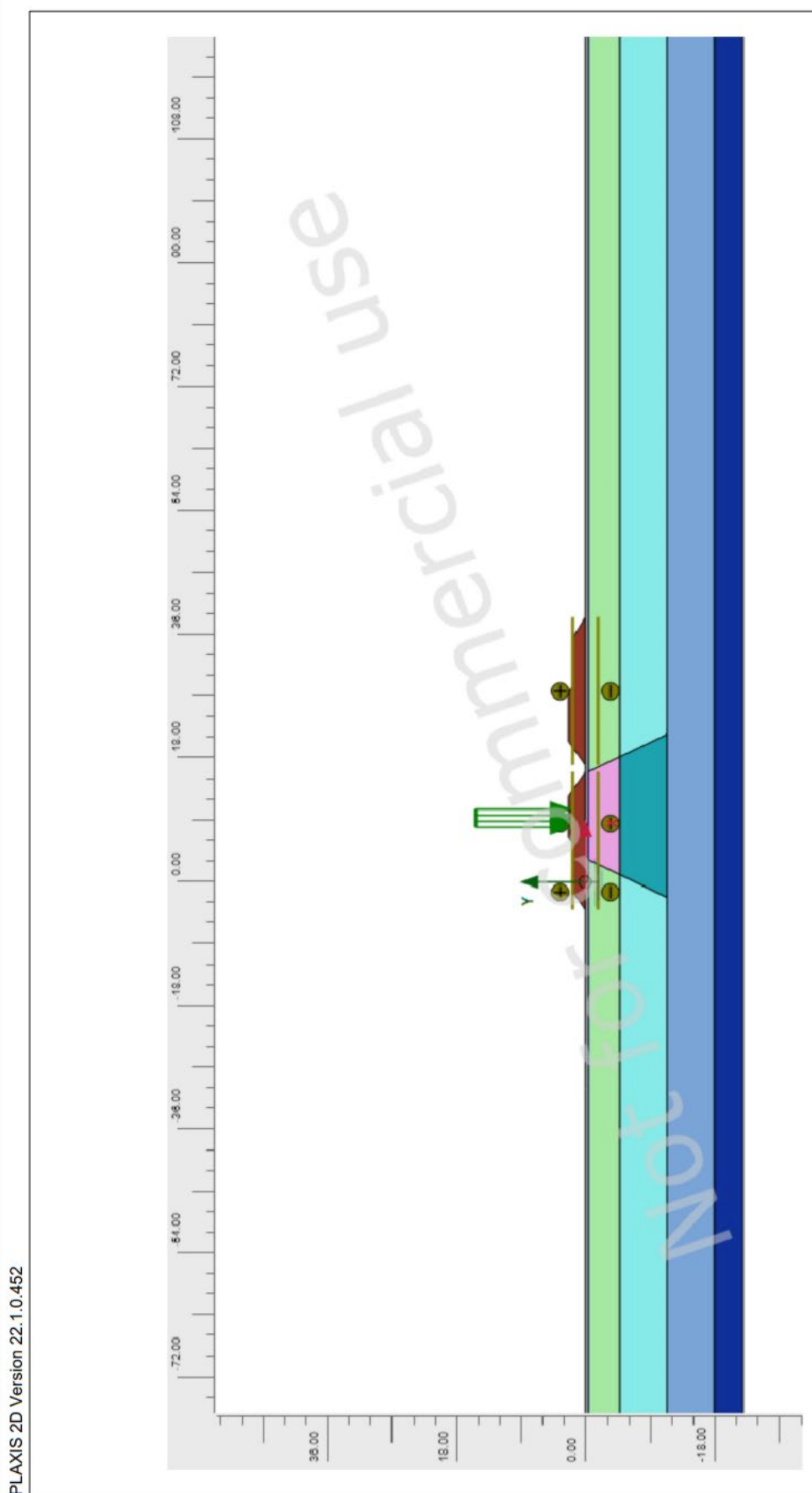
Woods, R. D. (1968). Screening of Surface Waves in Soils. The University of Michigan. Industry Program of the College of Engineering.

Young, H & Freedman, R (2010). *University Physics with Modern Physics: Thirteenth Edition*. San-Fransisco. Addison-Wesley. ISBN 978-0-321-76218-5; ISBN 10: 0-321-76218-5

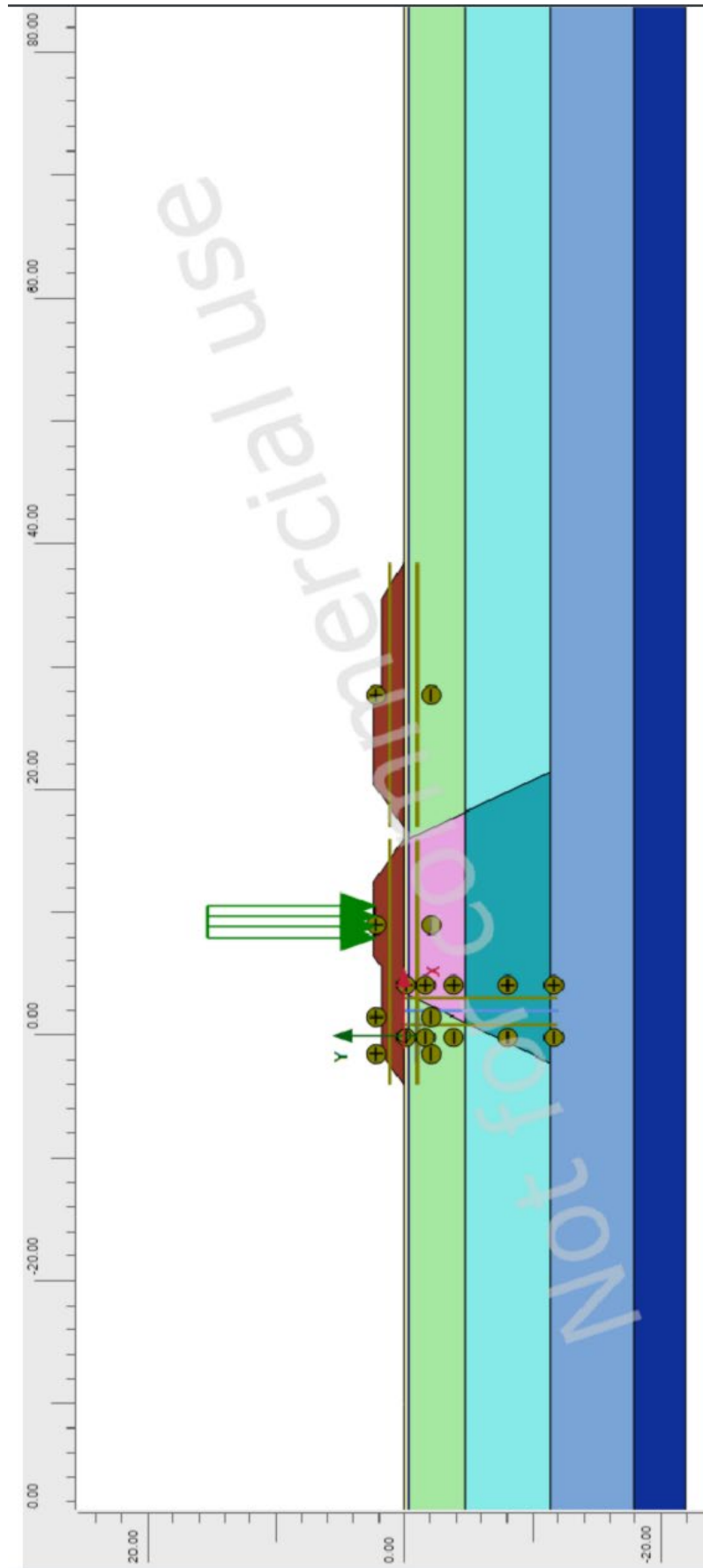
Laskentageometriat



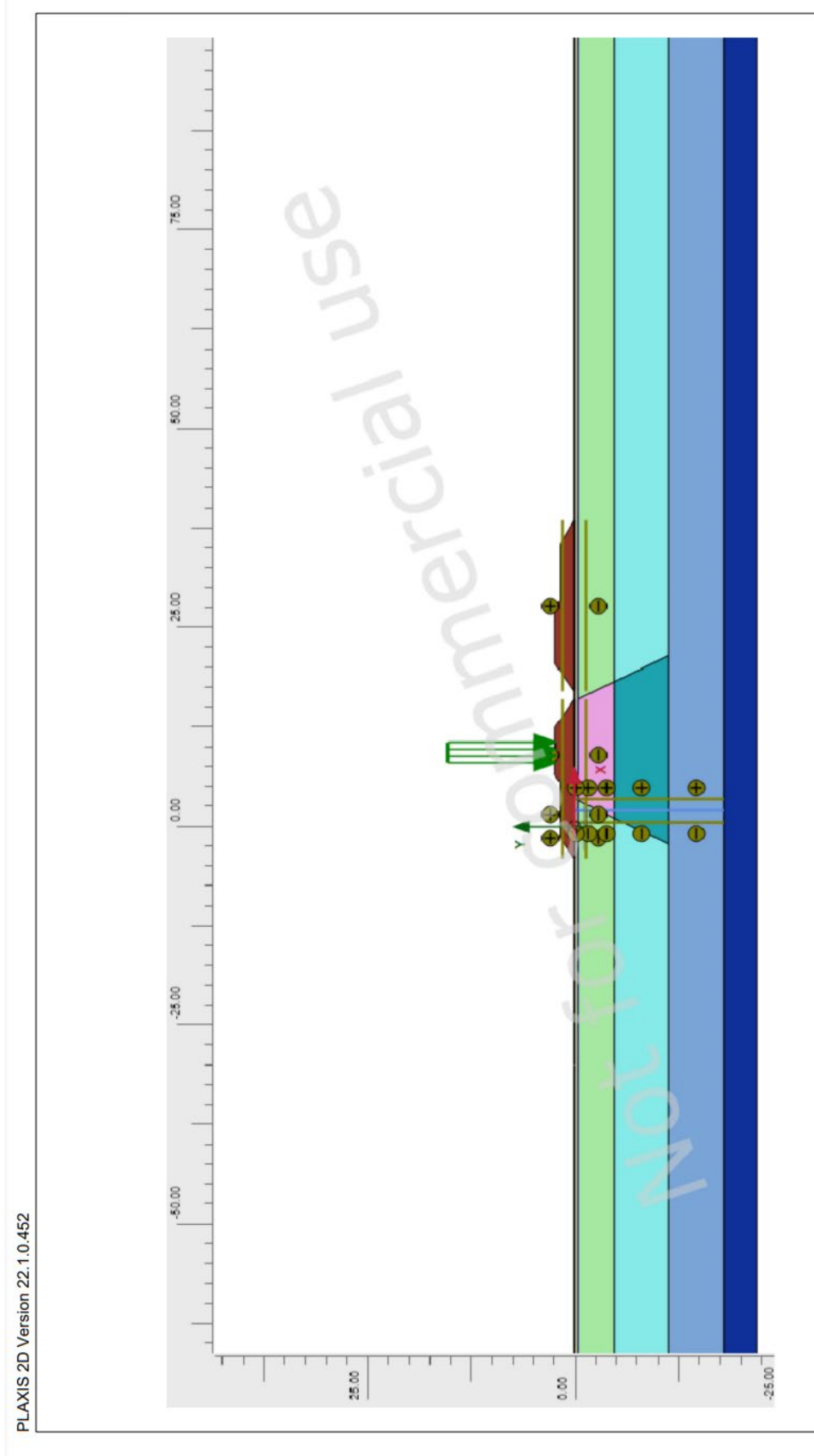
Kuva 1. Yhden raiteen lähtötilanne.



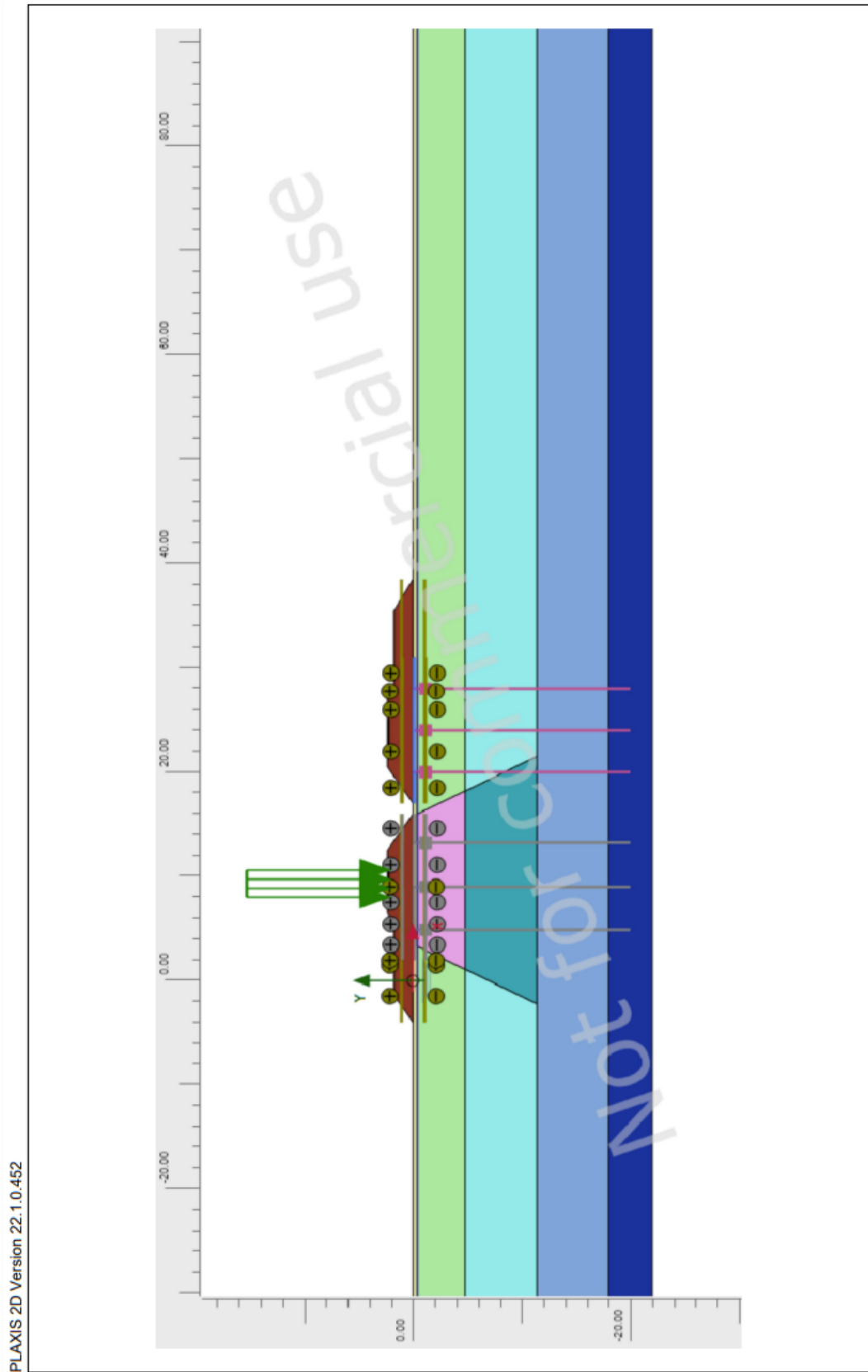
Kuva 2. Kahden raiteen vaimentamaton lähtötilanne.



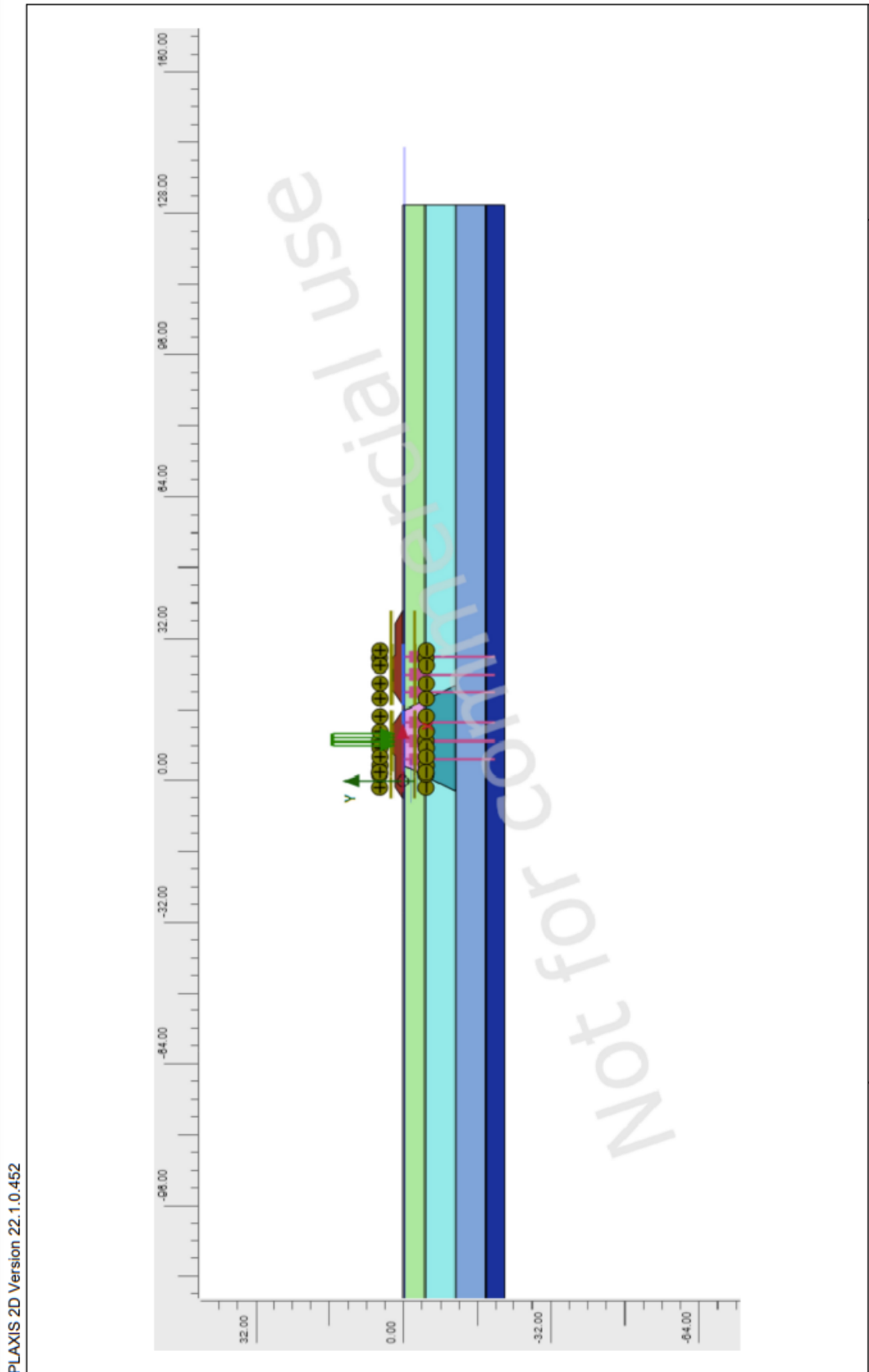
Kuva 3. 12 m teräsponsseinä.



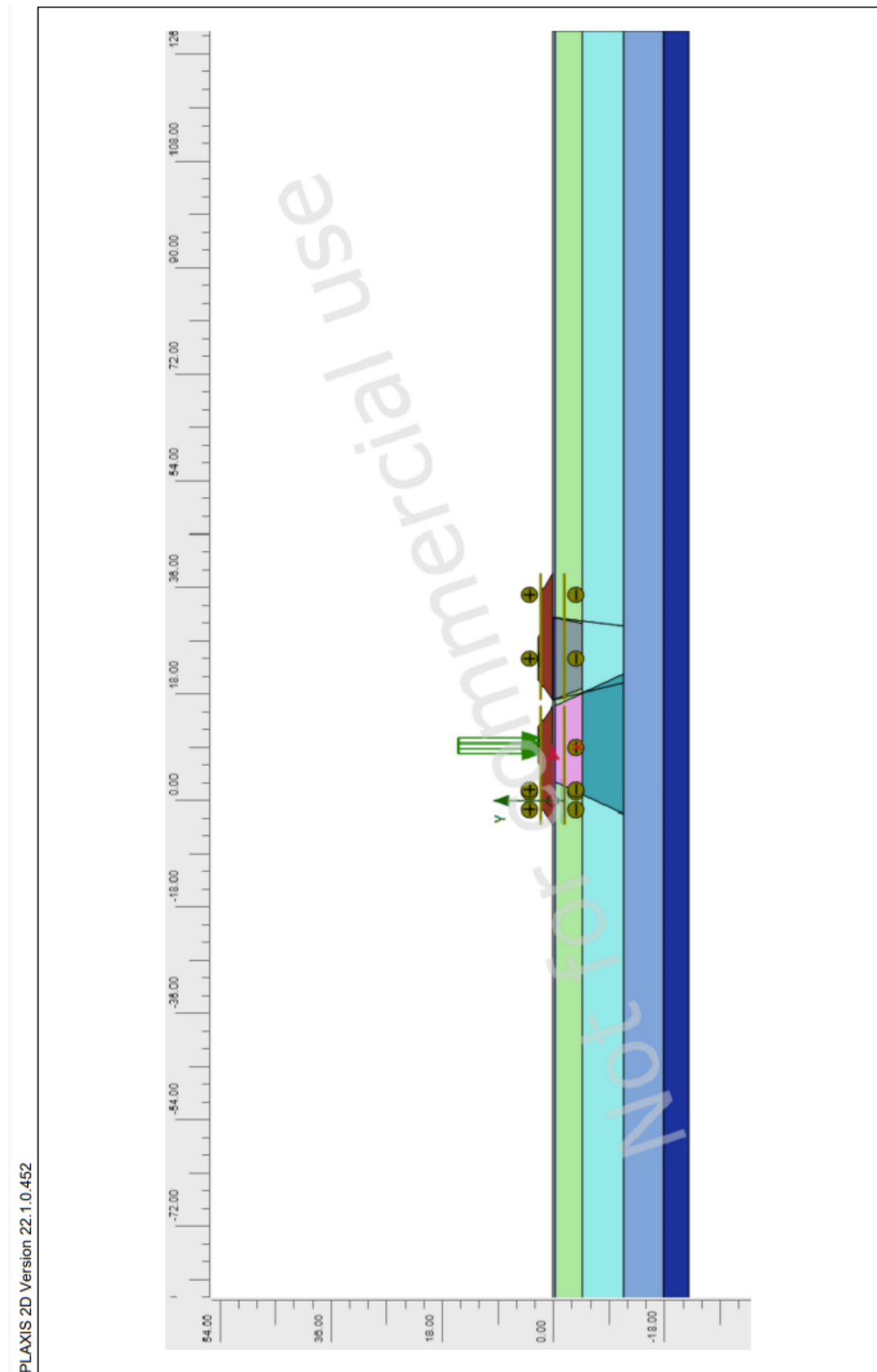
Kuva 4. 18 m teräsponsseinä.



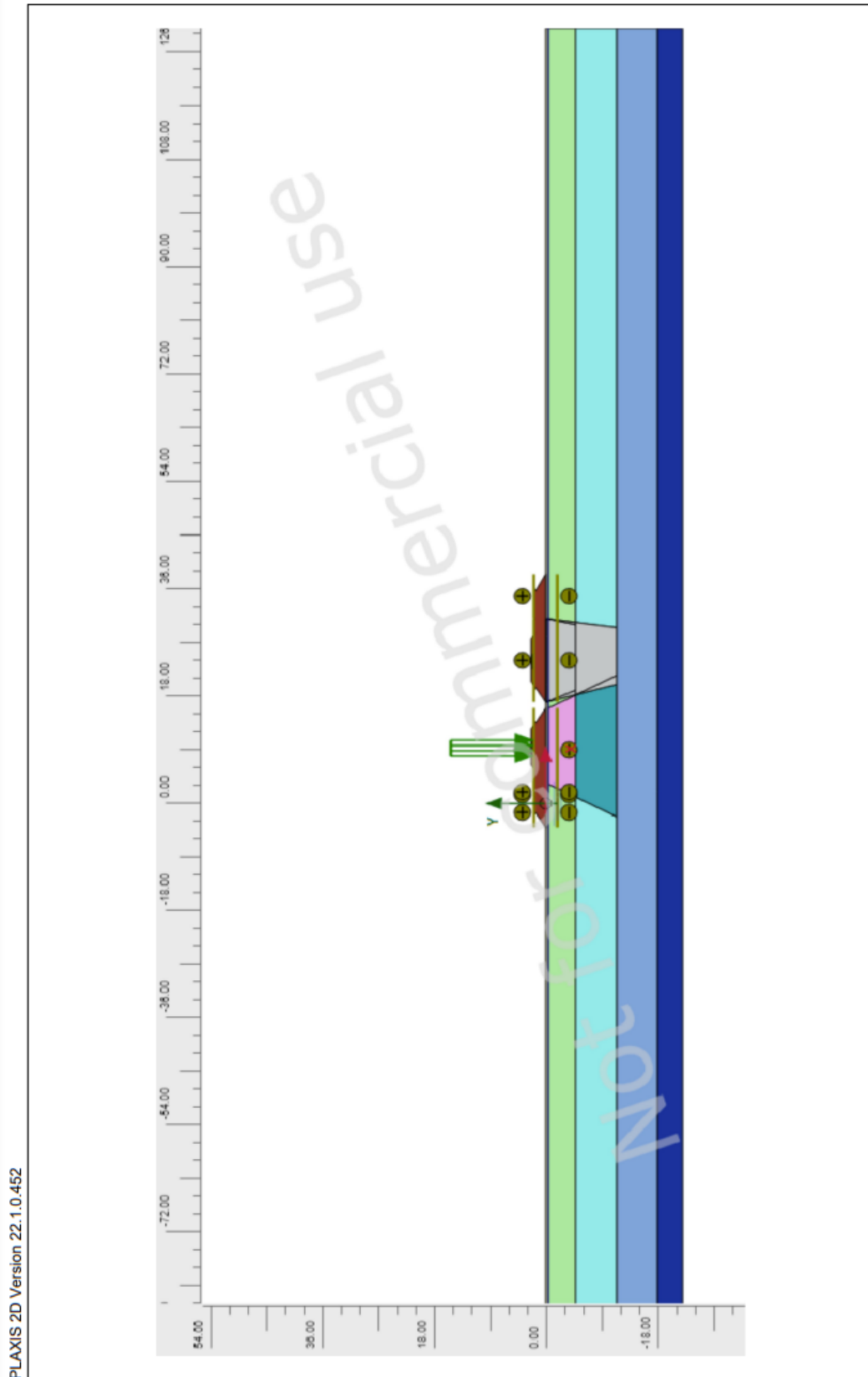
Kuva 5. Paalulaatta uuden raiteen alla.



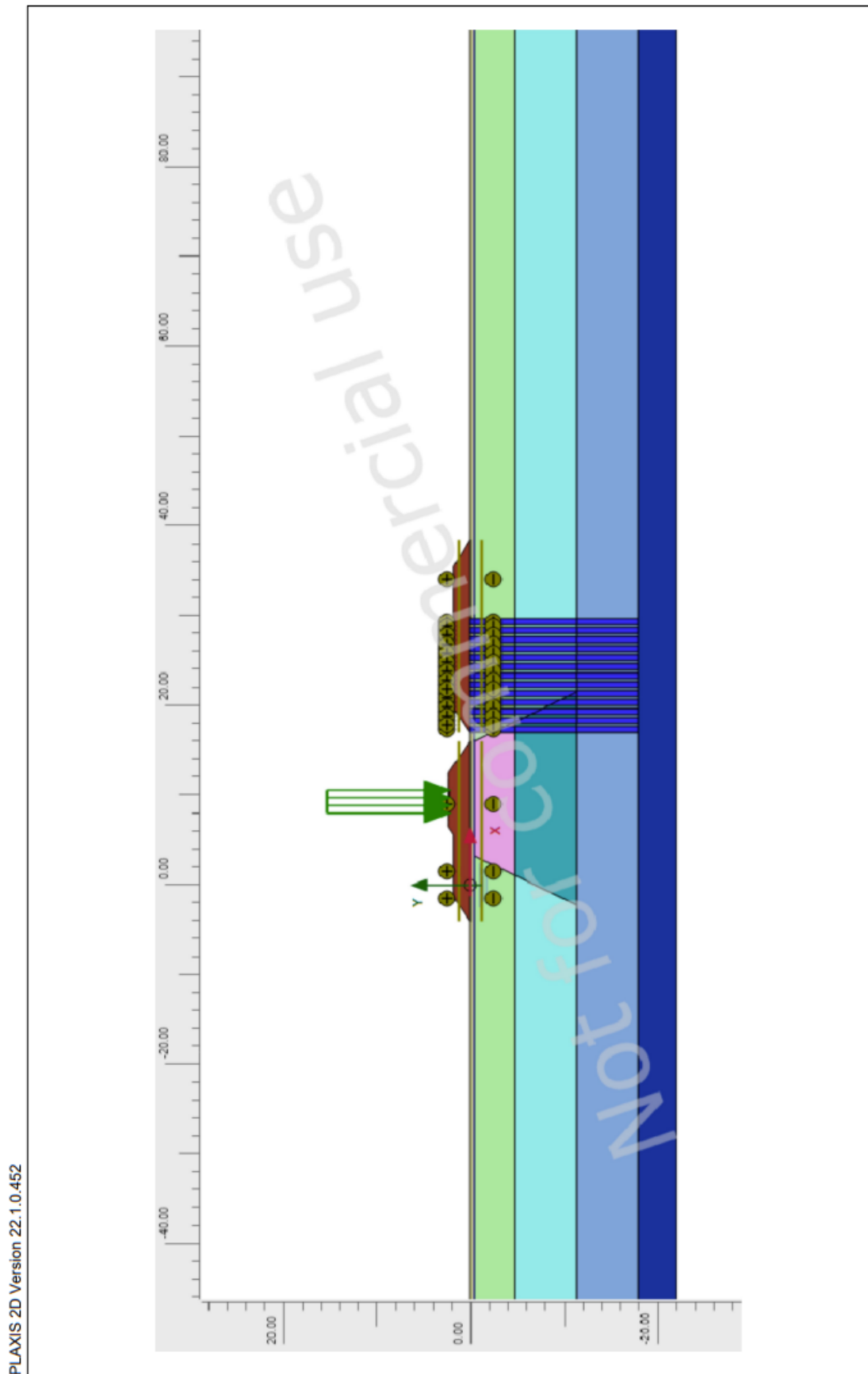
Kuva 6. Paalulaatta kummankin raiteen alla.



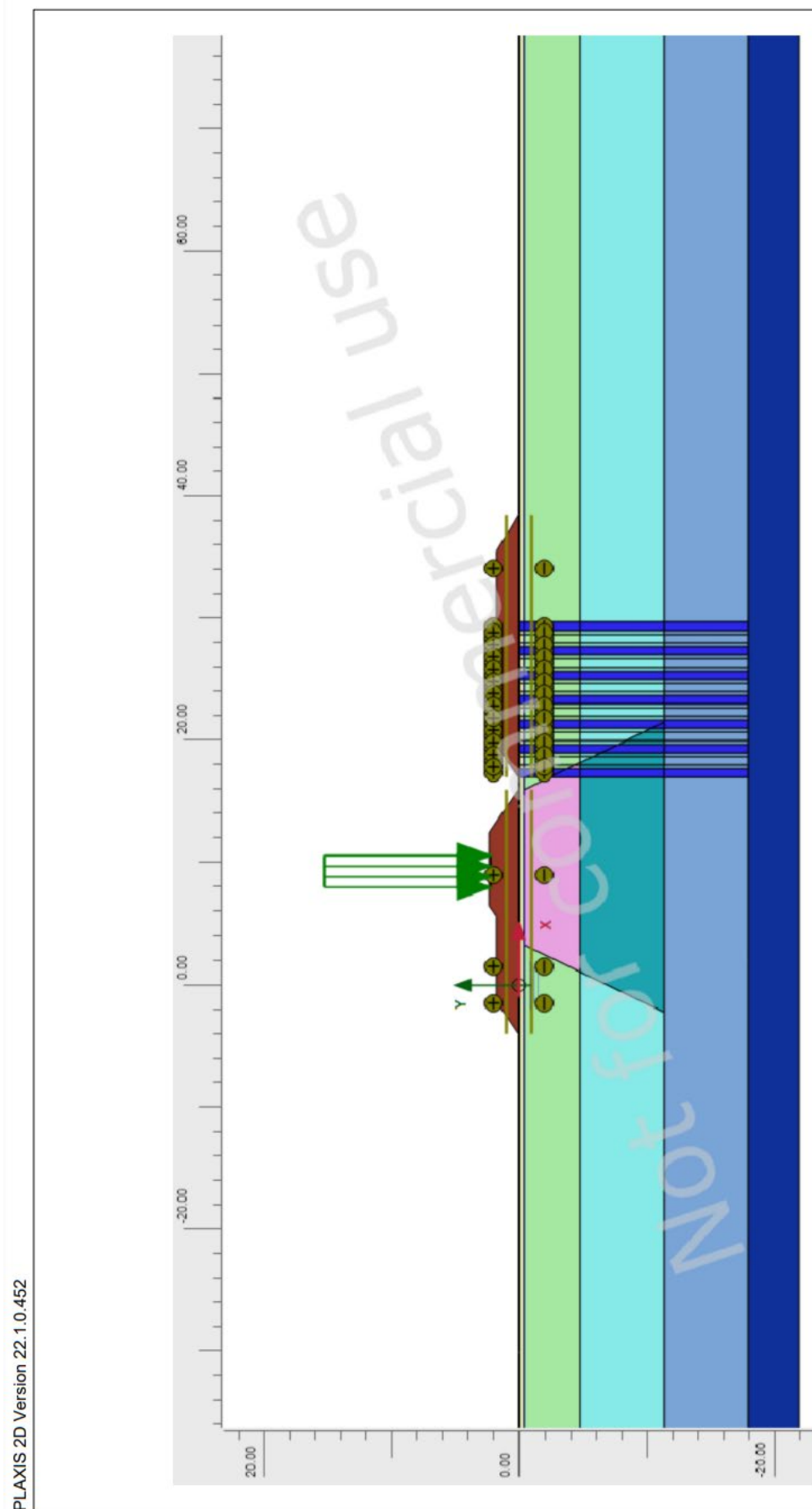
Kuva 7. Massanvaihto 5 metrin syvyyteen savikerroksen pohjaan.



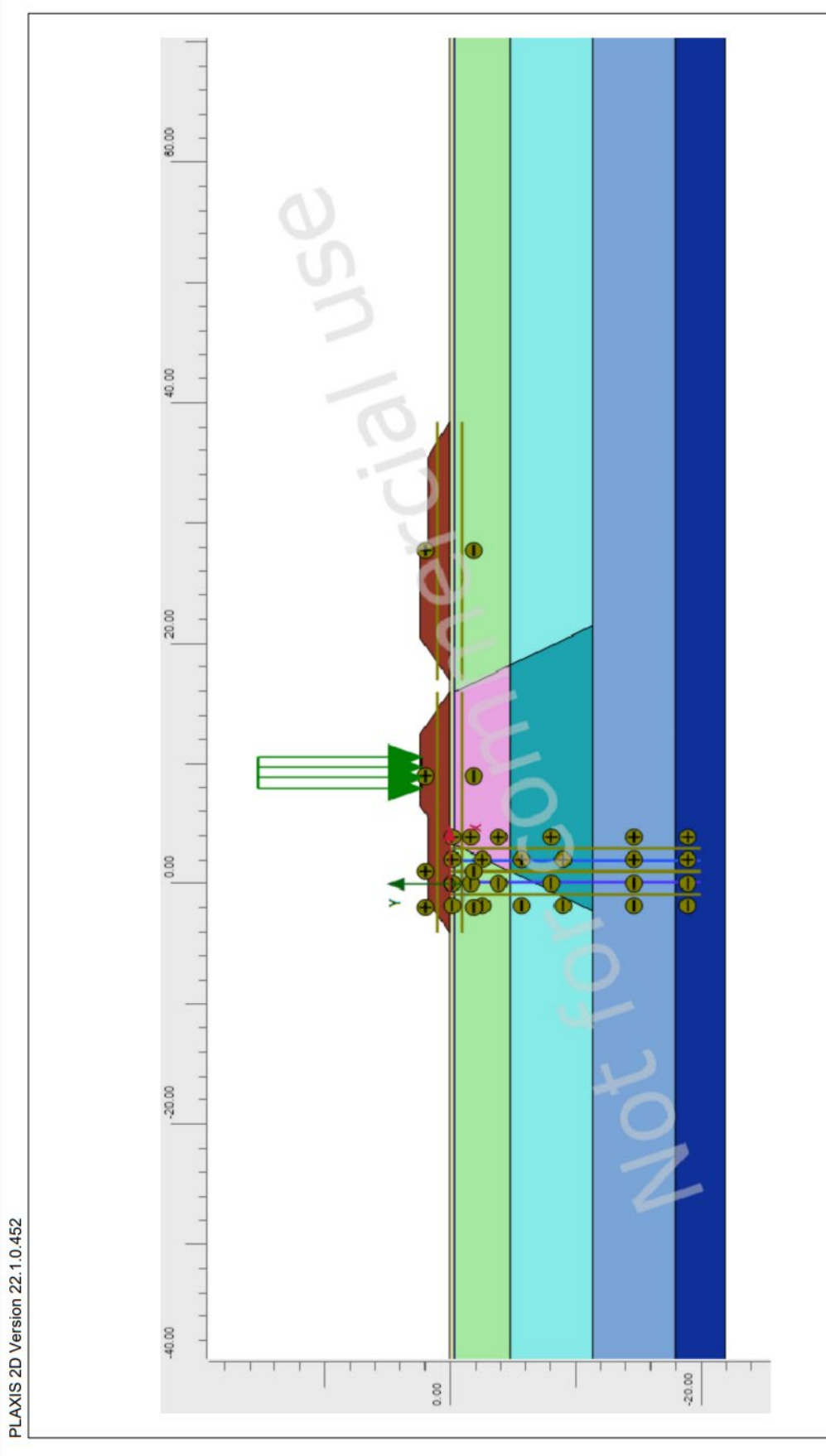
Kuva 8. Massanvaihto 11 metrin syvyyteen silttikerroksen pohjaan.



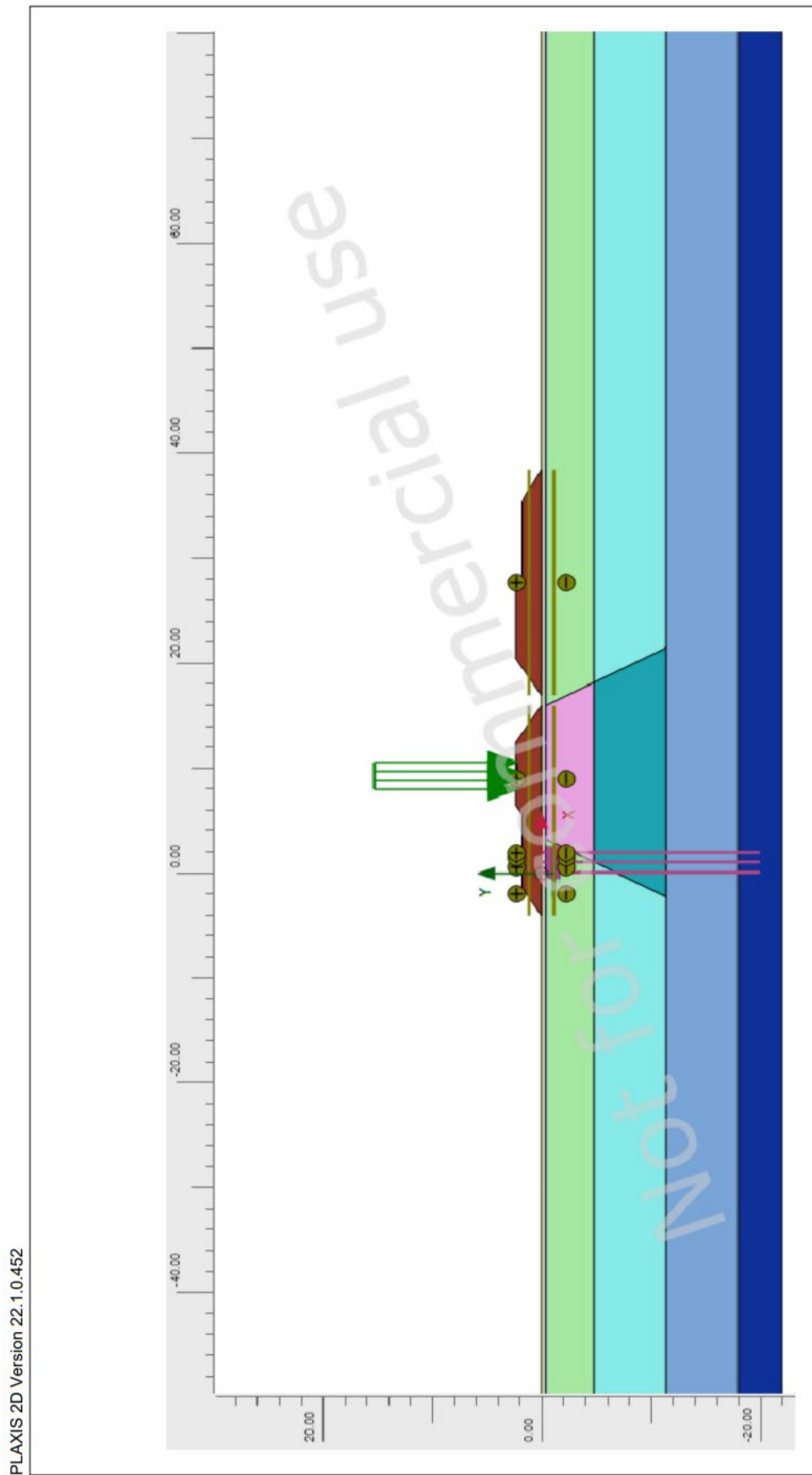
Kuva 9. Pilaristabilointi uuden raiteen alla, 13 pilaria.



Kuva 10. Pilaristabilointi uuden raiteen alla, 7 pilaria.

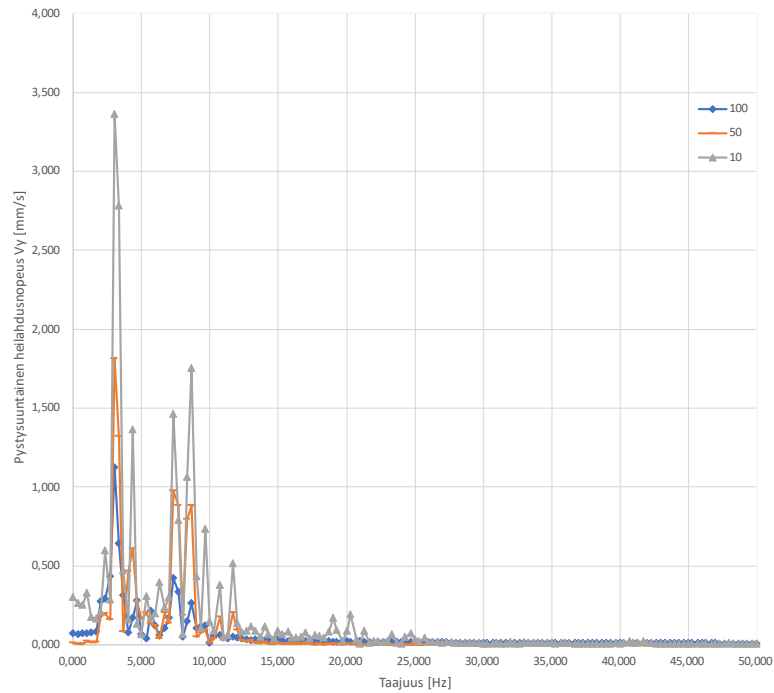


Kuva 11. Plate-elementeillä mallinnettu stabilointiseinä, yhden plate-elementin seinässä aktivoituna ainoastaan toinen elementeistä.

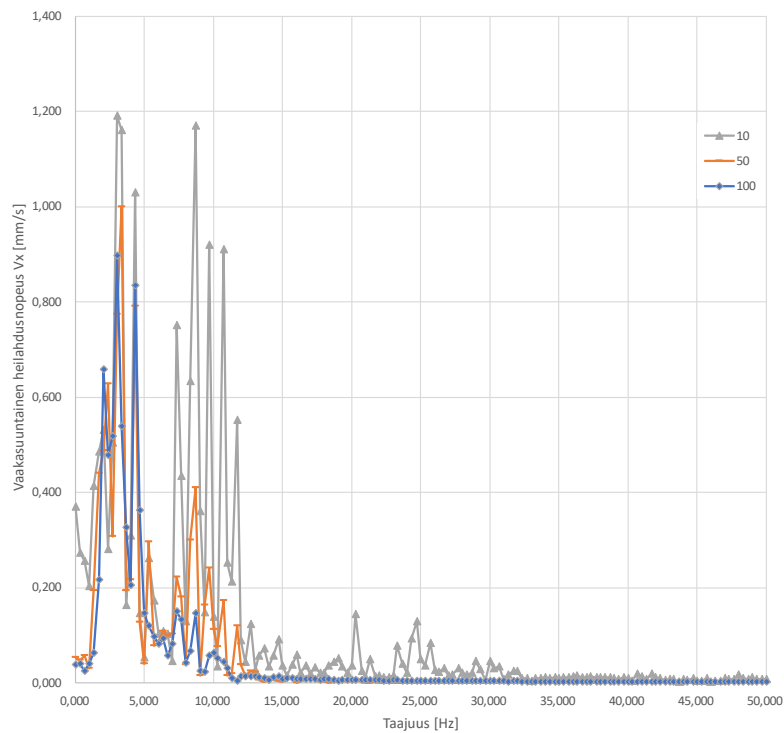


Kuva 12. Embedded beam row-stabilointiseinä.

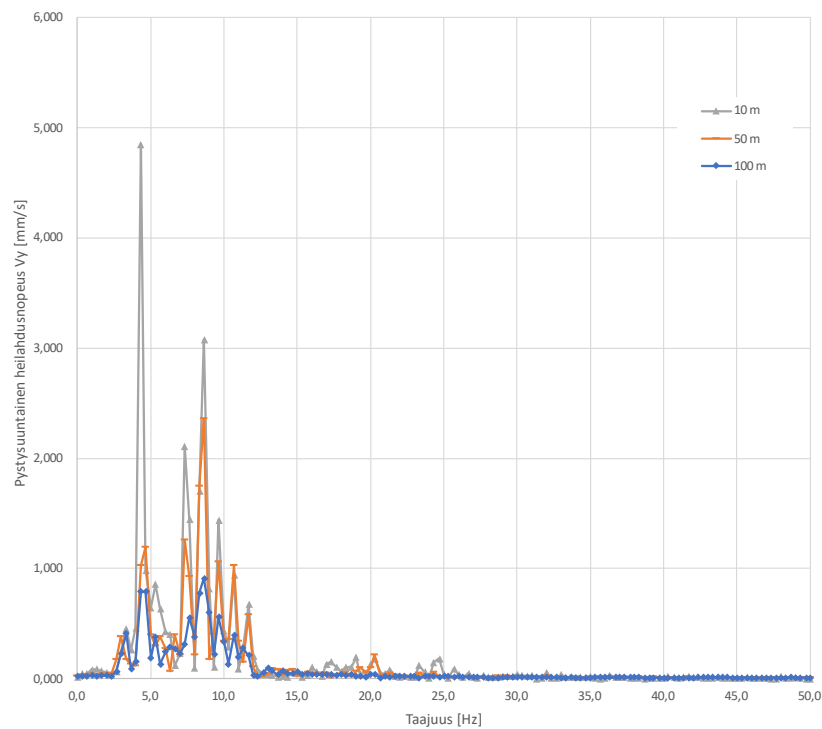
Laskentojen FFT-kuvaajat



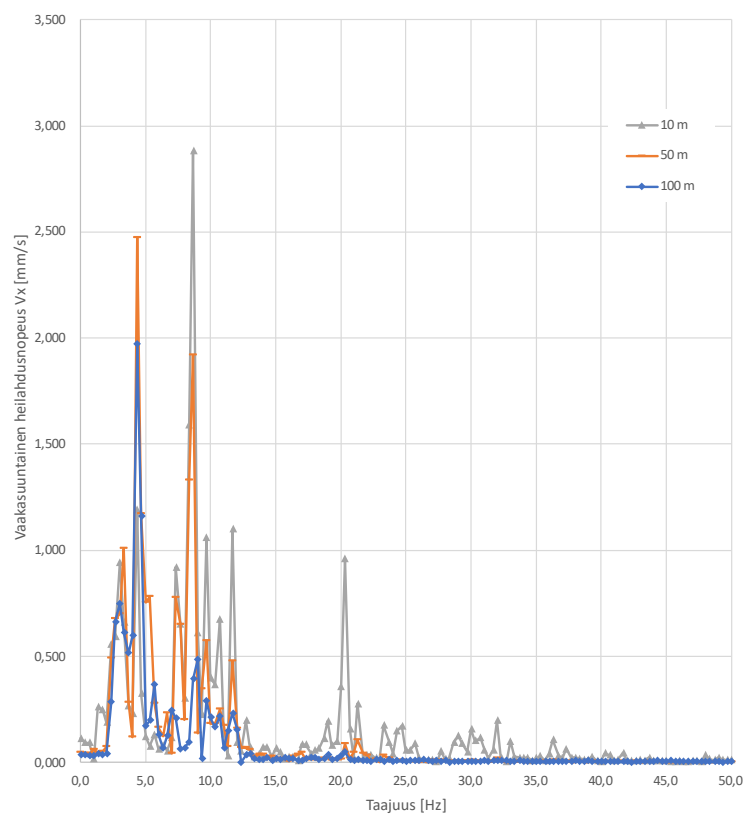
Kuva 1. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa lähtötilanteessa.



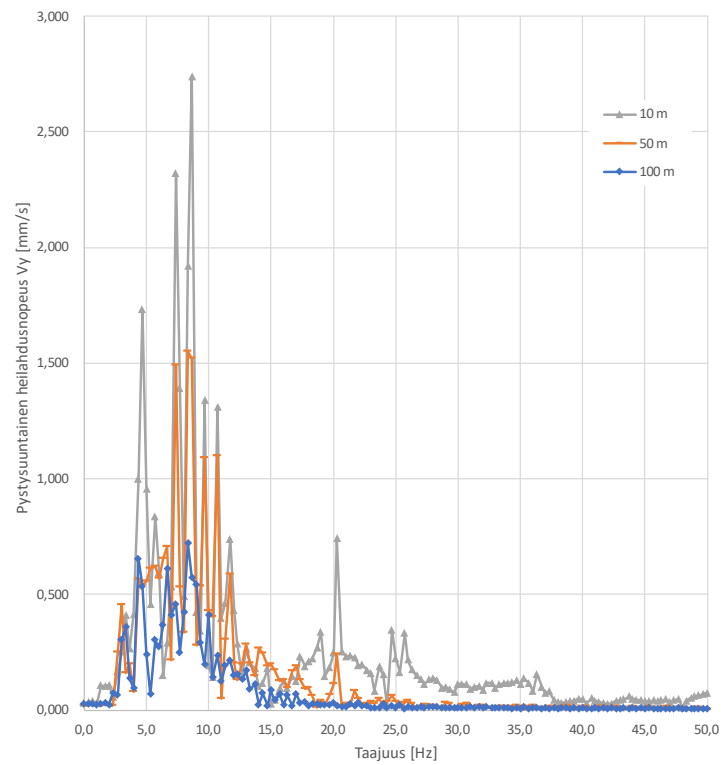
Kuva 2. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa lähtötilanteessa.



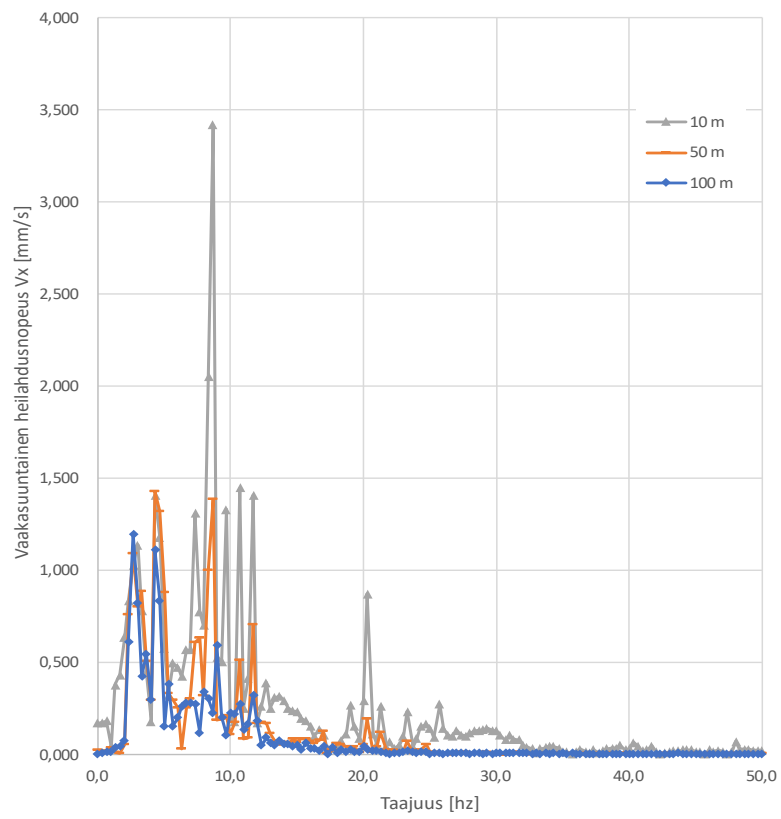
Kuva 3. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, kaksoisraide vastapenkereellä.



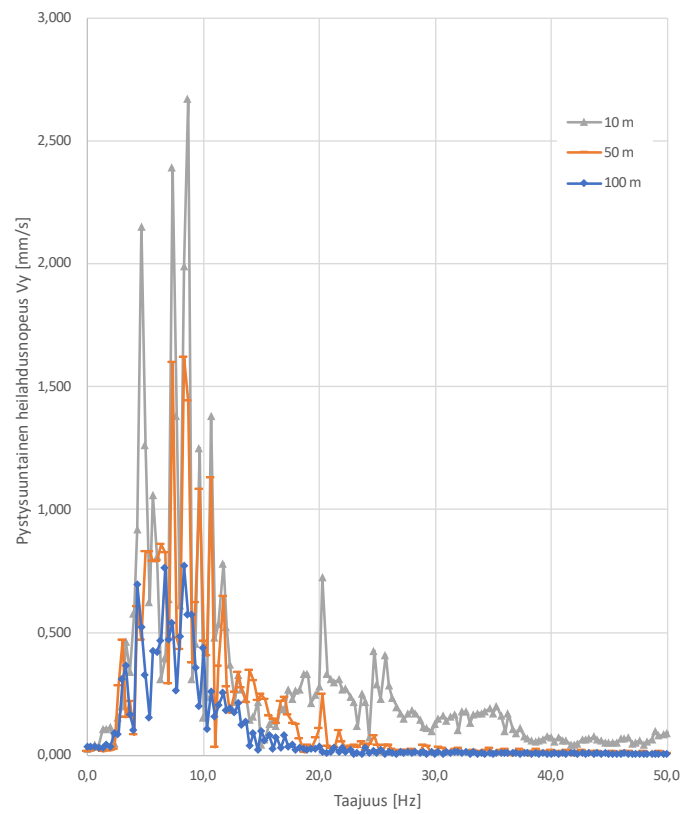
Kuva 4. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, kaksoisraide vastapenkereillä.



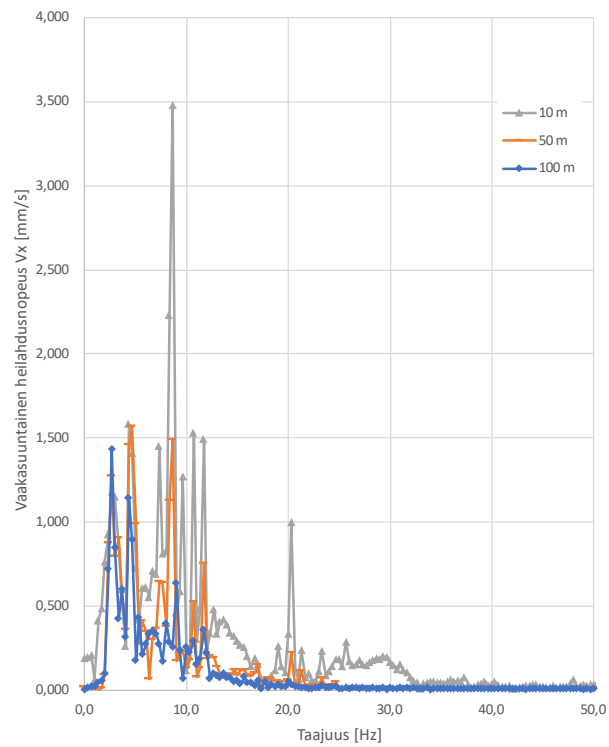
Kuva 5. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, PU12 teräspontti 12 m syvyydessä.



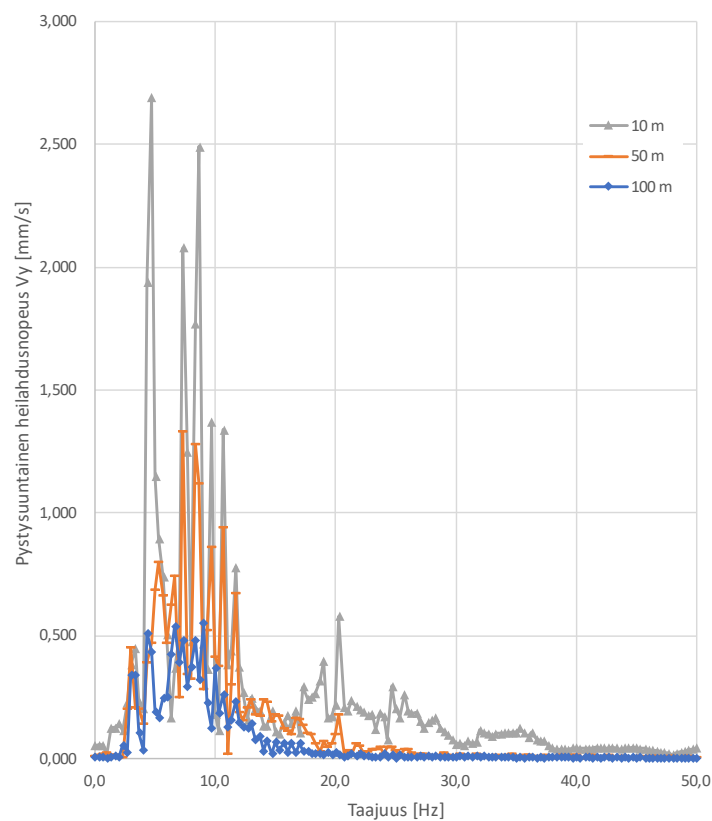
Kuva 6. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, PU12 teräspontti 12 m syvyydessä.



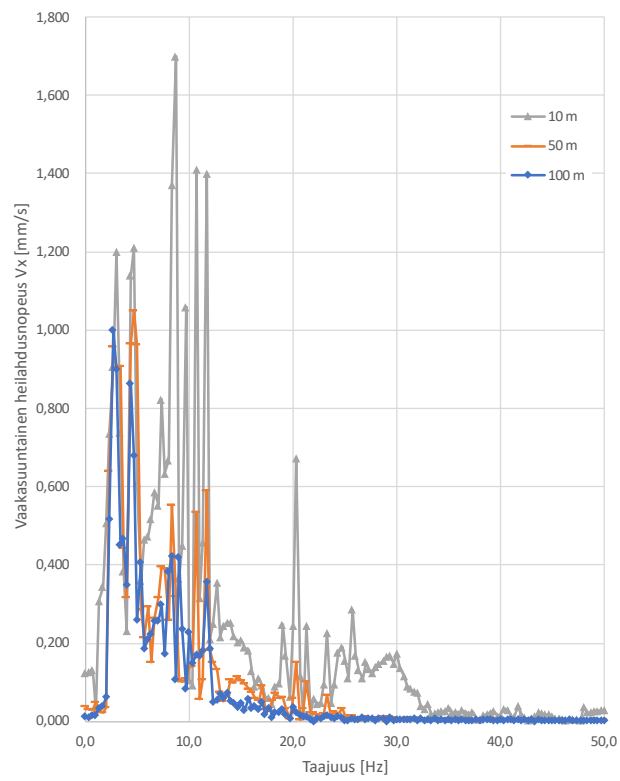
Kuva 7. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, Larssen23 teräspontti 12 m syvyydessä.



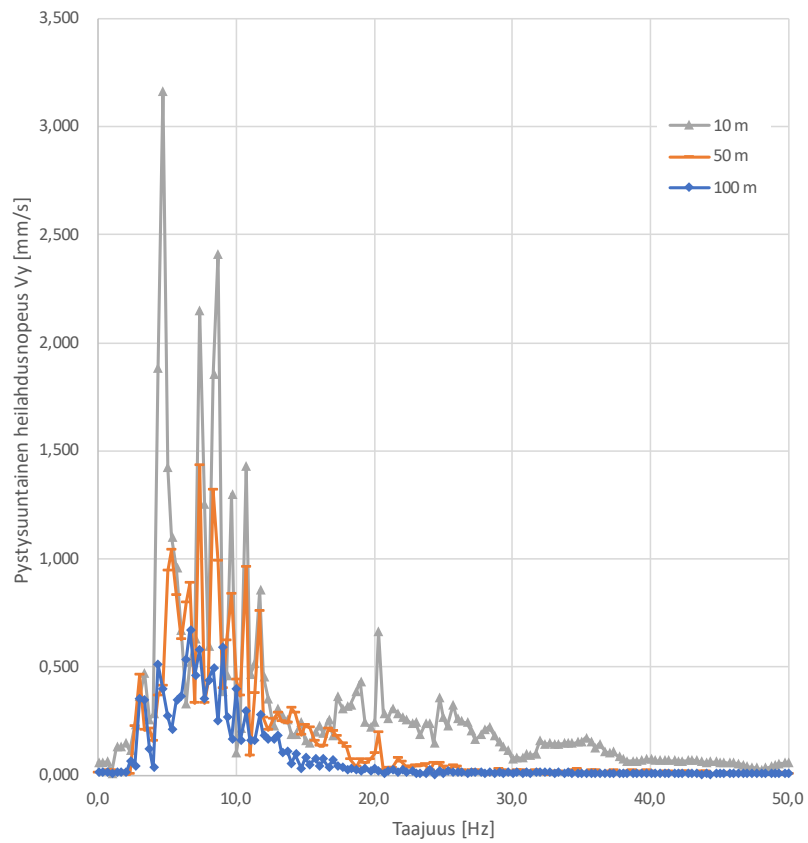
Kuva 8. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, Larssen23 teräspontti 12 m syvyydessä.



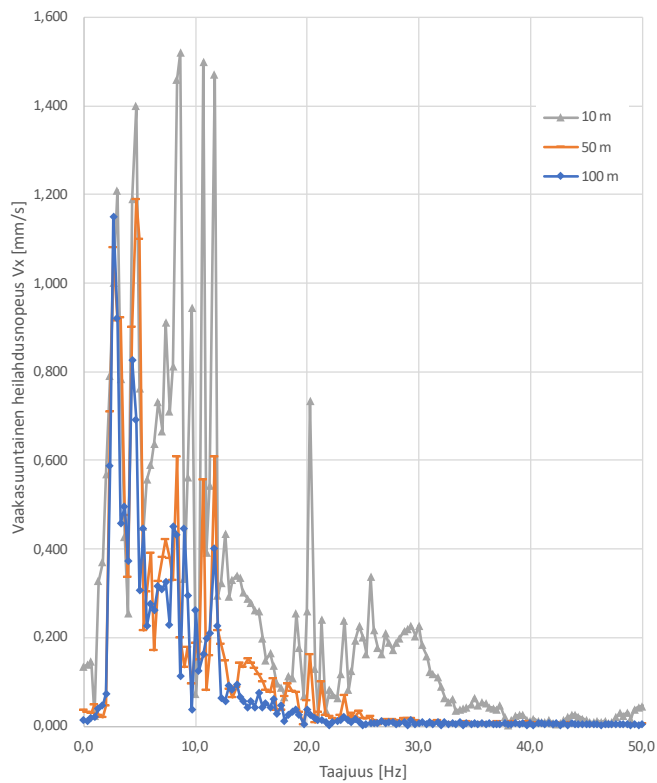
Kuva 9. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, PU12 teräspontti 18 m syvyydessä.



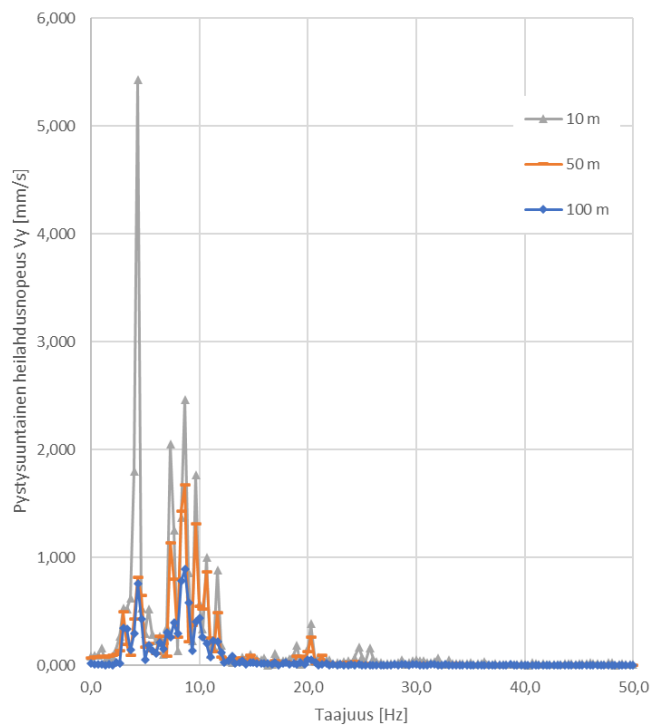
Kuva 10. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, PU12 teräsponkki 18 m syvyydessä.



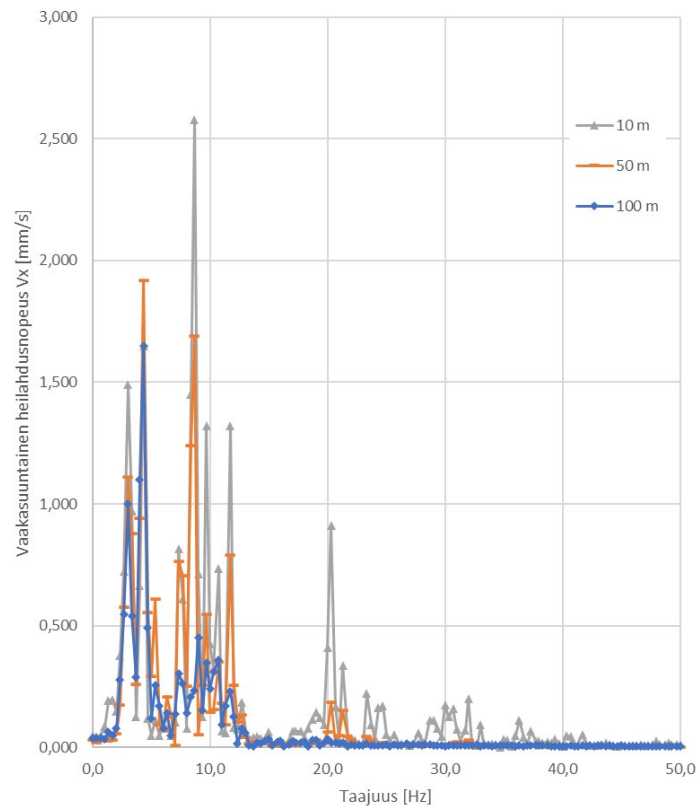
Kuva 11. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, Larssen 23 teräspontti 18 metrin syvyydessä.



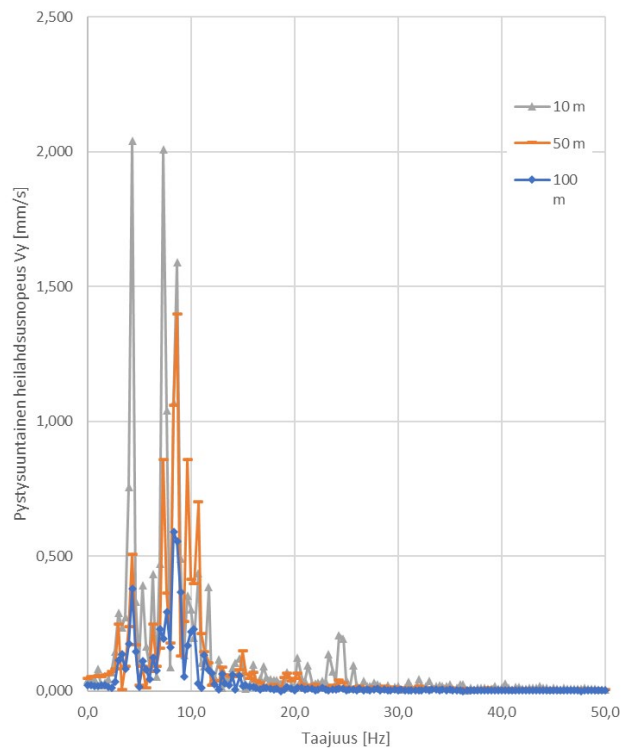
Kuva 12. Vaikasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, Larssen 23 teräspontti 18 metrin syvyydessä.



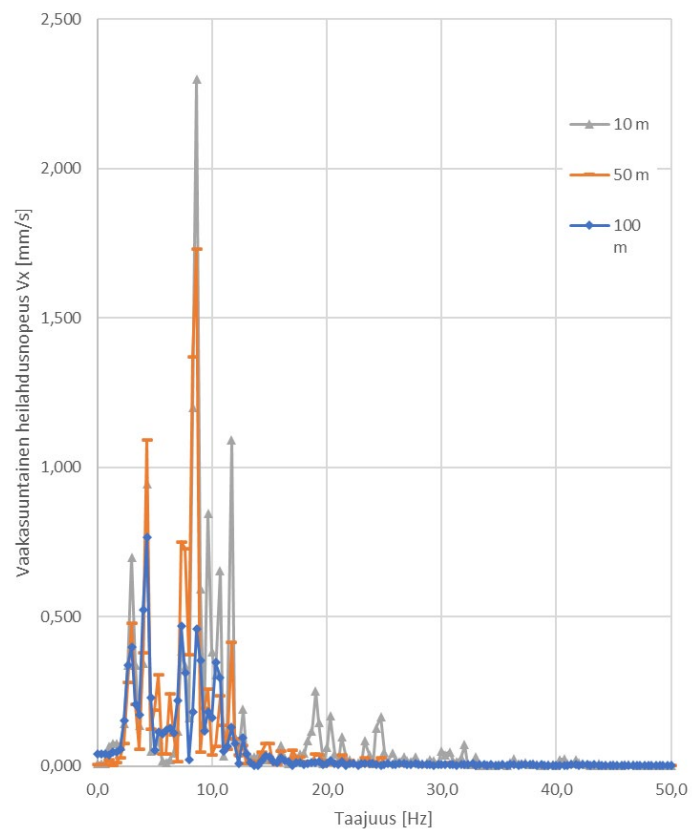
Kuva 13. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa paalulaatan sijaitessa uuden raiteen alla ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella.



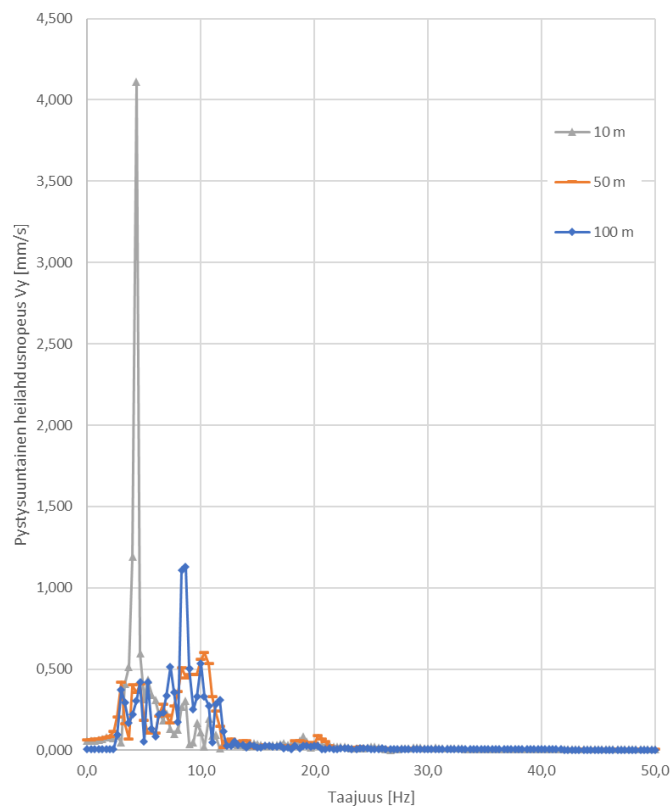
Kuva 14. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa paalulaatan sijaitessa uuden raiteen alla ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella.



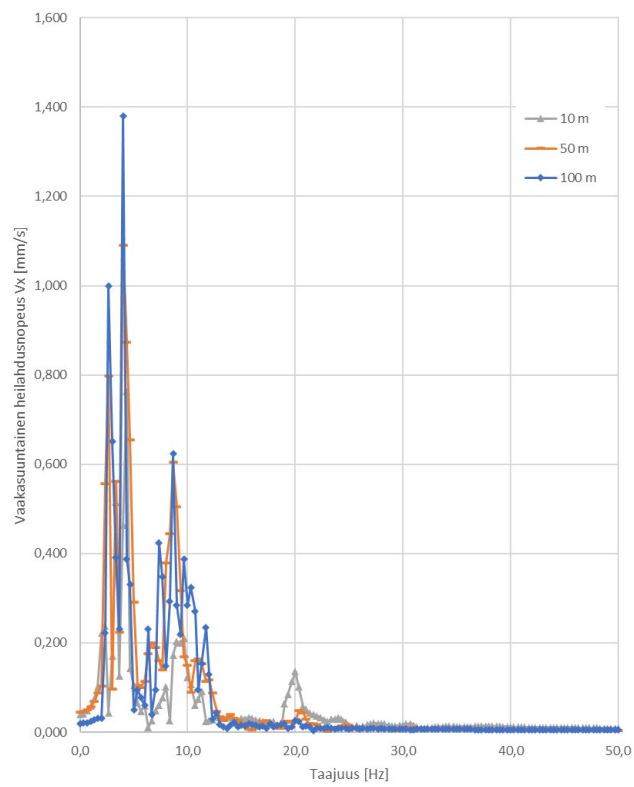
Kuva 15. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa paalulaatan sijaitessa kummankin raiteen alla ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella.



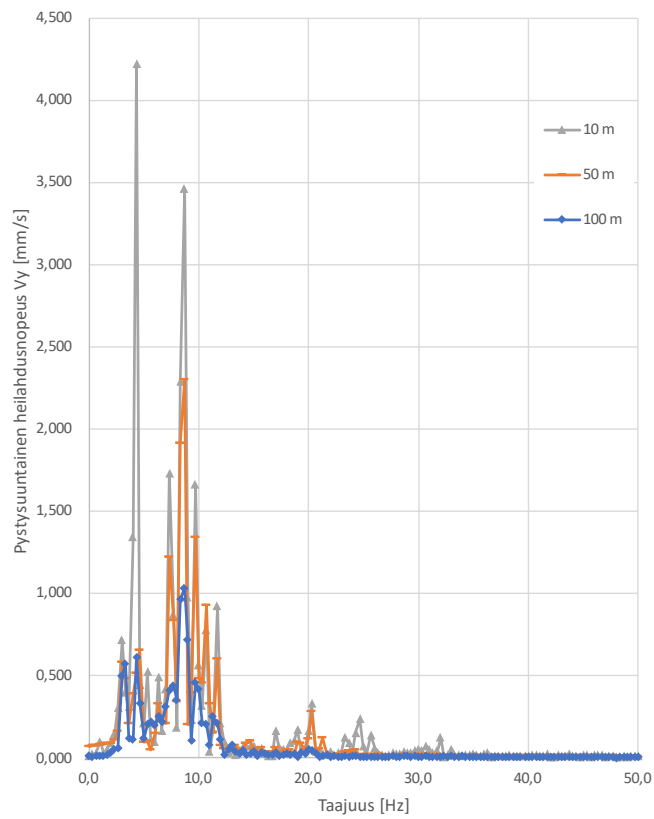
Kuva 16. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa paalulaatan sijaitessa kummankin raiteen alla ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella.



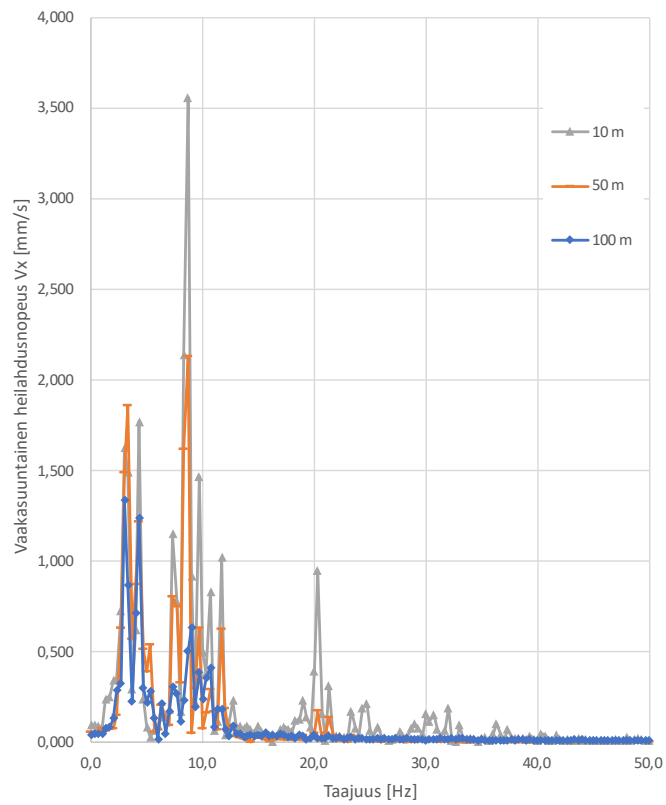
Kuva 17. Pystysuuntainen heilahdusnopeus paalulaatan sijaitessa uuden raiteen alla kuorman sijaitessa uudella raiteella.



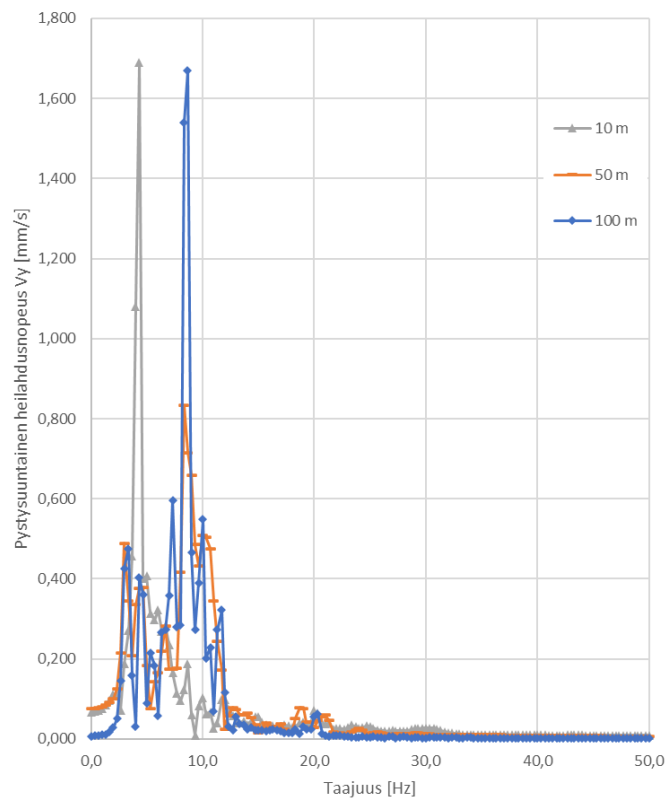
Kuva 18. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa paalulaatan sijaitessa kahden raiteen alla kuorman ollessa uudella raiteella.



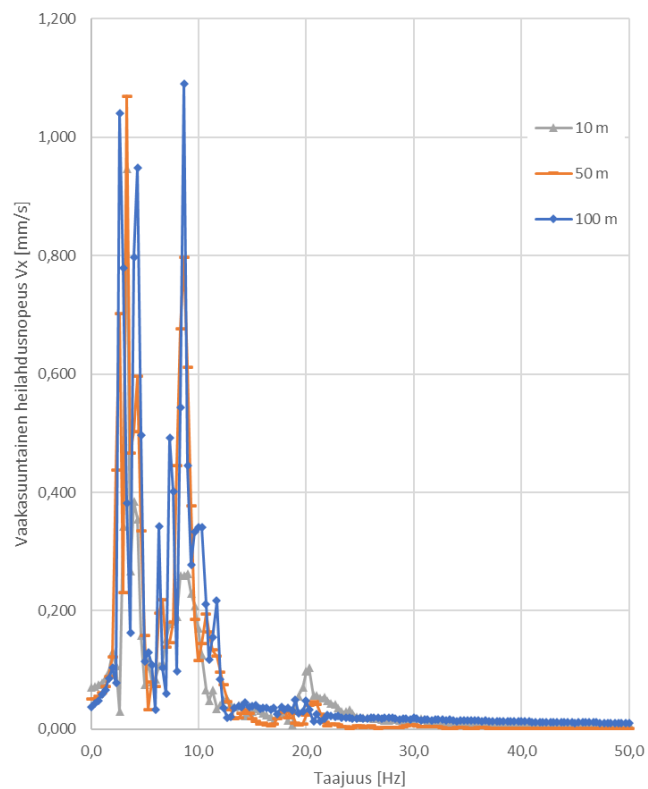
Kuva 19. Pystysuuntainen heilahdusnopeus massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella.



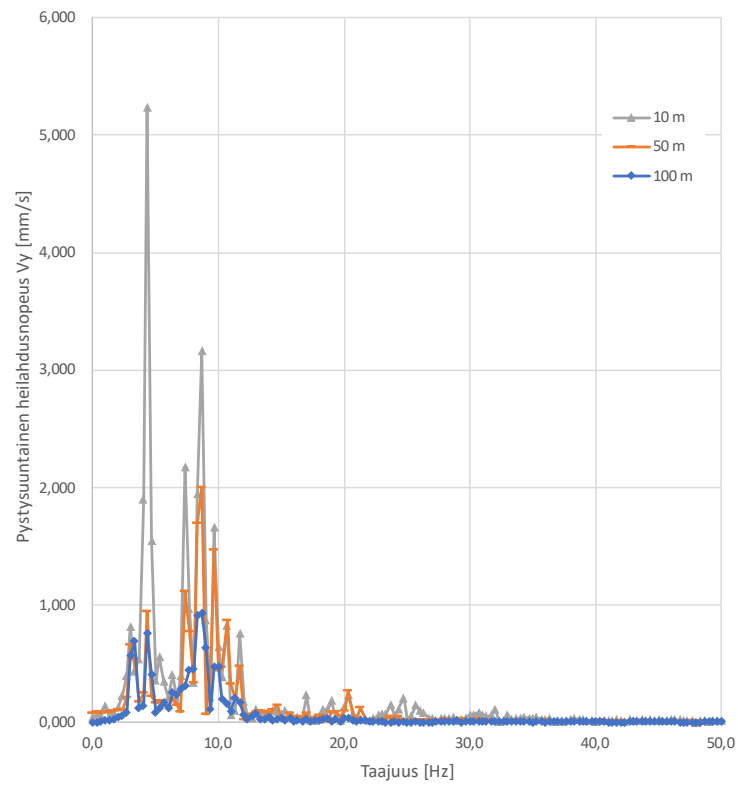
Kuva 20. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella.



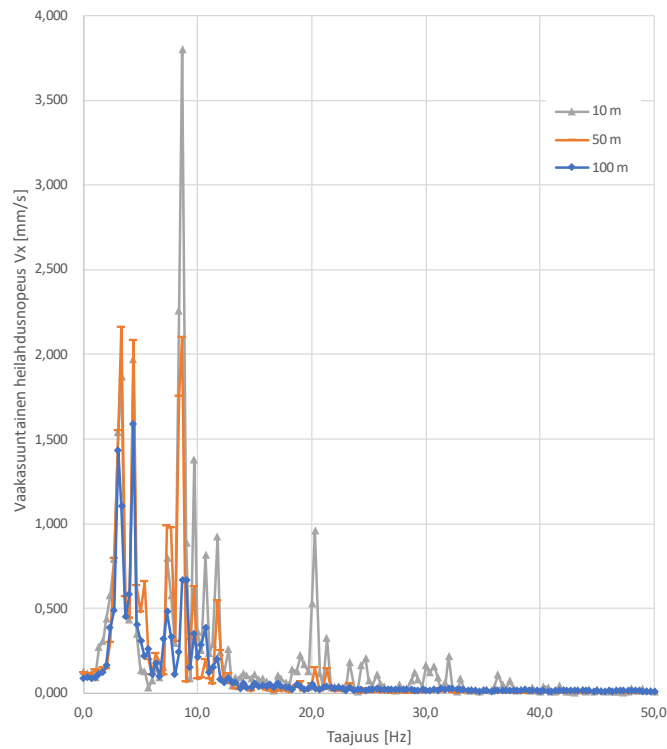
Kuva 21. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m kuorman sijaitessa uudella raiteella.



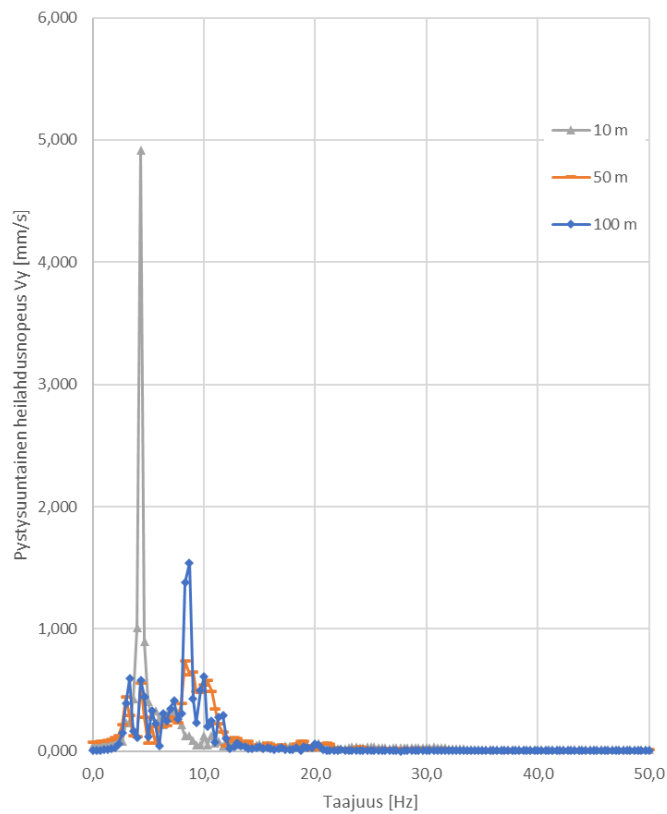
Kuva 22. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa massanvaihtosyvyyden ollessa 5 m kuorman sijaitessa uudella raiteella.



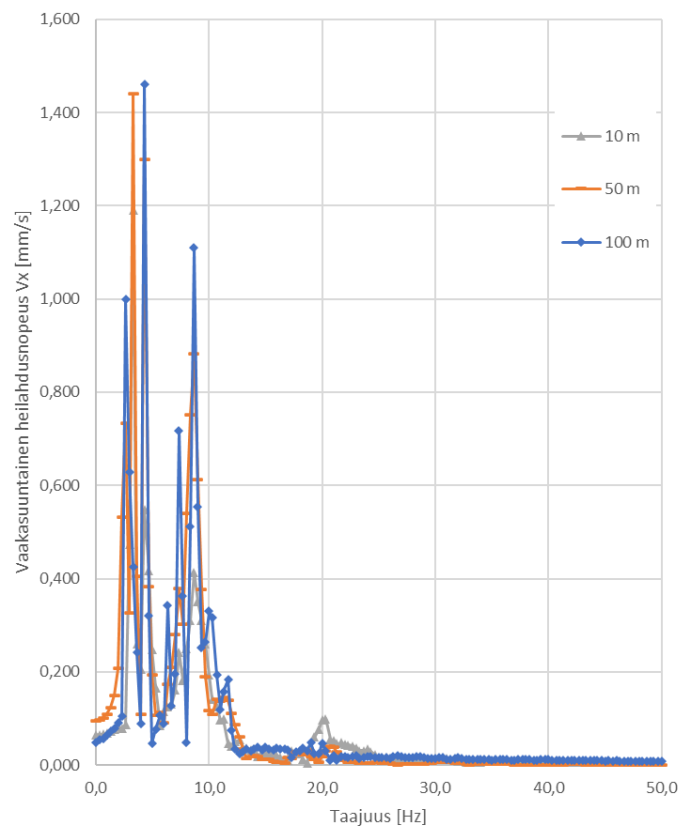
Kuva 23. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella.



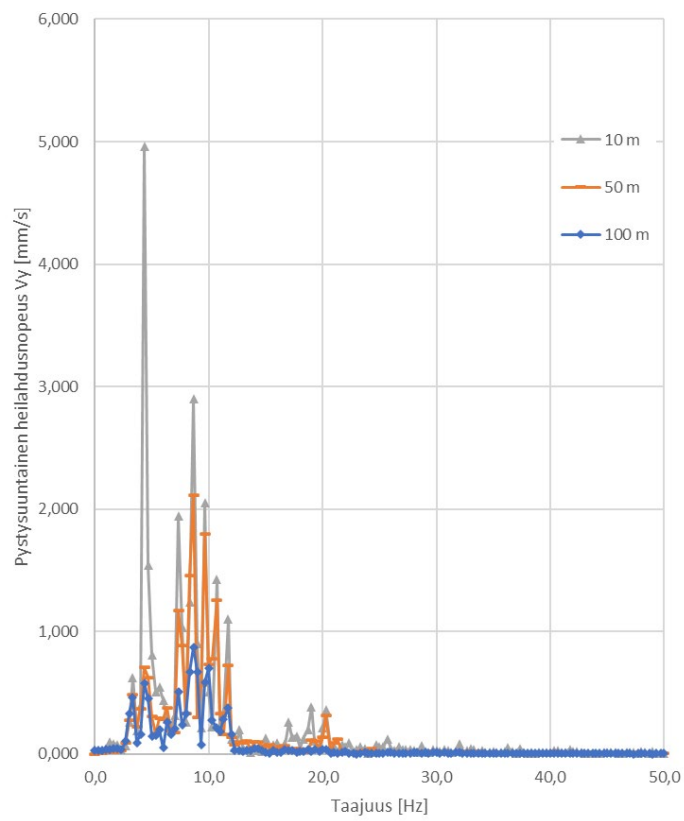
Kuva 24. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m ja kuorman sijaitessa vanhalla raiteella.



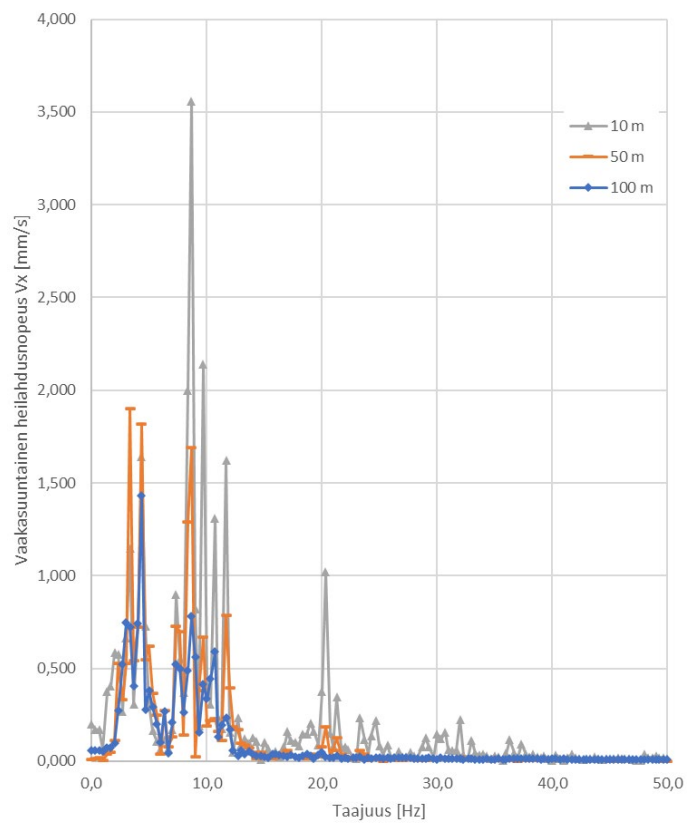
Kuva 25. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m kuorman sijaitessa uudella raiteella.



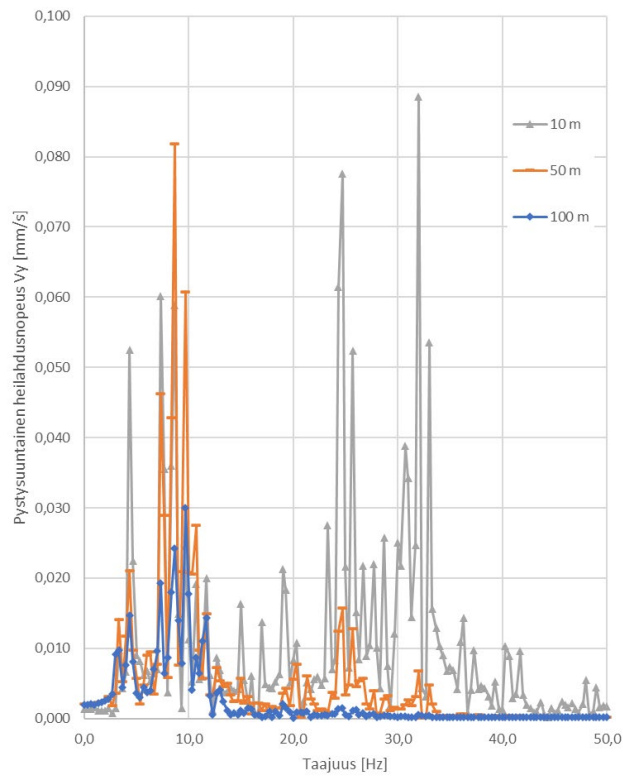
Kuva 26. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa massanvaihtosyvyyden ollessa 11 m kuorman sijaitessa uudella raiteella.



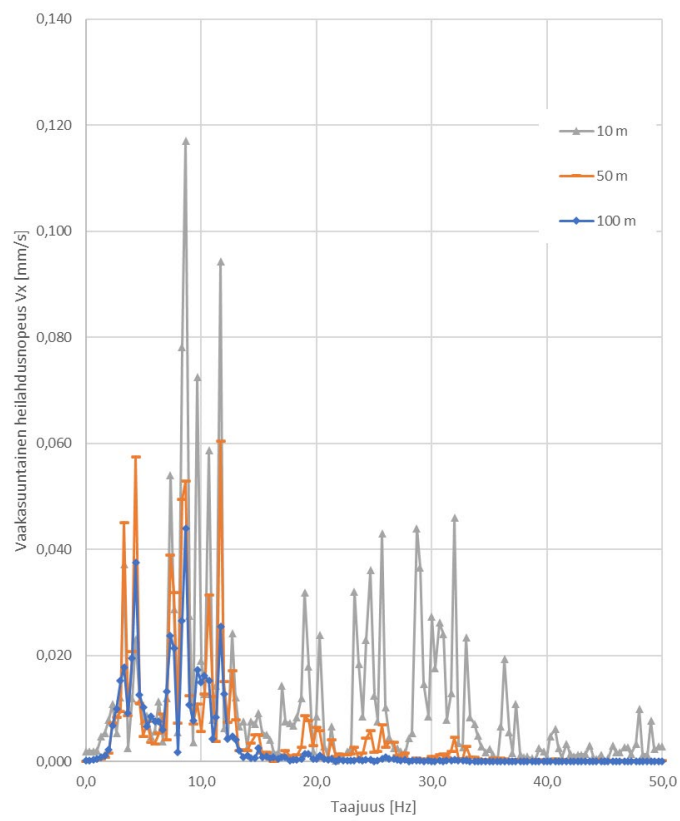
Kuva 27. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa uuden raiteen pohjamaan ollessa pilaristabiloitu 13 pilarilla, kuorma vanhalla raiteella.



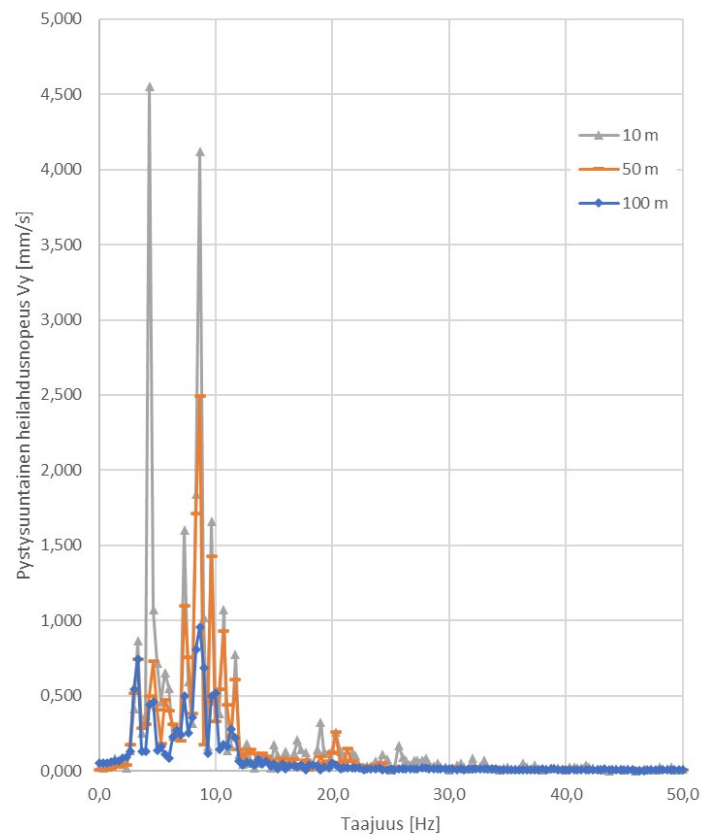
Kuva 28. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa uuden raiteen pohjamaan ollessa pilaristabiloitu 13 pilarilla, kuorma vanhalla raiteella.



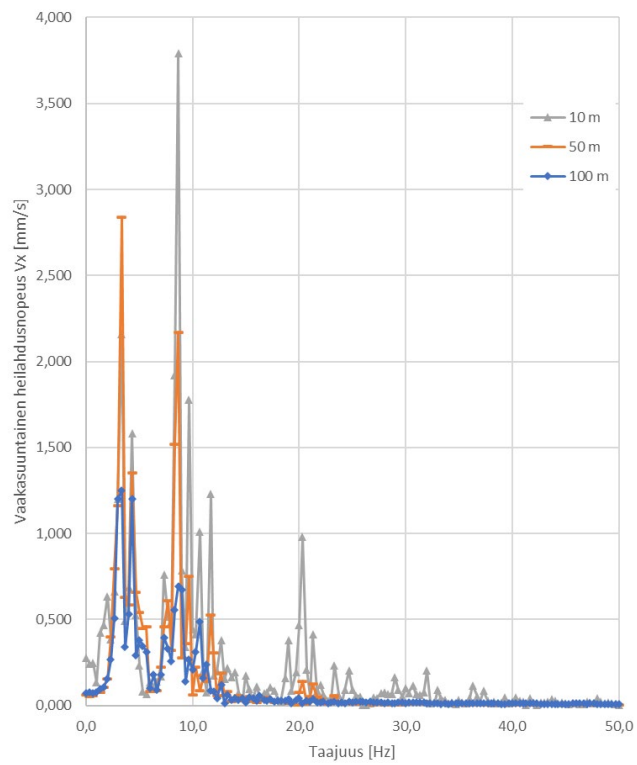
Kuva 29. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa uuden raiteen pohjamaan ollessa pilaristabiloitu 13 pilarilla, kuorma uudella raiteella.



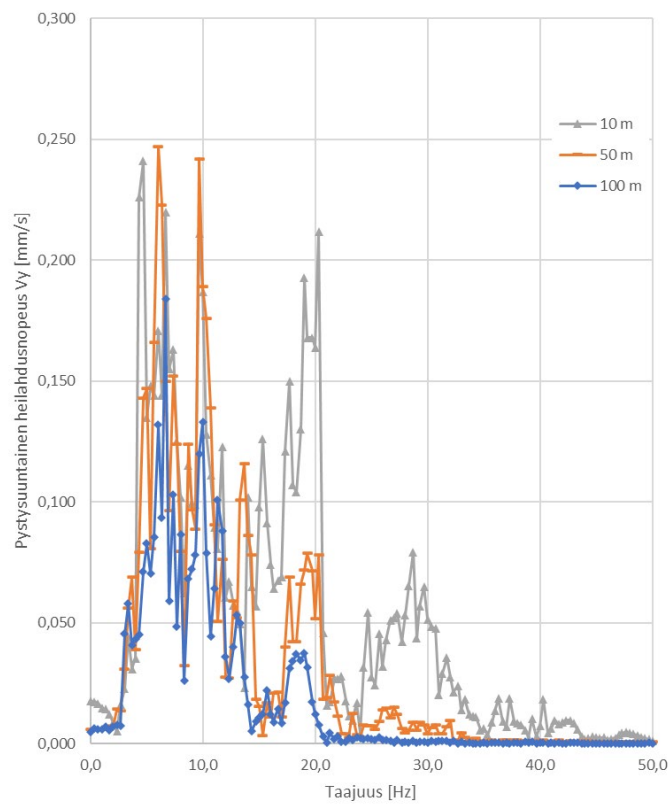
Kuva 30. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa uuden raiteen pohjamaan ollessa pilaristabiloitu 13 pilarilla, kuorma uudella raiteella.



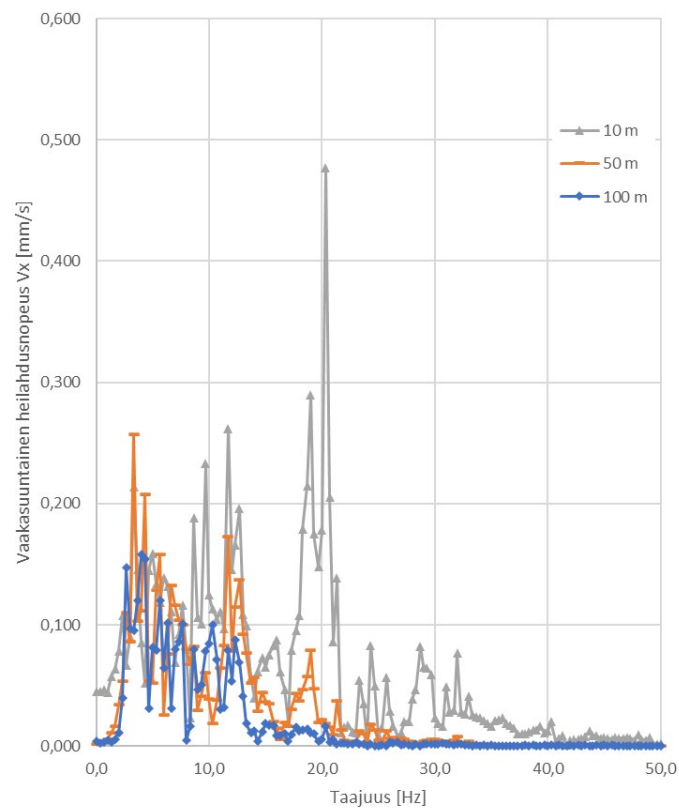
Kuva 31. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa uuden raiteen ollessa pilaristabiloitu 7 pilarilla, kuorma vanhalla raiteella.



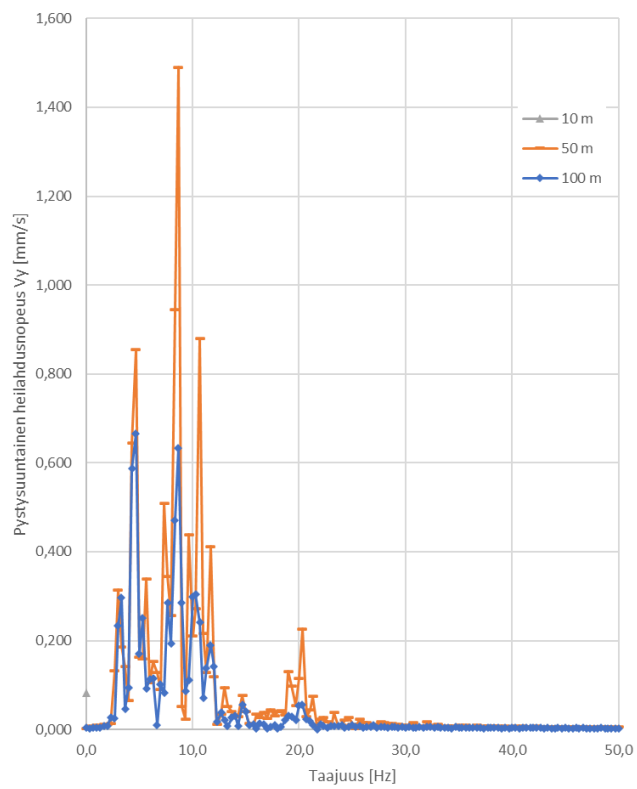
Kuva 32. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa uuden raiteen ollessa pilaristabiloitu 7 pilarilla, kuorma vanhalla raiteella.



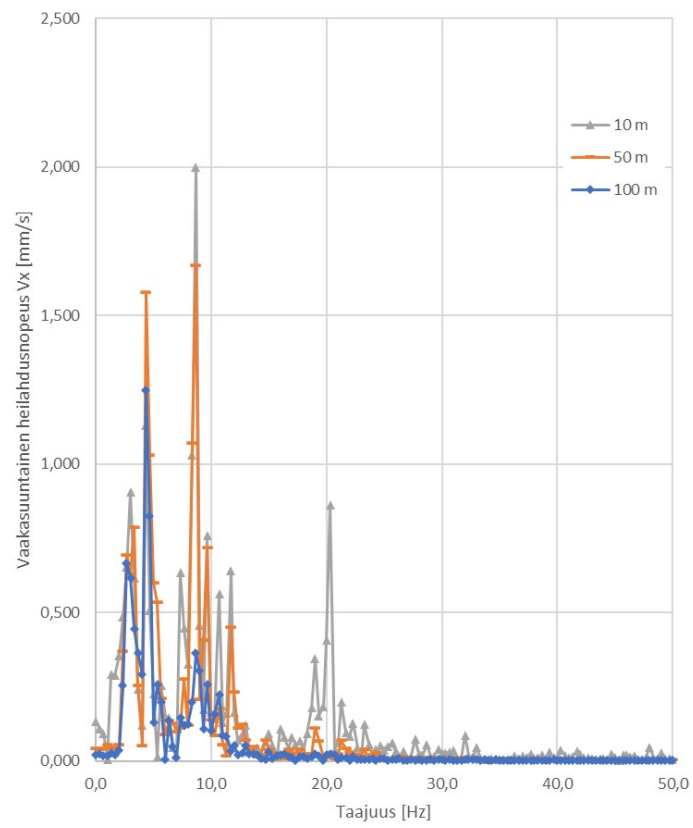
Kuva 33. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa uuden raiteen ollessa pilaristabiloitu 7 pilarilla, kuorma uudella raiteella.



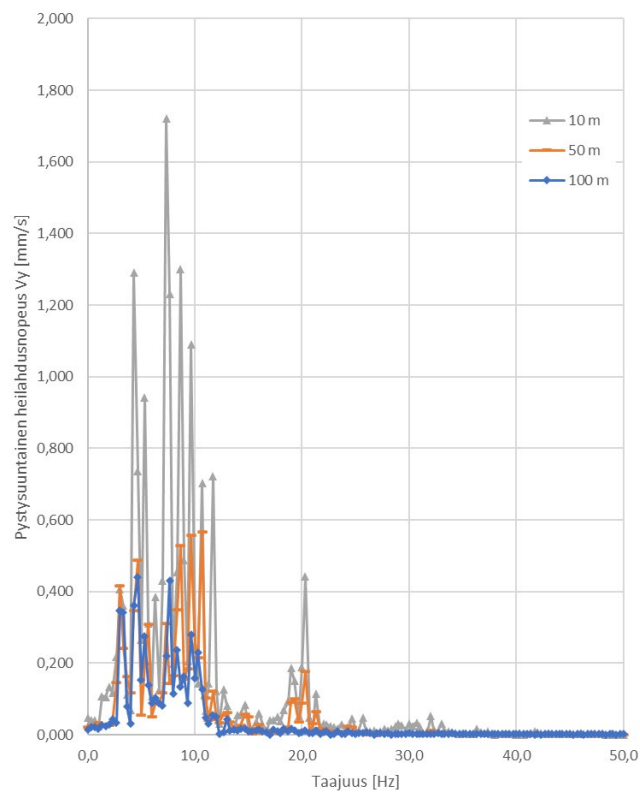
Kuva 34. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa uuden raiteen ollessa pilaristabiloitu 7 pilarilla, kuorma uudella raiteella.



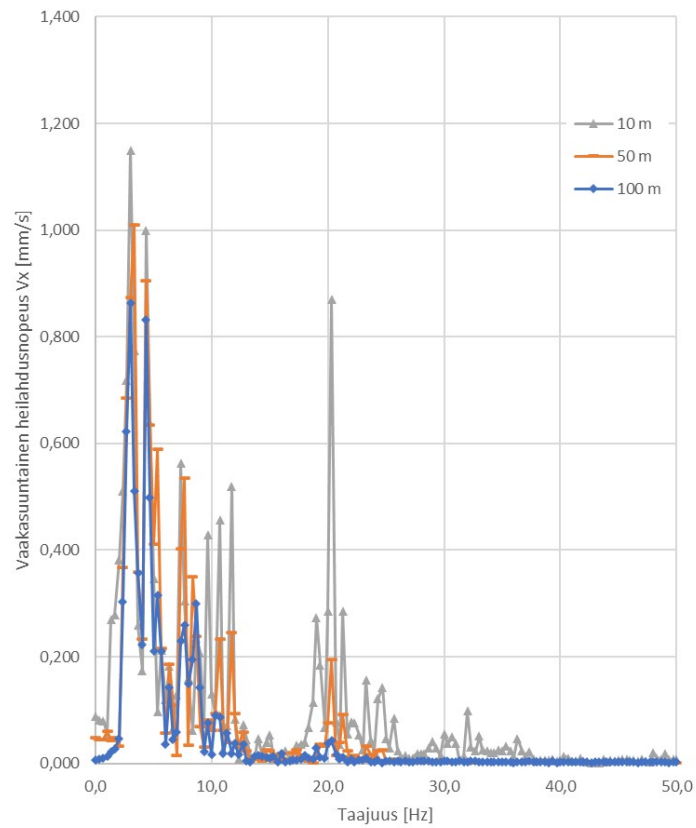
Kuva 35. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, embedded beam row-elementeillä mallinnettu stabilointiseinä.



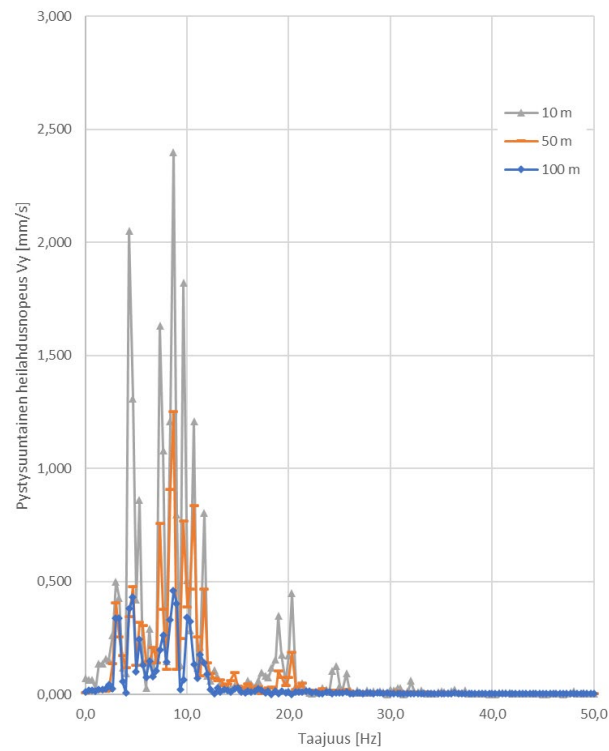
Kuva 36. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, embedded beam row-elementeillä mallinnettu stabilointiseinä.



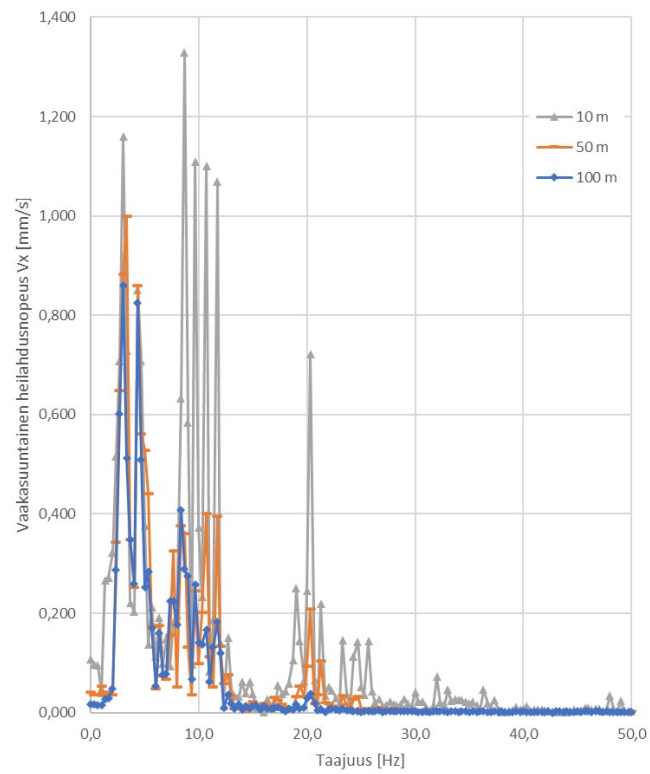
Kuva 37. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, kahdella plate-elementillä mallinnettu stabilointiseinä.



Kuva 38. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, kahdella plateelementillä mallinnettu stabilointiseinä.




Kuva 39. Pystysuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, yhdellä plateelementillä mallinnettu stabilointiseinä.



Kuva 40. Vaakasuuntainen heilahdusnopeus taajuustasossa, yhdellä platelementillä mallinnettu stabilointiseinä.

Kustannuslaskelma

Kustannusarvio rakenteen mukaan

Perustiedot		 Ilhku-laskentapalvelu Raportti tulostettu 8.9.2022
Hanke	Ratasuunnittelu Tampere-Oulu: Sanni Leimin diplomityö	
Hankekuvaus		
Hanketunnus / kustannuspaikka		
Suunnitteluvaihe	Esisuunnittelu	
Hanketyyppi	Rata	
Toteutusympäristö	Harvaan rakennettu ympäristö	
Tilajaorganisaatio		
Tilajan vastuhenkilö		
Palveluntuottajaorganisaatio		
Palveluntuottajan vastuhenkilö		
Kustannuslaskennan hintataso	MAKU: 120,0 (2015=100)	
Panoshinnasto	MAKU: 115,9 (2015=100, tammikuu 2022)	
Rakennusosakirjasto	15.0.310-R (julkaistu)	

Rakennusosat

muokatut hinnat näkyvät *kursiivilla*.

	MÄÄRÄ	YKSIKKÖ	YKSIKKÖHINTA (€)	YHTEENSÄ (€)	
▼ Teräsponttiseinä				1 105 847,06	
▼ 12 m pontit				448 094,53	
1632	Teräsponttiseinä, pysyvä, ponttipituus 6-15 m 12 m teräsponttiseinä, perustuu TAHERA-hankkeella tehtyyn kustannusarvioon	1 200,00	m2tr	320,00	384 000,00
2411.2	Raiteen tukeminen ja oikominen × 3, < 2400 rd-m Raiteen tukeminen	1,00	erä	22 024,11	22 024,11
2411.2	Tukemiskoneen mobilisaatio, tukikerros raidesepelistä	3,00	krt	14 023,47	42 070,42
▼ 18 m pontit				657 752,53	
	Lisäkustannus, vaikeat olosuhteet Syvyydestä johtuva lisäkustannus	1 800,00	m2tr	9,81	17 658,00
1632	Teräsponttiseinä, pysyvä, ponttipituus 6-15 m 12 m teräsponttiseinä, perustuu TAHERA-hankkeella tehtyyn kustannusarvioon	1 800,00	m2tr	320,00	576 000,00
2411.2	Tukemiskoneen mobilisaatio, tukikerros raidesepelistä	3,00	krt	14 023,47	42 070,42
2411.2	Raiteen tukeminen ja oikominen × 3, < 2400 rd-m Raiteen tukeminen	1,00	erä	22 024,11	22 024,11
▼ Paalulaatta				6 380 135,13	
▼ 1 laatta uuden raiteen alla				3 103 685,88	

		MÄÄRÄ	YKSIKKÖ	YKSIKKÖHINTA (€)	YHTEENSÄ (€)
1321.11	Teräsbetonipaalu paalu, teräsbetonipaalu RTB300-16, sis. rahti (50 km) k/k väli 5,2 m, 1000 m pitkä ja 14 m leveä laatta	11 538,00	mtr	28,73	331 523,59
1321.11	Paalutus koneen mobilisaatio, teräsbetonipaalu Arvioitu yhtä monta mobilisaatiokertaa kuin stabilointikoneelle	32,00	krt	7 551,10	241 635,24
1321.11	Maakärki kärki, maakärki 30, teräsbetonipaalu 1/paalu	576,90	kpl	16,55	9 547,92
1321.11	Paalun jatkos, teräsbetonipaalu RTB300-16 Jatkosten lukumäärä, 1/paalu	576,90	kpl	95,51	55 098,83
		MÄÄRÄ	YKSIKKÖ	YKSIKKÖHINTA (€)	YHTEENSÄ (€)
1321.11	Paalun jatkos, teräsbetonipaalu RTB300-16 Jatkosten lukumäärä, 1/paalu	576,90	kpl	95,51	55 098,83
1321.11	PDA-mittaus, paalutus, teräsbetonipaalut mittaus/paalu	576,90	krt	1 517,22	875 285,57
1322	Paalulaatta: betonointi betoni, C25/30, P0, # 16 mm, S3 14 m leveä, 0,4 m paksu laatta	5 600,00	m3tr	108,82	609 394,42
1322	Paalulaatta: muotitus	811,20	m2tr	55,57	45 077,79
1322	Paalulaatta: pohjatyöt Pohjatyöt 500 mm syvyydelle	7 000,00	m3tr	23,80	166 575,29
1322	Paalulaatta: raudoitus 40-50 kg/m3	224 000,00	kg	2,17	486 231,55
1632	Teräsponttiseinä, väliaikainen, kaivussyvyys < 2 m, maanvarainen, ei sis. ankkurointia, pontti-m2tr Vanhan raiteen tuenta paalulaatan rakentamisen ajan (3 m teräspontti)	3 000,00	m2tr	76,11	228 332,22
1831	Työalusta, paalutus- tai stabilointikone tai suihkuinjektointiasema, h = 500 mm, m2tr murske, kalliomurske, KaM 0/63 4 m x 1000 m	4 000,00	m2tr	13,75	54 983,45
▼ 2. laatta vanhan raiteen alle					3 276 449,25
1142	Rakennekerrosten poisto, pengerrys tai täyttö Oletus, että vanhan radan rakennekerrokset voidaan käyttää vastapenkereisiin	22 325,00	m3ktr	20,66	461 315,02
1152	Radan päällysrakenteen purkaminen, linjaosuus, betonipölkkyraide, tukikerrosta 2,5 m3ktr/rd-m	1 000,00	rd-m	52,25	52 248,76
1321.11	Teräsbetonipaalu paalu, teräsbetonipaalu RTB300-16, sis. rahti (50 km)	11 538,00	mtr	28,73	331 523,59
1321.11	Paalun jatkos, teräsbetonipaalu RTB300-16 Jatkosten lukumäärä, 1/paalu	576,90	kpl	95,51	55 098,83
1321.11	Maakärki kärki, maakärki 30, teräsbetonipaalu 1/paalu	576,90	kpl	16,55	9 547,92
1322	Paalulaatta: betonointi betoni, C25/30, P0, # 16 mm, S3 14x0,4x1000 m	5 600,00	m3tr	108,82	609 394,42
1322	Paalulaatta: muotitus	811,20	m2tr	55,57	45 077,79
1322	Paalulaatta: pohjatyöt	7 000,00	m3tr	23,80	166 575,29
1322	Paalulaatta: raudoitus	224 000,00	kg	2,17	486 231,55
2122	Eristyskerros ratarakenteissa hiekasta paksuus 2/3 penkereen korkeudesta	21 900,00	m3tr	19,46	426 194,82
2123	Välikerros ratarakenteissa murskeesta Paksuus 1/3 penkereen korkeudesta	7 400,00	m3tr	26,09	193 088,36
2400	Radan päällysrakenteen rakentaminen: betonipölkky, jatkuvakisko, tukikerrosta 2,5 m3tr / rd-m, yksikköhinnalla	1 000,00	rd-m	389,97	389 974,12
2411.2	Raiteen tukeminen ja oikominen x 3, täydennyspelointi x 2, stabilointi ja tukikerroksen muotoilu, > 2400 rd-m, yksikköhinnalla Uusitun raiteen tukeminen	1 000,00	rd-m	36,16	36 155,31
2411.2	Tukemiskoneen mobilisaatio, tukikerros raidesepelistä	1,00	krt	14 023,47	14 023,47
▼ Massanvaihto					10 176 862,71
▼ 5 m syvyyteen					3 265 960,33

		MÄÄRÄ	YKSIKKÖ	YKSIKKÖHINTA (€)	YHTEENSÄ (€)
1625	Massanvaihtoon kuuluva kaivanto vastaanottomaksu: savi (m3) 1000 m x 14 m x 5 m	70 000,00	m3ktr	24,49	1 714 317,52
1836	Massanvaihtoon kuuluva täyttö	70 000,00	m3rtr	22,17	1 551 642,82
▼ 11 m syvyyteen					6 910 902,38
1625	Massanvaihto, tuettu kaivanto, kuljetus loppusijoitukseen sis. vastaanottomaksu, savi 1000 m x 11 m x 14 m	154 000,00	m3ktr	22,71	3 497 288,18
1836	Massanvaihtoon kuuluva täyttö	154 000,00	m3rtr	22,17	3 413 614,20
▼ Stabilointiseinä					1 049 068,19
1141	Poistettava pintamaa, kuljetus loppusijoitukseen sis. vastaanottomaksu, savi, m2, h = 200 mm 7 m x 1000 m (stabilointiseinän paikka + työalusta)	7 000,00	m2tr	4,89	34 231,63
1413.1	Pilaristabilointi 800 mm, työ yhtenäistä tai määrä > 15000 m sideaine, stabiloinnin sideaine (kalkki-sementtisekoitus), hieman hankalampi maaperä 4 pilaria/m	80 000,00	mtr	9,84	787 256,51
1413.1	Pilaristabilointikoneen mobilisaatio Mobilisaatio viikoittain, laskettu työsuoritteeseen mukaan	32,00	krt	5 393,64	172 596,60
1831	Työalusta, paalutus- tai stabilointikone tai suihkuinjektointiasema, h = 500 mm, m2tr murske, kalliomurske, 4 m leveä alusta 1000 m matkalla KaM 0/63	4 000,00	m2tr	13,75	54 983,45
▼ Pilaristabilointi					5 544 567,17
▼ 13 pilaria					3 979 972,54
1413.1	Pilaristabilointikoneen mobilisaatio Mobilisaatio viikoittain, laskettu työsuoritteeseen mukaan kahdelle koneelle	130,00	krt	5 393,64	701 173,68
1413.1	Pilaristabilointi 800 mm, työ yhtenäistä tai määrä > 15000 m sideaine, stabiloinnin sideaine (kalkki-sementtisekoitus), hieman hankalampi maaperä 13 pilaria x 1000 m * 18 m	327 600,00	mtr	9,84	3 223 815,41
1831	Työalusta, paalutus- tai stabilointikone tai suihkuinjektointiasema, h = 500 mm, m2tr murske, kalliomurske, 4 m leveä alusta 1000 m matkalla KaM 0/63	4 000,00	m2tr	13,75	54 983,45
▼ 7 pilaria					1 564 594,64
1413.1	Pilaristabilointikoneen mobilisaatio Mobilisaatio viikoittain, laskettu työsuoritteeseen mukaan kahdelle koneelle	50,00	krt	5 393,64	269 682,18
1413.1	Pilaristabilointi 800 mm, työ yhtenäistä tai määrä > 15000 m sideaine, stabiloinnin sideaine (kalkki-sementtisekoitus), hieman hankalampi maaperä 4 pilaria/m	126 000,00	mtr	9,84	1 239 929,00
1831	Työalusta, paalutus- tai stabilointikone tai suihkuinjektointiasema, h = 500 mm, m2tr murske, kalliomurske, 4 m leveä alusta 1000 m matkalla KaM 0/63	4 000,00	m2tr	13,75	54 983,45



Väylävirasto
Trafikledsverket

ISSN 2490-1202
ISBN 978-952-405-030-2
www.vayla.fi