



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Pasi Båtsman

KÄVELYN AIHEUTTAMAN ONTELOLAATTAVÄLIPOHJAN
VÄRÄHTELYN LASKENTAMENETELMIEN VERTAILU

Diplomityö

Tarkastajat: professori Reijo Kouhia
ja TkL Mikko Kylliäinen
Tarkastajat ja aihe hyväksytty
2. toukokuuta 2018

TIIVISTELMÄ

PASI BÄTSMAN: Kävelyn aiheuttaman ontelolaattavälipohjan värähtelyn laskentamenetelmien vertailu

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 65 sivua, 19 liitesivua

Toukokuu 2018

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastajat: professori Reijo Kouhia, TkL Mikko Kylliäinen

Avainsanat: ontelolaatta, välipohja, lattia, värähtely, kävely

Tässä diplomityössä syvennytään laskentamenetelmiin, joilla voidaan arvioida kävelystä aiheutuvia värähtelyitä ontelolaattavälipohjissa. Kirjallisuudesta on valittu muutamia eri ohjeita, joilla arvioitiin esimerkkirakenteena käytetyn ontelolaattavälipohjan värähtelyitä erilaisissa tapauksissa. Tavoitteena oli selvittää käytännön rakennesuunniteluun parhaiten soveltuva menetelmä kirjallisuudessa esitettyjen menetelmien joukosta. Osa menetelmistä on soveltuvia käsin suoritettavaan laskentaan ja yksi menetelmistä vaatii elementtimenetelmään pohjautuvan laskentaohjelmiston käyttöä.

Tutkimuksen teoriaosuudessa tutustuttiin rakenteiden värähtelyyn liittyvään teoriaan alan kirjallisuuden pohjalta. Seuraavaksi käytiin läpi eri tahojen julkaisemia ohjeistuksia ja raja-arvoja kävelystä syntyville värähtelyille latioissa. Laskentamenetelmillä tarkasteltavat rakennetyypit olivat pelkkä ontelolaatasto, 60 mm pintabetoni ontelolaataston päällä, joka on otettu huomioon vain massana, ja ontelolaataston ja pintabetonin liittorakenne. Tarkasteluissa käytettiin myös kahta erilaista tuentatapaa: jäykkää tukea ja joustavaa tukea. Laskennallista osiota varten työssä määritettiin ontelolaatastojen, teräsbetonisten leukapalkkien ja deltapalkkien laskentaan vaikuttavat ominaisuudet.

Laskettujen tulosten perusteella rakenteet jaettiin ohjeiden mukaisiin värähtelyluokkiin ja eri laskentamenetelmillä saatuja tuloksia vertailtiin keskenään. Tulosten ja värähtelyluokitusten lisäksi vertailtiin eri menetelmien käytettävyyttä ja soveltuvuutta käytännön rakennesuunniteluun. Laskennallisen tarkastelun perusteella jäykillä tuilla olevat ontelolaatastot alittivat hyvin asunnoille ja toimistoille asetetut raja-arvot. Joustavilla tuilla ontelolaatastojen hyväksyttävät käyttöpituudet olivat rajallisemmat. Jäykillä tuilla eri laskentamenetelmillä saadut tulokset olivat yhteneväisiä, mutta joustavilla tuilla saadut tulokset olivat yhdellä menetelmällä muista poikkeavia.

Laskentamenetelmien käytön ja tulosten perusteella käsinlaskentaan soveltuvat menetelmät ovat helppokäyttöisiä ja riittäviä yksinkertaisille suorakaiteen muotoisille välipohjille. FEM-laskentaohjelmiston vaativa menetelmä soveltuu paremmin monimuotoisille välipohjille ja tarkempaan värähtelyanalyysiin. Kaikkien menetelmien käyttäminen vaatii suunnittelijalta ymmärrystä eri parametrien vaikutuksista dynaamiseen analyysiin ja oikean rakennemallin valitsemisesta.

ABSTRACT

PASI BÄTSMAN: Comparison of calculation methods for walking induced vibrations in hollow core slab floors

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 65 pages, 19 Appendix pages

May 2018

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Major: Structural Engineering

Examiner: Professor Reijo Kouhia, Lic. Tech. Mikko Kylliäinen

Keywords: concrete structures, hollow core slab, floors, vibration, walking induced

This Master's Thesis focused on calculation methods, which can be used to evaluate walking induced vibration in hollow core slab floor. Few methods have been selected from previous literature and were used in this research to evaluate vibration in example calculations of hollow core slab floors. Aim of this thesis was to investigate which calculation method is the most usable in structural designing. Some of the used methods in this research are possible to be used in hand calculations and some methods require finite element method based computer programs.

In the theory part of this research the theory behind structural vibrations was examined based on literature. After that was focused on calculation methods for walking induced vibrations in floors that different organizations have published. With the selected calculation methods were evaluated the example structures which were bare hollow core slabs, slabs with 60 mm concrete topping, which affects only as a load, and slab and topping acting as a composite structure. The structures were also supported with two different types of supports: stiff supports and flexible supports. To be able to make calculations, all the properties which affect the calculations were determined for the hollow core slabs, reinforced concrete ledger beams and deltabeams.

Based on the results of the calculations, the structures were divided into vibration classes that the different publications have set. Results gained by using different methods were also compared with each other. Usability and user-friendliness of the methods for the designing tasks were evaluated based on calculation results and vibration classes. Results show that hollow core floors supported with stiff supports usually fall under the limits set for apartments and offices. Usable spans of floors supported with flexible supports were more limited. On stiff supports the calculation methods gave fairly similar results, but with flexible supports the results of one calculation method differed from the others.

The methods that can be used in hand calculations were considered to be easy to use and fit for simple rectangular floors based on calculations. Method that requires FEM-calculation program is more fit for more complex shaped structures and for more detailed vibration analysis. Use of all the evaluated methods still require user to have the knowledge on the effects of the parameters used in the analysis methods and for choosing the right calculation model.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö tehtiin Optiplan Oy:lle. Haluan kiittää yritystä mielenkiintoisesta ja haastavasta aiheesta sekä vapaista käsistä sen toteuttamiseen. Diplomityön tekemisen ohella pääsin tutkimaan omia mielenkiinnon kohteitani ja soveltamaan niitä ongelman ratkaisemiseen. Kiitos myös työn ohjaajalle Elmeri Kryssille sekä työn tarkastajille Reijo Kouhialle ja Mikko Kylliäiselle.

Haluan kiittää vanhempiani mahdollisuudesta ja vapaudesta toteuttaa itseäni sekä kaikesta tuesta valinnoilleni elämässä. Isoveljiäni haluan kiittää esimerkiksi ja terveen kilpailuhengen synnyttämisestä. Isovanhemmilleni kiitos inspiraatiosta ja lukemattomista tarinoista. Kiitos myös lukuisille kavereilleni vuosien varrelta sekä opiskelukavereilleni, jotka ovat tehneet matkasta tähän pisteeseen rutkasti mielekkäämmän.

Opiskeluvuodet TTY:llä olivat erittäin antoisat. Hervannassa oleva valtava tiedon määrä, josta olen saanut oppia ammentaa, on muodostanut itselleni mahdollisuuksia pursua van tulevaisuuden. Tuota tulevaisuutta kohti on mukava matkata taskut täynnä tietoa ja ideoita. Lopuksi haluan esittää erityiskiitoksen avopuolisolleni Anniinalle kaikista menneistä ja tulevista yhteisistä vuosista.

Turussa, 8.5.2018

Pasi Båtsman

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Tutkimuksen tausta	1
1.2	Tutkimuksen tavoite ja rakenne	1
2.	VÄLIPOHJIEN VÄRÄHTELY	3
2.1	Vaimennettu värähtely	3
2.1.1	Ominaisvärähtely	3
2.1.2	Pakkovärähtely	6
2.1.3	Impulssivaste	8
2.1.4	Taajuusvastefunktio	9
2.2	Värähtely ja ihminen	10
2.3	Raja-arvoja rakennuksen värähtelylle	11
2.4	Askelheräte	16
2.5	Väli pohjan värähtelyn arviointiin käytettäviä menetelmiä	18
2.5.1	AISC	19
2.5.2	The Concrete centre	22
2.5.3	Ohlsson	27
2.5.4	VTT	30
2.6	Yhteenveto ja laskennassa käytettävät menetelmät	31
3.	LASKENTA	32
3.1	Ontelolaataston ominaisuudet	32
3.2	Palkin ominaisuudet	36
3.3	Hyötykuorma	38
3.4	Mallinnus ja laskenta	39
4.	TULOKSET	41
4.1	AISC	41
4.1.1	Jäykkä tuki	42
4.1.2	Joustava tuki	44
4.2	The Concrete Centre	46
4.2.1	Jäykkä tuki	47
4.2.2	Joustava tuki	49
4.3	VTT	51
4.3.1	Jäykkä tuki	52
4.3.2	Joustava tuki	53
5.	TULOSTEN ANALYSOINTI	56
6.	YHTEENVETO	61
	LÄHTEET	63

LIITE A: AISC TULOKSET JÄYKÄLLÄ TUELLA

LIITE B: AISC TULOKSET JOUSTAVALLA TUELLA

LIITE C: CONCRETE CENTER TULOKSET JÄYKÄLLÄ TUELLA

LIITE D: CONCRETE CENTER TULOKSET JOUSTAVALLA TUELLA

LIITE E: VTT TULOKSET JÄYKÄLLÄ TUELLA

LIITE F: VTT TULOKSET JOUSTAVALLA TUELLA

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Nykyaikaiset rakennejärjestelmät mahdollistavat entistä pidempiä jännevälejä. Jännitetyt rakenteet ja uudenlaiset rakennejärjestelmät ovat samalla kevyempiä kuin perinteiset rakenteet. Välipohjarakenteita mitoittavat enenevässä määrin käyttörajatilat murtorajatiilan sijaan. Mitoittavana tapauksena on usein rakenteen taipuma tai ääneneristävyys. Pitkillä jänneväleillä ja hoikilla rakenteilla saattaa joissain tapauksissa käyttäjiä häiritseväksi tekijäksi nousta rakenteen värähtelyt [1, s. 8]. Puurakenteisten välipohjien laskennassa huomioidaan värähtelyt [2, s. 51–53], mutta betonirakenteisten tapauksessa niitä ei usein tarkastella lainkaan.

Värähtely ei välttämättä vaaranna rakenteen turvallisuutta tai heikennä sen kantokykyä, mutta se saattaa aiheuttaa epämieluisuuden tunnetta rakennuksen käyttäjissä. Se millaisen värähtelyn ihminen kokee epämiellyttävänä, riippuu monista tekijöistä, jotka saattavat olla usein hyvin yksilökohtaisia [1, s. 8]. Uudemmissa tehdasrakennuksissa voivat myös käytettävien koneiden tarkkuustasot vaatia hyvinkin tiukkoja vaatimuksia rakenteen värähtelyille [3, s. 9–10]. Betonisten välipohjien värähtelytarkasteluun ei kuitenkaan ole Suomessa varsinaisia määräyksiä tai ohjeita. Teknologian tutkimuskeskus VTT Oy on julkaissut välipohjien värähtelyistä raportteja, joissa on ehdotettu menetelmiä värähtelyjen tarkasteluun [1] [4]. Ulkomailla aihetta on tutkittu enemmän, ja erilaiset järjestöt ovat kehittäneet tarkastelua varten muutamia eri menetelmiä [5] [6] [7]. Menetelmät ja tutkimukset painottuvat kuitenkin teräs- ja liittorakenteisiin välipohjiin. Vanhemmat menetelmät ovat yksinkertaistettuja mahdollistaen käsinlaskennan. Muutamassa vuosikymmenessä on tietokoneiden laskentateho kasvanut ja hinta laskenut huomattavasti, mikä mahdollistaa myös raskaammat elementtimenetelmään perustuvat laskentamenetelmät.

1.2 Tutkimuksen tavoite ja rakenne

Tässä diplomityössä tutkitaan askelherätteestä aiheutuvia ontelolaattavälipohjien värähtelyjä. Tavoitteena on selvittää, miten voidaan todeta ontelolaattavälipohjarakenteen hyväksyttävyyttä kävelystä aiheutuvan värähtelyn osalta. Tutkimusmenetelmä on kvantitatiivinen. Työssä perehdytään kirjallisuudessa esitettyihin värähtelytarkasteluun käytettäviin menetelmiin ja selvitetään käyttötarkoitukseen soveltuvin menetelmä, jota on mahdollisuus käyttää käytännön suunnittelussa. Vartenotettavilla menetelmillä suoritetaan esimerkkitapauksen laskenta, jonka avulla arvioidaan menetelmän käyttökelpoi-

suutta. Käyttökelpoisuuden kriteereinä ovat menetelmän käytön helppous, yksinkertaisuus ja käyttökohteeseen soveltuvuus.

Työn toisessa luvussa esitetään rakenteiden värähtelyyn liittyvää teoriaa ja tutkitaan millainen värähtely ei ole rakennusten välipohjilla hyväksyttävää. Värähtelylle esitetään aikaisemmasta kirjallisuudesta erilaisia suureita, joilla värähtelyn tasoa voidaan tarkastella ja määrittää hyväksyttävän värähtelyn raja-arvot. Tämän lisäksi esitetään maailmalla tutkittuja ja kehitettyjä menetelmiä välipohjien värähtelytarkasteluun, joilla voidaan arvioida, päästäänkö tutkittavalla rakenteella edellä esitettyihin raja-arvoihin.

Kolmannessa luvussa kuvataan esimerkkitapauksien laskenta valituilla menetelmillä. Esimerkkirakenteena käytetään ontelolaatastoja, joka ensimmäisessä tapauksessa on jäykällä tuilla. Toisessa tarkastelutapauksessa ontelolaatasto on tuettu joustavilla tuilla. Joustavina tukina käytetään kahta erilaista palkkityyppiä: teräsbetonista leukapalkkia sekä deltapalkkia. Luvussa määritetään myös ontelolaataston ja joustavien tukien dynaamiset ominaisuudet sekä muut laskennassa huomioon otettavat seikat ja rakennemallit.

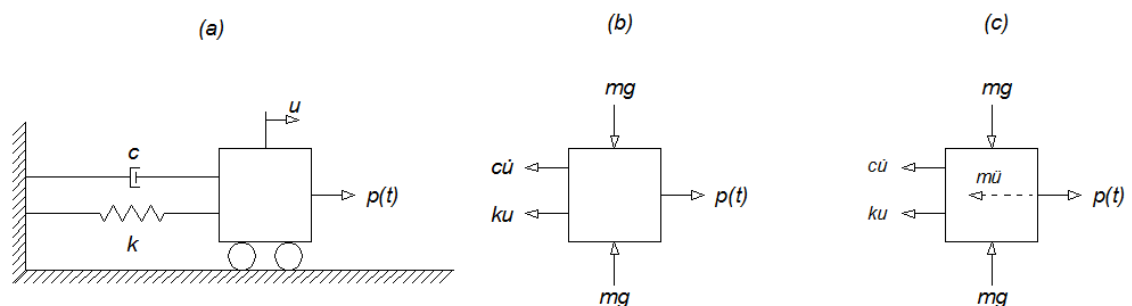
Neljännessä luvussa esitellään laskennan tulokset. Tuloksia verrataan asetettuihin raja-arvoihin ja rakenteet jaetaan ohjeiden mukaisiin värähtelyluokkiin tulosten perusteella. Viidennessä luvussa analysoidaan tuloksia ja vertaillaan käytettyjä menetelmiä. Lopuksi luvussa 6 on lyhyt yhteenveto työn sisällöstä.

2. VÄLIPOHJIEN VÄRÄHTELY

2.1 Vaimennettu värähtely

2.1.1 Ominaisvärähtely

Kuvassa 1 on esitetty yksinkertaistettu malli yhden vapausasteen värähtelijästä. Mallin ensimmäisessä osassa a on kuvattu vaunu, jolla on massa m [kg] ja vaunuun liittyvä jousi, jolla on jäykkyysskerroin k [N/m]. Jousi on kiinnitetty toisesta päästä alustaan. Oletetaan, että vaunun ja alustan välillä ei ole kitkaa [8, s. 18]. Yleensä systeemiä oletetaan vaimentavan jokin seuraavista kolmesta: viskoosi vaimennus, kitkavaimennus tai rakenteellinen vaimennus [9, s. 373]. Viskoosi vaimennus syntyy värähtelijän ja viskoosin nesteen välisestä kitkasta ja sen vaimennusvoiman suuruus on suoraan verrannollinen värähtelijän nopeuteen. Kitkavaimennuksessa vaimentavana tekijänä on pintojen välinen kitka ja vaimennusvoiman suuruus on vakio. Rakenteellinen vaimennus syntyy materiaalien sisäisestä kitkasta ja sen vaimennusvoiman suuruus on suoraan verrannollinen värähtelijän siirtymään. Kuvan systeemissä on viskoosi vaimennus. Kuvassa 1 vaunuun kiinnittyvistä symboleista ylempi iskunvaimenninta. Vaimentimella on vaimennuskerroin c [Ns/m] ja vaimennuksen oletetaan olevan suoraan verrannollinen systeemin liikkeen nopeuteen [9, s. 379].



Kuva 1. Yhden vapausasteen vaimennettu värähtelijä. Kuva mukailen [2, s. 18].

Kuvan 1 osassa b on esitetty systeemin vapaakappalekuva dynamiikan peruslain eli Newtonin toisen lain mukaisesti. Kuvan kohtaan c on lisätty d'Alembertin hitausvoima-ajattelutavan mukainen hitausvoima [8, s. 18]. Hitausvoima on kuvattu katkoviivalla, koska se ei ole todellinen voima. Hitausvoima-ajattelutavalla ja siihen perustuvalla menettelyllä dynaaminen ongelma pystytään palauttamaan takaisin staattiseksi ongelmaksi [9, s. 357–358].

Liiketyhtälöksi saadaan ominaisvärähtelyssä eli ilman kuvassa olevaa voimaa $p(t)$

$$-c\dot{u} + ku = m\ddot{u}, \quad (1)$$

josta saadaan

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{k}{m}u = 0, \quad (2)$$

jossa m [kg] on värähtelijän massa, c [Ns/m] vaimentimen vaimennuskertoimen, k [N/m] jousen jäykkyyserroin ja u [m] värähtelijän siirtymä tasapainotilasta.

Kriittisen vaimennuskertoimen c_k [Ns/m] arvoksi saadaan

$$c_k = 2m\sqrt{\frac{k}{m}}. \quad (3)$$

Kun kriittisen vaimennuksen arvoon sijoitetaan vaimentamattoman systeemin ominaiskulmataajuus $\omega = \sqrt{k/m}$, saadaan kriittisen vaimennuksen arvoksi

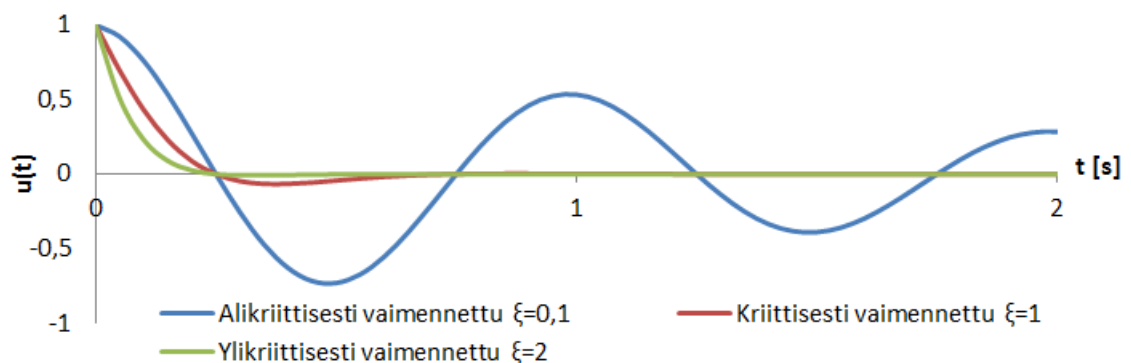
$$c_k = 2m\omega, \quad (4)$$

jossa m [kg] on värähtelijän massa ja ω [1/rad] värähtelijän ominaiskulmataajuus.

Vaimennuksen vaikutus voidaan kuvata myös suhteellisella vaimennuskertoimella ζ [-], joka kuvaa systeemissä esiintyvän vaimennuksen suhteessa kriittiseen vaimennukseen. Suhteellinen vaimennus ilmaistaan [9, s. 380]

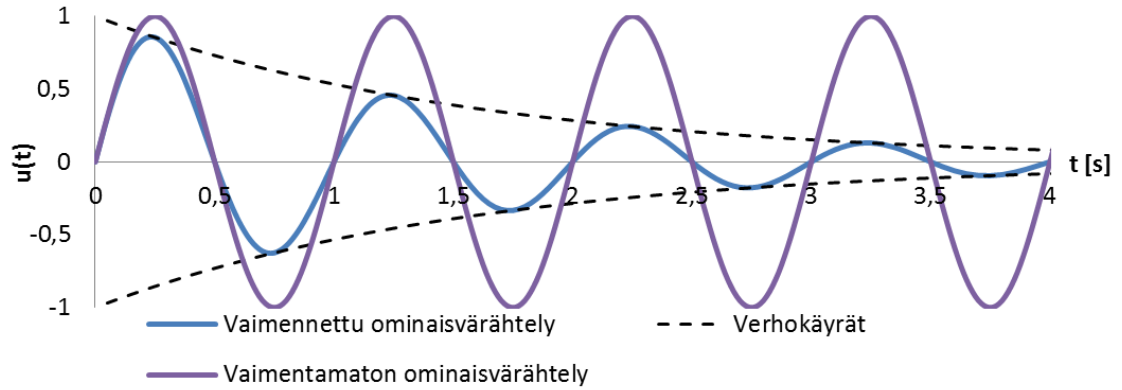
$$\zeta = \frac{c}{c_k}. \quad (5)$$

Kuvassa 2 on esitetty suhteellisen vaimennuksen arvon vaikutus värähtelijän liikkeeseen. Kun värähtelijä on kriittisesti vaimennettu, on $\zeta = 1$ eli $c = c_k$. Kriittisesti vaimennettu systeemi palaa tasapainotilaan nopeasti eikä värähtelyä juurikaan esiinny. Jos systeemi on ylikriittisesti vaimennettu, on $\zeta > 1$. Kuvassa on esitetty ylikriittisen vaimennuksen vaikutus systeemiin, kun suhteellisen vaimennuskertoimen arvo on kaksi. Ylikriittisesti vaimennettu systeemi ei värähtele [9, s. 380–381].



Kuva 2. Suhteellisen vaimennuksen eri arvojen vaikutus systeemin liikkeeseen.

Jos $\zeta < 1$, systeemi on alikriittisesti vaimennettu. Alikriittisessä vaimennetussa systeemissä värähtelyä esiintyy, mutta värähtelyn amplitudi pienenee ajan funktiona eli värähtely vaimenee, kunnes se palautuu tasapainoasemaan [9, s. 381]. Alikriittisesti vaimennetun ja vaimentamattoman systeemin liikkeiden erot on esitetty kuvassa 3. Kuvasta 3 nähdään, että vaimentamattoman ja vaimennetun systeemin värähdysajat ovat samoja.



Kuva 3. Alikriittisesti vaimennetun ja vaimentamattoman systeemin liike.

Nyt voidaan sijoittaa suhteellinen vaimennus ζ kaavojen (4) ja (5) avulla kaavaan (2), jolloin saadaan likeyhtälö standardimuotoon ominaisvärähtelyssä

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2u = 0. \quad (6)$$

Alikriittisesti vaimennetun värähtelijän likeyhtälölle esitetään alkuehdoilla $u(0) = u_0$ ja $\dot{u}(0) = v_0$ ratkaisuksi [9, s. 382]

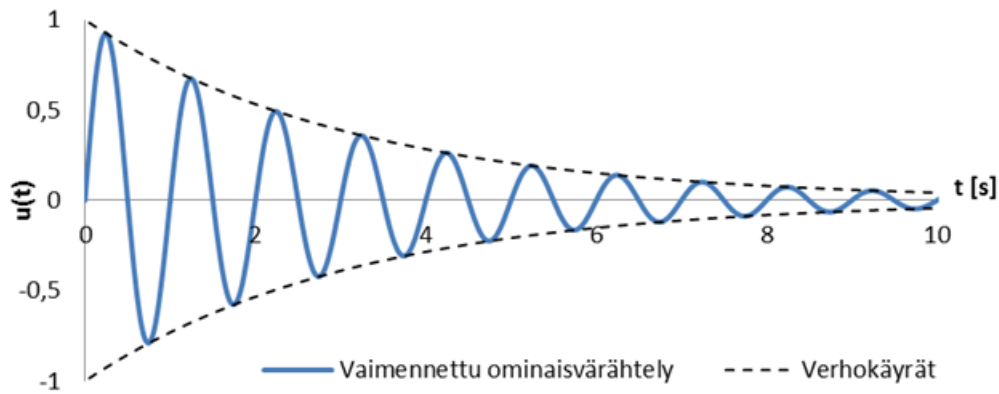
$$u(t) = \hat{A}e^{-\zeta\omega t} \sin(\omega_d t + \Theta), \quad (7)$$

jossa \hat{A} [m] on värähtelyn amplitudi, ζ suhteellinen vaimennuskerroin, ω vaimentamattoman värähtelijän ominaiskulmataajuus, ω_d [Hz] vaimennetun värähtelijän ominaiskulmataajuus, t [s] aika ja Θ [rad] vaihekulma. Vaimennetun värähtelijän ominaiskulmataajuus saadaan kaavalla:

$$\omega_d = \omega\sqrt{1 - \zeta^2}, \quad (8)$$

jossa ω on vaimentamattoman värähtelijän ominaiskulmataajuus.

Värähtelijän käyttäytymistä on havainnollistettu kuvassa 4. Vaaka-akselilla on aika ja pystyakselilla siirtymä. Kuvaajaan piirretty värähtelijän ominaiskulmataajuus on 2π ja vaimennuskerroin 0,05. Värähtely vaimenee nopeasti ja se tapahtuu verhokäyrien $\pm\hat{A}e^{-\zeta\omega t}$ sisällä.



Kuva 4. Vaimennettu ominaisvärähtely.

2.1.2 Pakkovärähtely

Pakkovärähtelyssä, eli silloin kun värähtelijään kohdistuu heräte $F(t)$, on liikeyhtälö muotoa:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = F(t). \quad (9)$$

Edellä olevan liikeyhtälön täydellinen ratkaisu koostuu homogeeniyhtälön ja yksityisratkaisun summasta. Liikeyhtälön homogeeniosan $\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = 0$ yleinen ratkaisu on [9, s. 393]

$$u_h(t) = e^{-\xi\omega t}(C_1 \sin(\omega_d t) + C_2 \cos(\omega_d t)), \quad (10)$$

jossa C_1 ja C_2 ovat integroimisvakioita, jotka riippuvat ongelman alkuehdoista. Yhden vapausasteen vaimennetun värähtelijän liikeyhtälön yksittäisratkaisuksi käy

$$u_t(t) = \hat{A} \sin(\Omega t + \varphi), \quad (11)$$

jossa \hat{A} on värähtelyn amplitudi, Ω (Hz) herätteen kulmataajuus, t [s] aika ja φ [rad] vaihekulma. Vaihekulma kertoo kuinka nopeasti systeemi reagoi herätteeseen [10, s. 38]. Tällöin liikeyhtälön täydellinen ratkaisu on

$$u(t) = u_h(t) + u_t(t). \quad (12)$$

Ratkaisussa olevan homogeeniyhtälön ratkaisu vaimenee nopeasti, kuten vaimennetussa ominaisvärähtelyssä kuvassa 4, jolloin yksittäisratkaisun osuus jää ainoastaan vaikuttamaan. Yksittäisratkaisun osuus täydellisessä ratkaisussa muodostaa pysyvän värähtelyn vasteen.

Yksittäisratkaisun eli pysyvän värähtelyn amplitudiksi saadaan:

$$\hat{A} = \frac{\hat{u}_{st}}{\sqrt{[1-(\Omega/\omega)^2]^2 + (2\xi\Omega/\omega)^2}}, \quad (13)$$

jossa Ω [Hz] on herätteen kulmataajuus, ω [Hz] värähtelijän ominaiskulmataajuus ja \bar{u}_{st} [m] värähtelijän staattinen siirtymä, joka saadaan kaavasta:

$$\bar{u}_{st} = \frac{\hat{F}}{k}, \quad (14)$$

jossa k [N/m] on jäykkyyskerroin ja \hat{F} [N] herätteen amplitudin suuruinen voima. Vaihekulma pysyvässä värähtelyssä on:

$$\varphi = \arctan \left[\frac{-2\xi\Omega/\omega}{1-(\Omega/\omega)^2} \right]. \quad (15)$$

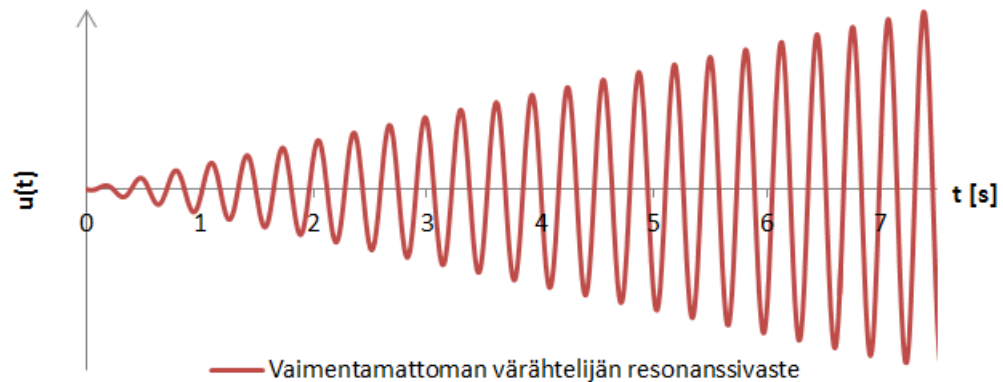
Pysyvän värähtelyn vasteen lausekkeessa vahvistuskerroin voidaan kirjoittaa muodossa:

$$V = \frac{1}{\sqrt{[1-(\Omega/\omega)^2]^2 + (2\xi\Omega/\omega)^2}}, \quad (16)$$

jolloin vasteen lauseke on muotoa:

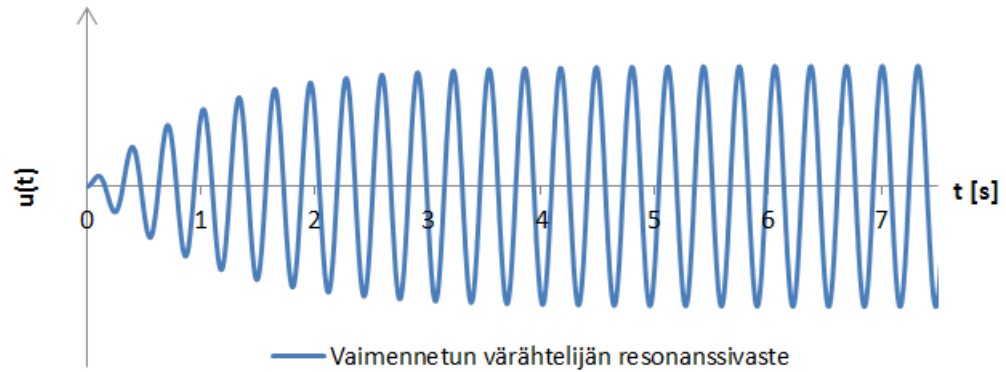
$$u_t(t) = V\bar{u}_{st}\sin(\Omega t + \varphi). \quad (17)$$

Jos systeemiin vaikuttavan herätteen taajuus Ω on yhtä suuri kuin systeemin ominaistaajuus ω , systeemi on resonanssissa [9, s. 388]. Vaimentamattomassa systeemissä vahvistuskerroin lähestyy äärettömä ja vasteen amplitudi kasvaa äärettömäksi [9, s. 388][10, s. 42]. Kuvaan 5 on piirretty erään vaimentamattoman värähtelijän siirtymävaste resonanssissa.



Kuva 5. Vaimentamattoman systeemin resonanssivaste.

Vaimennetuissa systeemeissä vahvistuskerroin saa suurimman arvonsa silloin, kun herätteen taajuus on hieman systeemin ominaistaajuutta pienempi [10, s. 42]. Tavanomaisilla vaimennuskertoimilla resonanssin voidaan kuitenkin olettaa syntyvän tilanteessa $\Omega = \omega$, koska ero vahvistuskertoimissa todellisen maksimikohdan kanssa on reilusti alle yhden prosentin [10, s. 43]. Kuvaan 6 on piirretty vaimennetun pakkovärähtelyn siirtymävaste resonanssissa. Kuvasta nähdään, että vaste kasvaa nopeasti, mutta kasvu loppuu ja tasaantuu pysyväksi värähtelyksi.



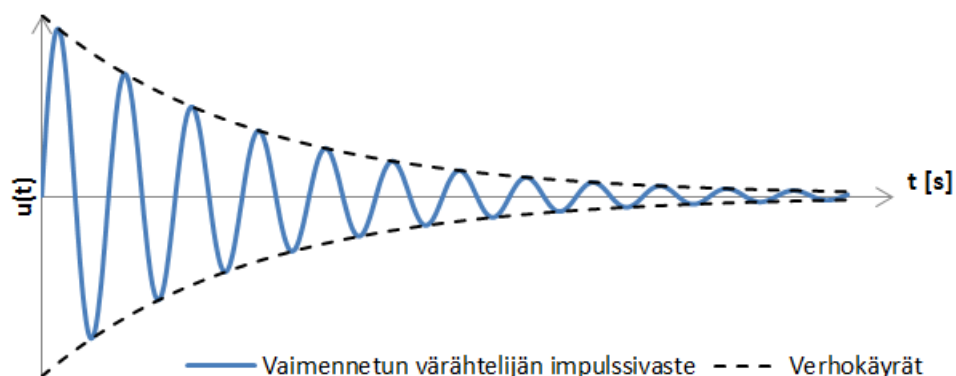
Kuva 6. Resonanssivaste.

2.1.3 Impulssivaste

Impulssi on iskumainen voima, joka vaikuttaa kohteeseen vain hyvin vähän aikaa [11, s. 9]. Alkuasemassaan värähtelijä on levossa, jolloin kuvan 1 kaltaisella yhden vapausasteen värähtelijällä ei ennen impulssia ole siirtymää tai nopeutta. Heti impulssin vaikuttamisen jälkeen värähtelijä ei ole siirtynyt vielä alkuasemastaan massan hitauden vuoksi. Viskoosisti vaimennetun systeemin impulssivasteen lausekkeeksi esitetään:

$$u(t - \tau) = \frac{I_0}{m\omega_d} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(\omega_d(t - \tau)), \quad (18)$$

jossa I_0 [Ns] on systeemiin ajanhetkellä τ vaikuttava impulssi, m [kg] värähtelijän massa, ω vaimentamattoman värähtelijän ominaiskulmataajuus, ω_d [Hz] vaimennetun värähtelijän ominaiskulmataajuus, ζ [-] vaimennuskerroin ja t [s] aika [9, s. 406]. Impulssivasteen kaava on likimääräinen impulsseille, joiden kesto on äärellinen. Kaavasta tulee tarkka, kun impulssin kesto lähestyy nollaa [10, s. 88]. Kuvassa 7 on esitetty yhden vapausasteen värähtelijän impulssivaste, kun impulssi kohdistuu systeemiin ajanhetkellä $\tau = 0$.



Kuva 7. Impulssivaste.

Yleisesti systeemin vastetta impulssiin voidaan kuvata myös ykkösimpulssivasteella, jossa $I_0 = 1$. Ykkösimpulssivasteen lauseke on [9, s. 406][10, s. 89]

$$h(t - \tau) = \frac{1}{m\omega_d} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(\omega_d(t - \tau)). \quad (19)$$

Yksikköimpulssivastetta voidaan myös käyttää kuvatessa systeemin vastetta mielivaltaiseen jaksottomaan herätteeseen. Tässä tapauksessa heräte oletetaan koostuvan sarjasta impulsseja [9, s. 409][10, s. 88].

2.1.4 Taajuusvastefunktio

Taajuusvastefunktiolla $H(\Omega)$ voidaan ilmaista systeemin vaste mielivaltaiseen herätteeseen taajuuden suhteen. Sen sijaan impulssivastetta vastaavasti käyttämällä vaste voidaan ilmaista ajan suhteen. Systeemillä voi olla myös ominaisuuksia, jotka riippuvat taajuudesta. Tällöin vasteen laskeminen taajuuden suhteen voi olla helpompaa [12, s. 112][10, s. 97].

Nyt viskoosisti vaimennetun systeemin, johon kohdistuu mielivaltainen jaksoton heräte, liikeyhtälö on:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + kx = F(t) = \hat{F}e^{i\Omega t}, \quad (20)$$

jossa $\hat{F}e^{i\Omega t}$ on herätteen Fourier-sarjan eksponentiaalinen esitysmuoto [12, s. 111].

Merkitsemällä

$$\frac{c}{m} = 2\xi\omega, \quad \omega^2 = \frac{k}{m}, \quad m = \frac{k}{\omega^2}$$

ja jakamalla yhtälö (20) massalla m [kg] saadaan yhtälö muotoon

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = \frac{\hat{F}}{m}e^{i\Omega t} = \frac{\hat{F}}{k}\omega^2e^{i\Omega t}. \quad (21)$$

Määrittelynsä [12, s. 111] mukaan systeemin vaste saadaan kertomalla vaikuttava heräte kompleksisella taajuusvastefunktiolla

$$u(t) = H(\Omega)F(t) = H(\Omega)\hat{F}e^{i\Omega t}. \quad (22)$$

Derivoimalla yhtälö (22) ajan suhteen saadaan nopeudelle ja kiihtyvyydelle kaavat:

$$\dot{u}(t) = i\Omega H(\Omega)\hat{F}e^{i\Omega t}, \quad \text{ja} \quad (23)$$

$$\ddot{u}(t) = -\Omega^2 H(\Omega)\hat{F}e^{i\Omega t}. \quad (24)$$

Sijoittamalla yhtälön (22) derivaatat liikeyhtälöön (21) ja jakamalla termi $e^{i\Omega t}$ pois saadaan se muotoon:

$$-\Omega^2 H(\Omega)\hat{F} + 2\xi\omega i\Omega H(\Omega)\hat{F} + \omega^2 H(\Omega)\hat{F} = \frac{\hat{F}}{k}\omega^2, \quad (25)$$

josta sieventämällä saadaan yhden vapausasteen systeemille taajuusvastefunktion kaava:

$$H(\Omega) = \frac{1/k}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2 + 2\xi\frac{\Omega}{\omega}i}, \quad (26)$$

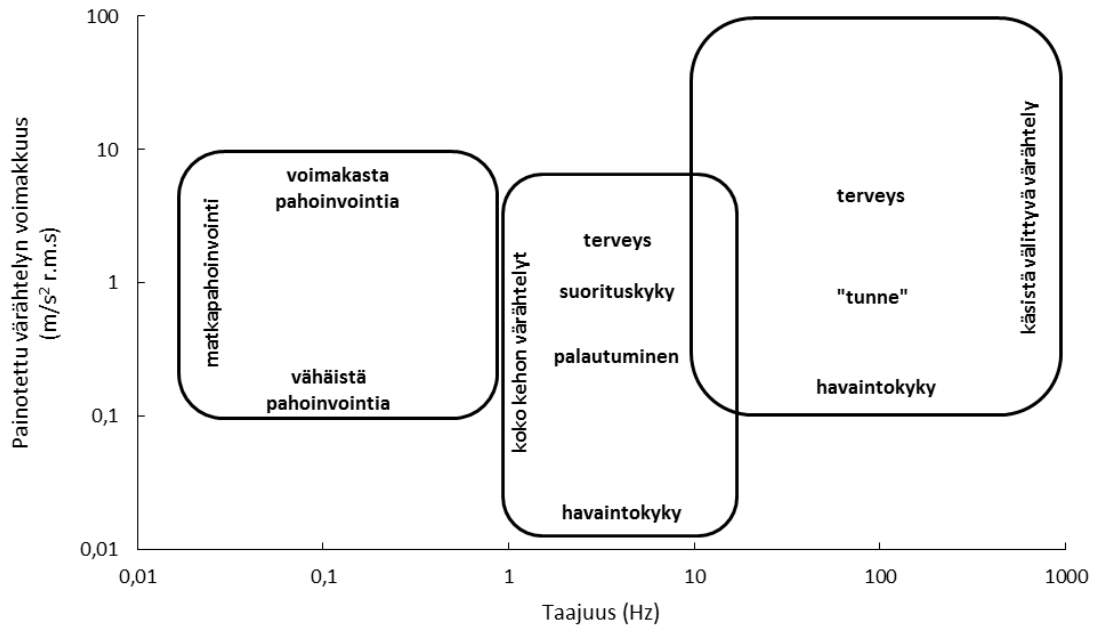
jossa k [N/m] on systeemin jäykkyys, Ω [Hz] herätteen kulmataajuus, ω [Hz] systeemin ominaiskulmataajuus ja ξ [-] vaimennuskerroin. Kaavan nimittäjässä on kompleksiluku eli kaavassa on kompleksiluvun käänteisluku, jolloin funktio voidaan kirjoittaa myös muodossa

$$H(\Omega) = \frac{1}{k} \frac{\left(1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2\right) - 2\xi\frac{\Omega}{\omega}i}{\left(1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi\frac{\Omega}{\omega}\right)^2}. \quad (27)$$

2.2 Värähtely ja ihminen

Kuvassa 8 on esitetty värähtelyn vaikutusta ihmiseen eri taajuuksilla ja voimakkuuksilla. Pystyakselilla on värähtelyn painotettu tehollinen kiihtyvyyden ja vaak akselilla värähtelyn taajuus. Hyvin pienillä, alle yhden hertsin, taajuuksilla värähtely voi aiheuttaa ihmisissä pahoinvointia. Tällaiselle värähtelylle ihminen altistuu esimerkiksi ajoneuvoissa matkustaessaan, jolloin syntyvää pahoinvointia kutsutaan matkapahoinvoinniksi. Korkeissa rakennuksissa tuulen aiheuttaman matalataajuisen huojunnan tiedetään aiheuttavan pahoinvointia osalle rakennuksen korkeimmissa kerroksissa oleville ihmisille [13, s. 8]. Mitä voimakkaampaa värähtely on, sitä voimakkaampaa pahoinvointia se saattaa aiheuttaa [14, s. 7–9].

Värähtely ei kuitenkaan yksin suoraan synnytä pahoinvointia [15, s. 275–296]. Ihmisen koko kehon värähtelyn herkin alue on hieman korkeammilla 1–20 Hz taajuuksilla tapahtuva värähtely. Koko kehon värähtely välittyy ihmiseen yleensä esimerkiksi tuolin tai lattian kautta [14, s. 8]. Koko kehon värähtelyn ihminen havaitsee pienellä värähtelyn voimakkuudella ja voimakkuuden kasvaessa värähtely koetaan enemmän epämiellyttävänä. Suurilla voimakkuuksilla värähtely saattaa haitata ihmisen toimintaa, kuten lukemista ja kirjoittamista sekä vaikuttaa terveyteen aiheuttaen esimerkiksi selkäkipuja [14, s. 25]. Edellisiä suuremmat, jopa satojen hertsien taajuudella tapahtuva värähtelyt välittyvät ihmiseen yleensä käsistä ja joskus myös jaloista. Raajoista välittyvää värähtelyä aiheuttavat esimerkiksi työkalut ja koneet [14, s. 7].

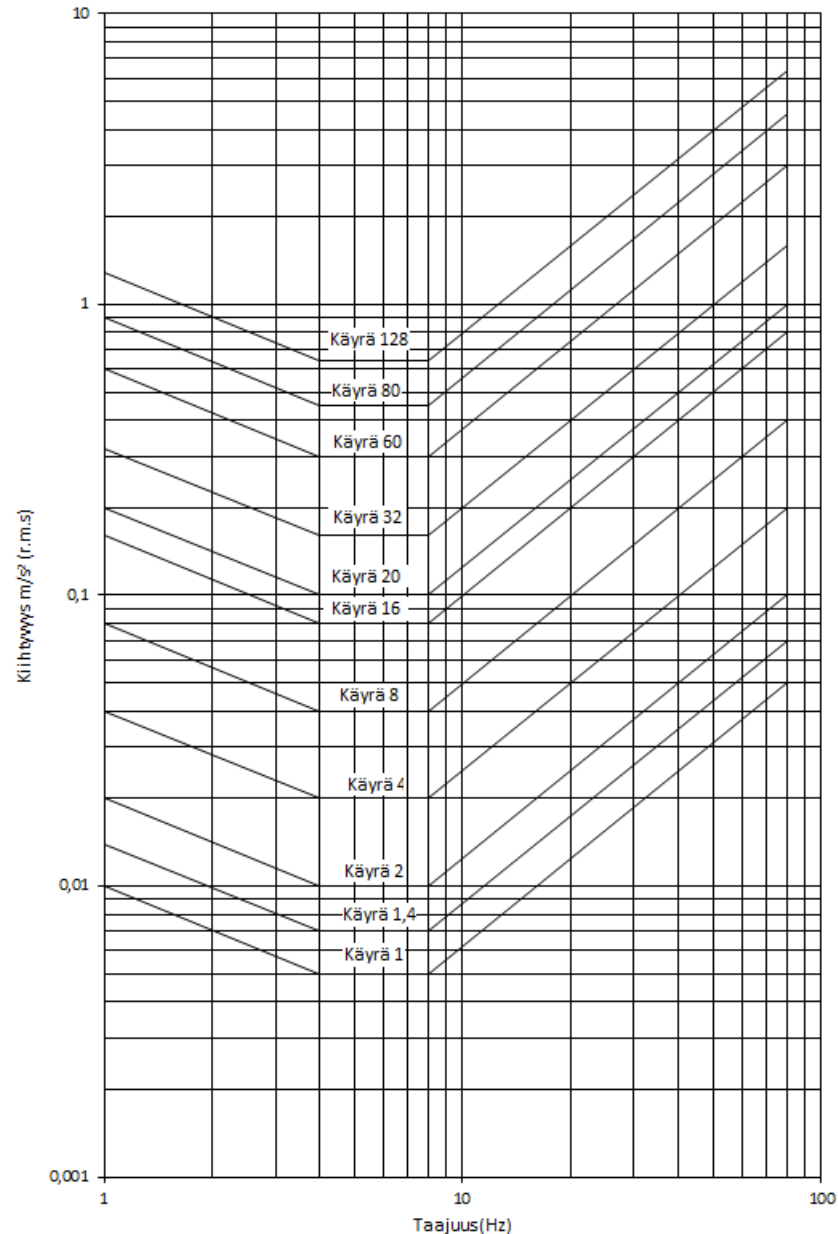


Kuva 8. Värähtelyn vaikutus ihmiseen eri taajuuksilla ja voimakkuuksilla mukailten [8, s. 7].

Rakennusten ja sen välipohjien osalta oleellisinta on kuvassa 8 esitetyn keskimmäisen laatikon rajaama koko kehoon vaikuttavan värähtelyn taajuudet eli 1–20 Hz. Kävelystä aiheutuvan välipohjan värähtelyn voimakkuus on kuitenkin niin pieni [4, s. 37], että vaikutus ihmiseen jää lähinnä värähtelyn havaitsemiseen ja ärsyttävyyteen.

2.3 Raja-arvoja rakennuksen värähtelylle

Kansainvälinen standardisointijärjestö esittää standardissaan ISO 10137 pohjakäyrän, joka vastaa ihmisten havainnointikynnystä jatkuvan tai toistuvan värähtelyn kiihtyvyydelle eri taajuuksilla [16, s. 37]. Käyrä noudattaa standardin ISO 2631-1 mukaista taajuuden painotusta. Painotus ottaa huomioon ihmisen herkkyyden eri taajuuksille [14, s. 19]. Joillain taajuuksilla pienempi kiihtyvyyden tehollinen arvo saattaa riittää samaan vaikutukseen kuin suurempi kiihtyvyys toisella taajuudella. Kuvassa 9 on esitetty kiihtyvyyksien painotetut raja-arvot eri taajuuksilla. Alin käyrä on pohjakäyrä ja muut sen kerrannaisia. Käyrän numero on luku, jolla pohjakäyrä on kerrottu, jotta käyrän taso on saavutettu. Kuvasta 9 nähdään, että painotuksen mukaan herkin taajuusalue on 4–8 Hz, jolloin kiihtyvyyden raja-arvot ovat pienimmillään. Kuvan alin käyrä on standardin mukainen pohjakäyrä.



Kuva 9. Pohjakäyrä ja sen kerrannaiset mukailleen[15, s. 8].

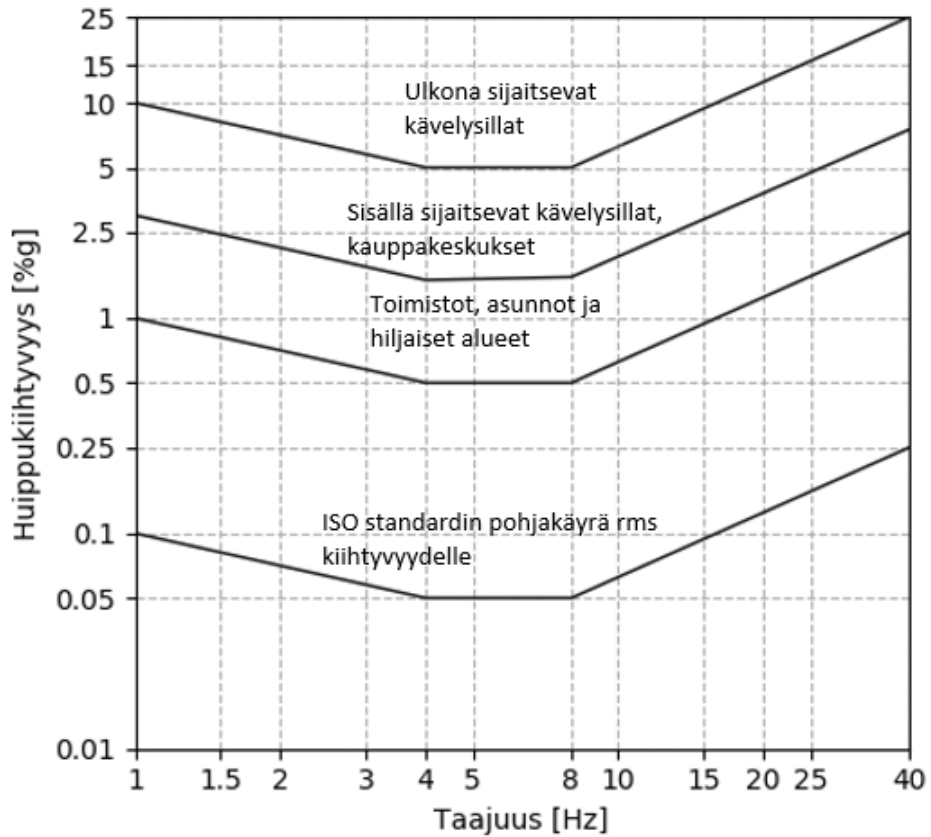
Standardissa ISO 10137 esitetään rakenteen eri käyttötapauksille kertoimia, joilla kertomalla pohjakäyrästä saadaan rakenteelle soveltuvat raja-arvot. Arvot on koottu taulukkoon 1. Taulukossa kertoimet on jaettu paikan, vuorokauden ja värähtelyn tyypin mukaan. Kertoimien sarakkeista ensimmäinen on jatkuvalle ja toistuvalla värähtelylle. Jatkuvaksi värähtelyksi luokitellaan värähtely, joka kestää yli 30 minuuttia vuorokaudessa. Toistuvan värähtelyn määritelmänä on, että värähtely toistuu yli kymmenen kertaa vuorokaudessa [16, s. 34]. Kertoimien mukainen värähtely on määritetty sellaiselle tasolle, että niitä matalampien värähtelytasojen aiheuttamat käyttäjien negatiivisen kommentoinnin todennäköisyys on matala. Mikäli jatkuvan ja toistuvan värähtelyn taso kaksinkertaistetaan esitetyistä tasoista, voi negatiivista kommentointia esiintyä. Nelin-

kertaistamalla kertoimet kommentointi lisääntyy merkittävästi [16, s. 34]. Pohjakäyrästä eri kertoimilla muunnetut käyrät ovat esitetty myös kuvassa 9.

Taulukko 1. Kertoimet pohjakäyrille eri tapauksissa [10, s. 34].

Paikka	Aika	Pohjakäyrän kerroin	
		Jatkuva ja toistuva värähtely	Impulssimainen heräte, joka toistuu useasti päivässä
Kriittiset työskentely-ympäristöt	Päivä	1	1
	Yö	1	1
Asunnot	Päivä	2 - 4	30 - 90
	Yö	1,4	1,4 - 20
Hiljaiset toimistot, avoimet tilat	Päivä	2	60 - 128
	Yö	2	60 - 128
Tyypilliset toimistot, koulut	Päivä	4	60 - 128
	Yö	4	60 - 128
Työpajat	Päivä	8	90 - 128
	Yö	8	90 - 128

American Institute of Steel Constructionin (AISC) julkaisemassa ohjeessa lattioiden värähtelyjen laskemiseksi on esitetty myös raja-arvot kyseiselle laskutavalle. Laskutapa on esitetty luvussa 2.4.1. Raja-arvot ovat määritetty värähtelyn huippukiihtyvyydelle. Raja-arvot noudattavat myös ISO-standardin 2631-1 taajuuksien mukaista painotusta. Kuvassa 10 on esitetty ohjeen raja-arvot käyrinä eri kohteille sekä ISO-standardin 10137 pohjakäyrä. Kiihtyvyyden arvot esitetään suhteessa putoamiskiihtyvyyteen. ISO-standardiin verrattuna käytettäviä käyriä on vähemmän ja käyttökohteita on yhdistetty enemmän samoihin luokkiin.



Kuva 10. Kiihtyvyyden huippuarvojen suositellut raja-arvot mukaillen [5, s. 12].

Suomen rakentamismääräyskokoelmassa on lattioiden värähtelyä koskeva teräsrakenteiden eurokoodin kansallinen liite [18, s. 21]. Liite perustuu VTT:n julkaisuun [4]. Vaikka liite kuuluukin teräsrakenteille, sen menetelmät ovat materiaalista riippumattomia [4, s. 12]. Liitteessä lattiat on jaettu taulukon 2 mukaisiin värähtelyluokkiin. Luokitusta on VTT:n julkaisuun verrattuna yksinkertaistettu vähentämällä värähtelyluokkia.

Taulukko 2. Sovelluskohteet eri värähtelyluokille [18, s. 24].

Värähtelyluokka	Värähtelyluokan soveltamisalue
A	Normaaliluokka huoneistosta toiseen siirtyville värähtelyille Erikoisluokka, kun värähtelyn aiheuttaja on samassa huoneistossa
B	Alempi luokka huoneistosta toiseen siirtyville värähtelyille. Ylempi luokka asuin- ja toimistorakennuksille, kun värähtelyn aiheuttaja on samassa huoneistossa.
C	Normaaliluokka asuin- ja toimistorakennuksille, kun värähtelyn aiheuttaja on samassa huoneistossa.
D	Alempi luokka asuinrakennuksille, kun värähtelyn aiheuttaja on samassa huoneistossa. Esimerkiksi omakotitalojen ullakot tai vapaa-ajan asunnot
E	Luokka, jolle ei aseteta rajoituksia.

Värähtelyluokille ovat omat raja-arvonsa korkea- ja matalataajuuksisille lattioille. Raja-arvot ovat esitetty taulukossa 3. Korkeataajuuksiselle lattialle kriteerinä käytetään yhdestä kilonewtonista aiheutuvaa paikallista taipumaa δ_0 [m] ja matalataajuiselle yhdestä kävelijästä aiheutuvaa kiihtyvyyttä a . Lattian pintarakenteelle on vastaava taipumaehto kuin korkeataajuiselle lattialle. Pintarakenteita ovat muun muassa korotuslattiat [18, s. 23]. Liitteen antamat raja-arvot eivät ole värähtelyn taajuuksista riippuvaisia muuten kuin lattian kategorisoinnin osalta.

Taulukko 3. Raja-arvot eri luokituksille [18, s. 23].

Värähtelyluokka	Kriteeri lattian rungolle		Kriteeri paikalliselle taipumalle
	Korkeataajuuksiset lattiat	Matalataajuuksiset lattiat	Sekä korkea- että matalataajuuksiset lattiat
A	$\delta_0 \leq 0,12$ mm	$a \leq 0,03$ m/s ²	$\delta_1 \leq 0,12$ mm
B	$\delta_0 \leq 0,25$ mm	$a \leq 0,05$ m/s ²	$\delta_1 \leq 0,25$ mm
C	$\delta_0 \leq 0,50$ mm	$a \leq 0,075$ m/s ²	$\delta_1 \leq 0,50$ mm
D	$\delta_0 \leq 1,0$ mm	$a \leq 0,12$ m/s ²	$\delta_1 \leq 1,0$ mm
E	$\delta_0 > 1,0$ mm	$a > 0,12$ m/s ²	$\delta_1 > 1,0$ mm

1) Paikallinen pintalevyn taipuma tarkastetaan, kun pintalevyn jännemitta on yli 600 mm.

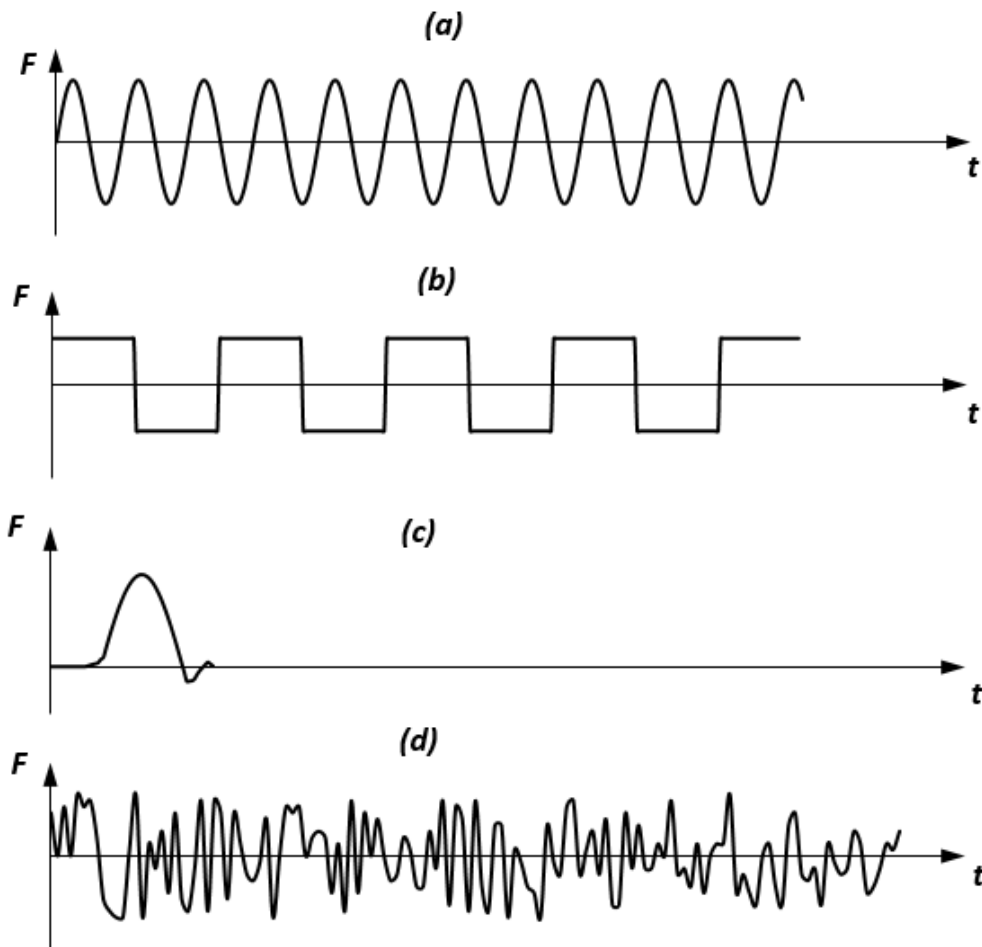
Talja et al. esittivät taulukon 3 värähtelyluokille vielä sanalliset kuvaukset [4, s. 16], jotka ovat luokittain taulukossa 4. Alkuperäisessä ehdotuksessa värähtelyluokiksi oli kirjaimella merkittävien luokkien lisäksi numeroilla merkittävät värähtelyluokat. Nume-roitava luokka määräytyi lattiarakenteen kallistumaehdosta ja sitä käytettiin, kun lattian värähtelyn mitoittavana tekijänä olivat esineiden reagointi värähtelyyn [4, s. 17]. Nume-rolla merkityt luokat ovat esitetty myös taulukossa 4.

Taulukko 4. Värähtelyluokkien sanalliset kuvaukset [4, s. 16].

Värähtelyiden aistittavuus kehon tuntemuksen perusteella	Värähtelyiden aistittavuus esineisiin syntyvän värähtelyn perusteella
A Värähtely ei ole yleensä havaittavissa	1 Astioiden kilinää ja kasvin lehtien heilumista ei yleensä esiinny.
B Värähtely on juuri havaittavaa,	2 Astioiden kilinää ei yleensä esiinny ja kasvin lehtien heiluminen on juuri havaittavaa.
C Värähtely on havaittavaa.	3 Astioiden kilinä on juuri havaittavaa. Kasvin lehtien heiluminen on havaittavaa.
D Värähtely on selvästi havaittavaa.	4 Astioiden kilinä ja kasvin lehtien heiluminen on selvästi havaittavaa.
E Värähtely on voimakasta.	5 Astioiden kilinä ja kasvin lehtien heiluminen on voimakasta.

2.4 Askelheräte

Tavanomaisesti rakenteisiin kohdistuu staattisia kuormia, mutta niihin voi kohdistua myös dynaaminen kuorma eli heräte. Kuvassa 11 on esitetty neljä erilaista herätettä. Kolme ensimmäistä herätettä a–c ovat deterministisiä herätteitä, joiden arvot tiedetään jokaisena ajanhetkenä. Kohta a kuvaa harmonista herätettä, b epäharmonista jaksollista herätettä ja c jaksotonta herätettä. Kohta d esittää satunnaista herätettä, jonka arvoja ei pystytä tarkkaan tuntemaan. Nämä arvot voidaan kuitenkin kuvata todennäköisyyksien avulla. Esimerkiksi liikenteestä aiheutuva dynaaminen kuormitus on epädeterministinen [12, s. 100].

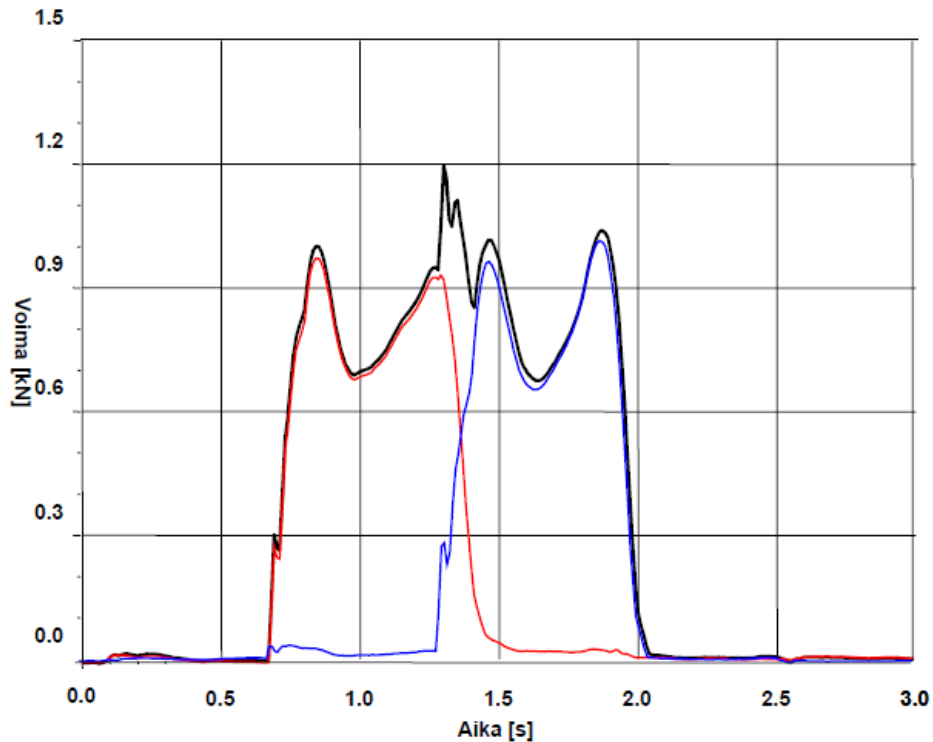


Kuva 11. Erilaisia herätteitä mukailen[9, s. 100].

Kävelystä aiheutuva heräte on epäharmoninen. Se on kuitenkin jaksollinen ja sisältää myös iskumaisia komponentteja [4, s. 9]. Tällainen heräte voidaan matemaattisesti kuvata muodostamalla siitä Fourier-sarja [9, s. 400].

Useat eri tutkimukset ovat mitanneet kävelystä aiheutuvan voiman aikahistorian [4][19][20]. Tulokset olivat kaikissa tutkimuksissa hyvin samankaltaisia. Kuvassa 12 on esitetty tyypillinen mittauksesta saatu tulos. Kuvassa on molempien jalkojen askeleesta

syntyvä kuormitus. Mustalla käyrällä kuvataan askeleiden yhteisvaikutusta ja sinisellä ja punaisella eri jalkojen yksittäisen askeleen kuormitusta.



Kuva 12. Askeleesta syntyvä voima [4, s. 10].

Kokeellisesti mitatuista kävelystä lattiaan kohdistuneista voimista on muodostettu Fourier-sarja, jonka avulla voidaan laskea voima ajan funktiona [19, s. 16]

$$F(t) = P(1 + \sum_{n=1}^N \alpha_n \sin(n2\pi ft + \phi_n)), \quad (28)$$

jossa P [N] on kävelijän massa, α_n [-] vahvistuserroin, n harmonisen komponentin järjestysluku, f [Hz] askelten taajuus, t [s] aika ja ϕ_n [°] vaihesiirto. N on harmonisten komponenttien kokonaismäärää. Kaavan ensimmäinen termi ottaa huomioon kävelijästä lattiaan kohdistuvan staattisen voiman [5, s. 13].

Toisissa lähteissä [21, s. 2] [1, s. 10] kuormitukselle on esitetty vastaavilla muuttujilla kaava

$$F(t) = P(1 + \sum_{n=1}^N \alpha_n \cos(n2\pi ft)). \quad (29)$$

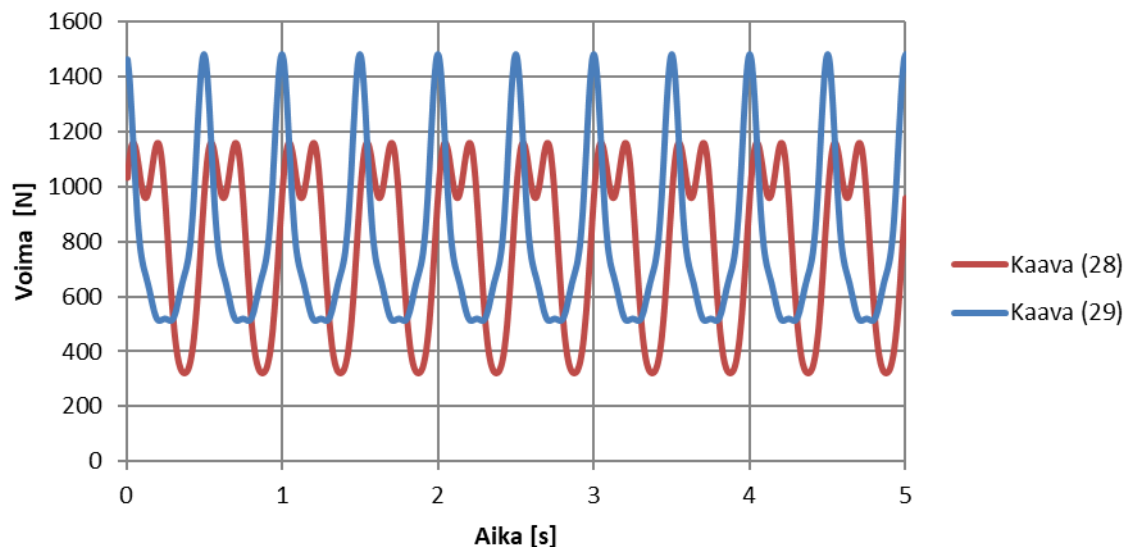
Jokaisella herätteen harmonisella komponentilla on oma vahvistuskertoimensa [14, s. 400]. Kävelystä mallinnetuille funktiolle vahvistuskertoimet ovat määritetty kokeellisesti ja eri tutkimuksissa on esitetty useita eri arvoja eri komponenteille [22, s. 16]. Komponentteja vastaavat vahvistuskertoimet pienenevät nopeasti komponentin järjestysluvun kasvaessa ja neljä ensimmäistä komponenttia muodostavat jo pääosan herät-

teestä [15, s. 15]. Taulukossa 5 on esitetty Rainer et al. ja Allen et al. ehdottamat arvot vahvistuskertoimelle [5, s. 13].

Taulukko 5. Vahvistuskertoimen arvoja eri taajuuksalueilla

Komponentti n	$nf_{\text{kävely}}$, Hz	α_i	φ_i
1	1,6-2,2	0,5	0°
2	3,2-4,4	0,2	90°
3	4,8-6,6	0,1	0°
4	6,4-8,8	0,05	-

Taulukossa 5 on myös Rainer & Pernican [19, s. 16] esittämät arvot vaihekulmalle, kun kävely tapahtuu taajuudella 2,0–2,4 Hz. Kaavassa (29) kävelijän painona tulee käyttää 0,7kN [21, s. 2]. Kuvassa 13 on piirretty kaavojen (28) ja (29) mukaiset arvot taulukon 5 arvoilla, kun herätteen taajuus on 2 Hz.



Kuva 13. Askeleesta syntyvän voiman laskennalliset vastineet.

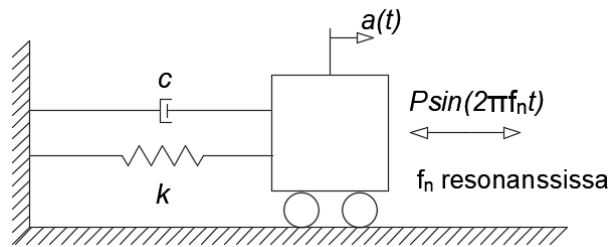
Kuvassa 13 piirretty kaavan (28) mukainen heräte mukailee paremmin kuvassa 12 esitettyjä mitattuja arvoja kuin kaavan (29) yksinkertaistettu versio.

2.5 Välipohjan värähtelyn arviointiin käytettäviä menetelmiä

Tässä luvussa käsitellään tarkemmin eri kirjallisuuslähteissä esiteltyjä menetelmiä lattioiden värähtelytarkasteluun. Lähteet ovat eri maiden ja erilaisten yhdistysten julkaisemia suunnitteluoppaita. Tässä työssä tarkastellaan yhdysvaltalaisen AISC:n, isobritannialaisen The Concrete Centren, ruotsalaisen Sven Ohlssonin sekä VTT:n oppaat. The Concrete Centre on painottunut FEM-laskentaa vaativaan menetelmään ja muut menetelmät ovat keskittyneet enemmän käsin laskentaa soveltuviin yksinkertaistettuihin menetelmiin.

2.5.1 AISC

AISC on ohjeessaan ehdottanut yksinkertaistettuun värähtelytarkasteluun menetelmää, joka jakaa lattiarakenteen matala- ja korkeataajuuslattioihin. Jako tehdään rakenteen alimman ominaistajuuden perusteella. Mikäli alin ominaistajuus on alle 9 Hz, rakenne on matalataajuuksinen, muussa tapauksessa rakenne on korkeataajuuksinen [5, s. 12–14]. Ohjeessa käytetään yhdysvaltalaisia yksikköjärjestelmää, mutta kaavoissa voidaan käyttää myös SI-järjestelmän mukaisia yksiköitä. Välipohjaa käsitellään kuvan 14 mukaisena yhden vapausasteen värähtelijänä [5, s. 12].



Kuva 14. Yhden vapausasteen värähtelijä mukailten [5, s. 12].

Askelherätteessä yksi harmoninen komponentti aiheuttaa resonanssissa suurempaa värähtelyä verrattuna muihin komponentteihin. Tämän vuoksi suunnittelussa ehdotetaan käytettäväksi luvussa 2.3 esitetystä askelherätteen Fourier-sarjasta yksinkertaistettua kaavaa

$$F(t) = \alpha_h Q \sin(h 2\pi f_{step} t), \quad (30)$$

jossa α_h [-] vastaa kaavan (29) vahvistuskerrointa α_n , Q [kg] kävelijän massa, h resonanssia aiheuttavan harmonisen komponentin järjestysluku ja f_{step} [Hz] askeltaajuus. Kertoimelle α_h käytetään vastaavasti taulukon 5 arvoja. Yksinkertaistuksessa on jätetty ottamatta huomioon lattiaan kohdistuva staattinen voima sekä jätetty vaihesiirto pois, koska laskennassa käytetään vain yhtä termiä [5, s. 13].

Kävelyn takia matalataajuuksisessa lattiassa voi esiintyä ominaisvärähtelyä resonanssi-ilmiön vuoksi. Ominaisvärähtelyä voi esiintyä, jos rakenteella on vähintään yksi ominaistajuus, joka on alle rakenteeseen kohdistuvan jaksollisen herätteen taajuuden [5, s. 3]. Ohjeessa oletetaan askelherätteen taajuuden vaihtelevan välillä 1,6–2,2 Hz, jolloin herätteen neljännen harmonisen komponentin korkein mahdollinen taajuus on 8,8 Hz.

Kuvan 14 värähtelijän pysyvän vasteen kiihtyvyys [m/s^2] saadaan kaavasta

$$a_{pysyvävaste} = \frac{P}{2\beta M}, \quad (31)$$

jossa M [kg] on värähtelijän modaalimassa, P [N] herätteen amplitudi ja β [-] vaimennuskerroin [5, s. 12–13]. Modaalimassa on se massa, jonka ajatellaan osallistuvan vä-

rähtelyyn tarkasteltavassa ominaisuudessa. Kun kaavan (31) herätteen amplitudi P korvataan kaavan (30) herätteen amplitudilla $\alpha_h Q$ ja pienennyskerroimella R [-] otetaan huomioon se, että resonanssi-ilmiö ei ehdi kasvaa täysinmittaiseksi eikä pysyvän värähtelyn vastetta synny. Edellä mainitut ottamalla huomioon saadaan askelherätteestä aiheutuvaksi huippukiihtyvyydeksi a_p [m/s²]

$$a_p = \frac{R\alpha_h Q}{2\beta M}, \quad (32)$$

jossa β [-] on vaimennuskerroin ja M [N] lattian modaalimassa [5, s. 13–14]. Harmonisia komponentteja vastaavat vahvistuskertoimet voidaan eri taajuuksilla approksimoida kaavalla

$$\alpha = 0,83e^{-0,35f_n}, \quad (33)$$

jossa α [-] on vahvistuskerroin ja f_n [Hz] lattian ominaistaajuus [5, s. 14]. Nivelellisesti tuetun palkin modaalimassa on puolet palkin kokonaismassasta W [kg]. Kun kaava (33) ja palkin modaalimassa sijoitetaan kaavaan (32), saadaan

$$a_p = \frac{RQ(0,83e^{-0,35f_n})}{2\beta(0,5W)/g}, \quad (34)$$

jossa g putoamiskiihtyvyyden suhde putoamiskiihtyvyyteen [m/s²] ja W lattian kokonaismassa [5, s. 14].

Sieventämällä kaavaa (34) saadaan matalataajuuksisen lattian värähtelytarkastelua varten kiihtyvyyden suhde putoamiskiihtyvyyteen

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 e^{-0,35f_n}}{\beta W}, \quad (35)$$

jossa

$$P_0 = 0,83RQ, \quad (36)$$

jossa R [-] on pienennyskerroin ja Q [kg] kävelijän massa. P_0 [kg] kuvaa värähtelyn amplitudia. Pienennyskerroimenä käytetään 0,7 kävelysilloille, joilla on yksisuuntaisia ominaismuotoja Lattioille, joilla kaksisuuntaisia ominaismuotoja, käytetään kerrointa 0,5. Lattioille käytettävä pienennyskerroin on ohjeen mukaan konservatiivinen. Kävelijän massaksi on esitetty käytettäväksi 157 paunaa [5, s. 14].

Kaavasta (35) saatavan lattian hetkellisen kiihtyvyyden suhde putoamiskiihtyvyyteen tulee toteuttaa ehto

$$\frac{a_p}{g} \leq \frac{a_0}{g}, \quad (37)$$

jossa suhde a_0/g on tapauskohtainen raja-arvo, joka saadaan kuvasta 10. Korkeataajuisella lattialla ei ilmene kävelystä aiheutuvaa resonanssia, koska herätteen harmonisten komponenttien taajuus jää riittävästi lattian alimman ominaistaajuuden alle. Kävelyyssä sisältyy myös impulssimaisia komponentteja. Laattaan kohdistuvan impulssin johdosta syntyy värähtelyjä. Laskemalla laatan impulssivasteen ja muuntamalla se vastaavaksi kiihtyvyyden arvoksi kuin aikaisemmin saadaan raja-arvoihin nähden vertailukelpoinen tulos [5, s. 14–15].

Välittömästi impulssin I_{eff} jälkeen yhden vapausasteen värähtelijän nopeus on

$$v = \frac{I_{eff}}{M}, \quad (38)$$

jossa τ on ajanhetki heti massaan M [kg] kohdistuvan impulssin I_{eff} [Ns] jälkeen [5, s. 8][9, s. 405]. Värähtelijän approksimoitu huippukiihtyvyys impulssin jälkeen on

$$a_p = (2\pi f_n) \left(\frac{I_{eff}}{M} \right). \quad (39)$$

Askeleeseen kuuluvasta kantapäähän iskusta lattiaan kohdistuva impulssi saadaan kaavalla

$$I_{eff} = \left(\frac{f_{step}^{1,43}}{f_n^{1,30}} \right) \left(\frac{Q}{17,8} \right), \quad (40)$$

jossa f_{step} [Hz] on kävelyn taajuus ja f_n [Hz] lattian ominaistaajuus. Muuttuja Q [N] on kävelijän paino [5, s. 8][23, s. 7]. Painon yksikkönä voidaan käyttää newtoneita tai paunoja. Tällöin tuloksen yksiköksi saadaan joko newton- tai paunasekunti. Painona esitetään käytettäväksi joko 746 N tai 168 lbf [23, s. 7].

Yhden askeleen jälkeistä huippukiihtyvyyttä voidaan approksimoida kaavalla (40), kun kaavaan on lisätty kerroin R_M . Kerroin on elementtimenetelmällä suoritettujen analyysien perusteella määritetty ja se kuvaa keskimääräistä vastetta ensimmäisen ominaismuodon vasteeseen verrattuna. Kertoimen arvona käytetään $R_M = 2$ [23, s. 4][5, s. 15]. Kaava noudattaa tällöin muotoa

$$a_p = \frac{2\pi f_n R_M I_{eff}}{M}. \quad (41)$$

Kävelystä syntyvän impulssin aikaansaaman värähtelyn kiihtyvyydvaste voidaan ilmaista sinimuotoisena funktiona [9, s. 382]

$$a(t) = a_p e^{-2\pi f_n \beta t} \sin(2\pi f_n t). \quad (42)$$

Neliöllisellä keskiarvolla voidaan arvioida herätteen aiheuttaman kiihtyvyyden tehollista arvoa

$$a_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{T_{step}} \int_0^{T_{step}} [a(t)]^2 dt}, \quad (43)$$

jossa $T_{step} = 1/f_{step}$.

Yhtälöistä saadaan muodostettua yhdistämällä vastaava kiihtyvyyden suhde putoamis- kiihtyvyyteen kuin aiemmin, joka saadaan sievennettyä yksinkertaisempaan muotoon si- joittamalla vakiokerroimet. Yhtälöön on lisätty korjauskerroin $R = 1,3$, jolla saadaan laskennallinen kiihtyvyys vastaamaan paremmin kokeellisissa tutkimuksissa mitattuja arvoja [5, s. 15]. Yhtälöksi saadaan:

$$\frac{a_{ESPA}}{g} = \frac{2\pi f_n R R_{MI} eff}{W} \sqrt{\frac{1-e^{-4\pi h\beta}}{h\pi\beta}} = \left(\frac{154}{W}\right) \left(\frac{f_{step}^{1,43}}{f_n^{0,3}}\right) \sqrt{\frac{1-e^{-4\pi h\beta}}{h\pi\beta}}, \quad (44)$$

jossa h on alinta ominaistajuutta vastaavan harmonisen komponentin numero. Kom- ponentin numero valitaan alimman ominaistajuuden perusteella taulukosta 6.

Taulukko 6. Harmonisten komponenttien numero alimman ominaistajuuden perus- teella [5, s. 15].

Ominaistajuutta vastaava harmoninen komponentti korkeataajuisella lattialla	
f_n , Hz	h
9 - 11	5
11 - 13,2	6
13,2 - 15,4	7

Suhteen (44) tulee toteuttaa myös ehto (7), johon pätee samat raja-arvot kuin matalataa- juiseen välipohjaan.

2.5.2 The Concrete centre

Iso-Britannialaisen The Concrete Centren julkaisema ohjeistus lattioiden värähtelytar- kastelusta jakaa lattiat AISC:n tapaan korkea- ja matalataajuisiin lattioihin. Ohje luokit- telee lattian matalataajuiseksi, jos sen ominaistajuus on alle 10 Hz. Korkeataajuisena pidetään lattiaa, jonka ominaistajuus on yli 10,5 Hz. Raja on asetettu suurimman oletet- tun kävelytaajuuden neljännän harmonisen komponentin mukaiseksi. Maksimikävely- taajuudet eri rakennuksen osille on esitetty taulukossa 7 [6, s.22].

Taulukko 7. Maksimikävelytaajuudet eri alueilla [6, s. 22].

Alue	$f_{kävely}$, Hz
Kävelysillat	2,5
Käytävät	2,5
Toimisto- ja asuintilat (ei käytäviä)	2,0
Laboratoriot, leikkaussalit yms.	1,8

Jos rakenne on matalataajuinen, tutkitaan sen resonanssivastetta. Korkeataajuisella lattialla tutkitaan impulssivastetta. Mikäli rakenteen ominaistajuus on lähellä 10 hertsiä, rakenne voi olla altis molemmille vasteille ja tarkastelu tulee tehdä molemmilla tavoilla [6, s. 22].

Lattiaan kohdistuva dynaaminen voima lasketaan kävelijän staattisesta painosta kertoimen avulla. Kerroin riippuu kävelytaajuudesta ja se lasketaan jokaiselle herätteen harmoniselle komponentille. Kertoimet perustuvat satojen mitattujen askelsarjojen mittauksiin ja suunnitteluarvoksi on valittu mittausdatan perusteella suora, jonka ylittävän arvon todennäköisyys on 25 % [6, s. 24]. Suunnitteluarvo kertoimelle eri taajuuksilla ja harmonisella komponentilla on esitetty taulukossa 8.

Taulukko 8. Dynaaminen kuormakerroin staattiselle voimalle [6, s. 25].

Harmoninen komponentti, h	Harmonisen herätteen taajuus [Hz]	Suunnitteluarvo kertoimelle
1	1 – 2,8	0,41(f - 0,95), \geq 0,56
2	2 – 5,6	0,069 + 0,0056f
3	3 – 8,4	0,033 + 0,0064f
4	4 – 11,2	0,013 + 0,0065f
h > 4	> 11,2	0

Resonanssissa tapahtuvan pysyvän värähtelyn vaste voidaan laskea kaavasta:

$$a = \frac{\mu_{e,m}\mu_{r,m}F_h}{2\xi_m m}, \quad (45)$$

jossa $\mu_{e,m}$ [-] ominaisuuden arvo pisteessä, johon heräte kohdistuu, ja $\mu_{r,m}$ [-] ominaisuuden arvo pisteessä, jonka vastetta lasketaan. F_h [N] on herätteen amplitudi, ξ_m [-] suhteellinen vaimennuskerroin ja m [kg] värähtelevä massa [6, s. 26].

Edellinen kaava pätee, kun heräte toistuu loputtomasti ja resonanssi pääsee syntymään. Kävely kuitenkin on luonteeltaan ohimenevää eikä resonanssi pääse täten täysin kehittymään. Tämä voidaan ottaa huomioon lisäämällä kaavaan (45) pienennyskerroin $\rho_{h,m}$ [-] [6, s. 26]. Pienennyskerroin lasketaan kaavoista

$$\rho_{h,m} = 1 - e^{-2\pi\xi_m N} \text{ ja} \quad (46)$$

$$N = 0,55h \frac{L}{l}, \quad (47)$$

jossa h on harmonisen komponentin järjestysluku, L [m] laatan jänneväli ja l [m] askelpituus. Välipohjilla vähennys ei aina ole merkityksellinen, joten varmalle puolelle tehtyä oletusta $\rho = 1$, voidaan käyttää [6, s. 26].

Tarkasteltavasta lattiasta valitaan piste, johon heräte kohdistuu, ja havaintopiste, jonka vaste herätteeseen halutaan tietää. Pisteet valitaan sen perusteella, missä oletetaan käve-

lyä tapahtuvan ja missä mahdollisen värähtelyn havainnoija sijaitsee. Havainnointipisteeksi voidaan valita esimerkiksi avokonttorissa sijaitsevan henkilön työpiste, jonka ohitse usein kävellään [6, s. 26]. Matalataajuisille lattioille lasketaan valitun pisteen kiihtyvyys jokaisella mahdollisella kävelytaajuudella ja sen neljällä ensimmäisellä harmonisella komponentilla [6, s. 26]. Komponentit lasketaan kävelytaajuuden kerrannaisina

$$f_h = hf_w, \quad h = 1, 2, 3, 4 \quad (48)$$

jossa f_w [Hz] on kävelytaajuus ja f_h [Hz] on harmonisen komponentin taajuus.

Valitun pisteen kiihtyvyyden laskeminen jaetaan reaaliseen ja imaginääriseen osuuteen. Kiihtyvyydet lasketaan jokaisella ominaisparilla, jonka ominaistajuus on alle 15Hz, kaavojen (49) ja (50) mukaan [6, s. 28]:

$$a_{real,h,m} = \left(\frac{f_h}{f_m}\right)^2 \frac{F_h \mu_{e,m} \mu_{r,m} \rho_{h,m}}{m_m} \frac{A_m}{A_m^2 + B_m^2}, \quad (49)$$

$$a_{imag,h,m} = \left(\frac{f_h}{f_m}\right)^2 \frac{F_h \mu_{e,m} \mu_{r,m} \rho_{h,m}}{m_m} \frac{B_m}{A_m^2 + B_m^2}, \quad (50)$$

joissa f_h [Hz] on herätteen harmonisen komponentin h taajuus ja f_m [Hz] on ominaismuotoa m vastaava ominaistajuus. Herätepisteessä ominaismuodon arvo on $\mu_{e,m}$ [-] ja $\mu_{r,m}$ [-] on ominaismuodon arvo havainnointipisteessä [6, s. 26]. Muuttuja m_m [kg] on ominaismuotoa vastaava modaalimassa. Pienennyskerroin $\rho_{h,m}$ [-] lasketaan kaavasta (46) ja voima F_h [N] lasketaan kertomalla taulukon 3 dynaamisella kertoimella kävelijän painoa vastaava staattinen voima. Arvot A_m [-] ja B_m [-] lasketaan seuraavista kaavoista

$$A_m = 1 - \left(\frac{f_h}{f_m}\right)^2, \quad (51)$$

$$B_m = 2\xi \frac{f_h}{f_m}, \quad (52)$$

jossa ξ on suhteellinen vaimennuskerroin [6, s. 28]. Seuraavaksi lasketaan harmoniseen komponenttiin liittyvien eri ominaismuodoilla syntyvien kiihtyvyyksien summat:

$$A_{real,h} = \sum_m a_{real,h,m}, \quad (53)$$

$$A_{imag,h} = \sum_m a_{imag,h,m}. \quad (54)$$

Imaginääristen ja reaalisten kiihtyvyydenkomponenttien summat muodostavat kompleksiluvun, joka kuvaa kokonaiskiihtyvyyttä [6, s. 28]. Kompleksiluvun itseisarvolla saadaan kokonaiskiihtyvyyden suuruus:

$$|a_h| = \sqrt{A_{real,h}^2 + A_{imag,h}^2}. \quad (55)$$

Itseisarvo muutetaan vielä vasteen vastearvoksi $R_h [-]$

$$R_h = \frac{|a_h|}{a_{R=1,h}}, \quad (56)$$

jossa h on harmonisen komponentti ja $a_{R=1,h} [m/s^2]$ on kuvan 9 alimman käyrän arvo käytettävällä taajuudella [6, s. 29]. Käyrän arvot voidaan laskea kaavoista

$$a_{R=1,h} = \frac{0,0141 \text{ m}}{\sqrt{f_h} \text{ s}^2}, \quad \text{kun } f_h < 4 \text{ Hz}, \quad (57)$$

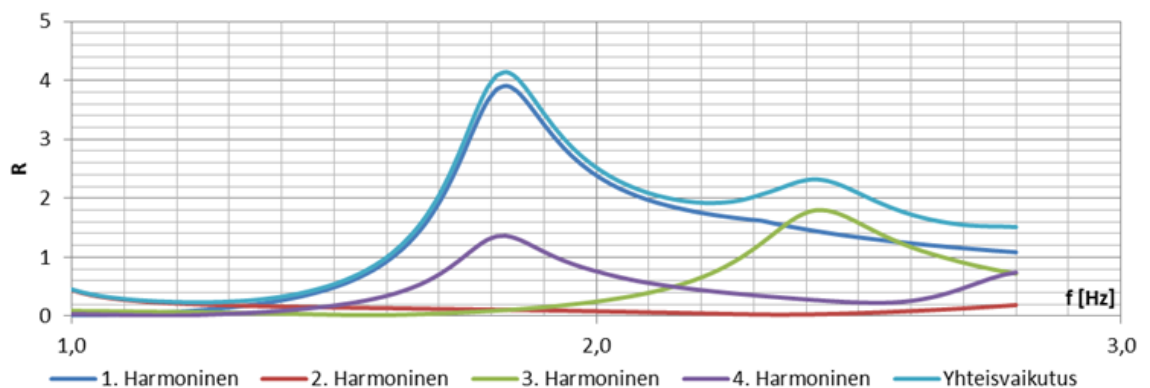
$$a_{R=1,h} = 0,0071 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}, \quad \text{kun } 4 \text{ Hz} < f_h < 8 \text{ Hz}, \quad (58)$$

$$a_{R=1,h} = 2,82\pi f_h \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{s}^2}, \quad \text{kun } 8 \text{ Hz} < f_h. \quad (59)$$

Kun kaikille neljälle herätteen harmoniselle komponentille on laskettu edellä olevien kaavojen mukaan vastearvot, lasketaan vielä kokonaisarvo

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2 + R_4^2}. \quad (60)$$

Kun vertailuarvot lasketaan jokaisella mahdollisesti esiintyvällä kävelytaajuudella, voidaan piirtää kuvan 15 mukainen kuvaaja. Kuvassa x-akselilla on kävelytaajuus ja y-akselilla vastearvo. Vaaleansininen eli ylin käyrä kuvaa kaavalla (60) laskettua kokonaisarvoa ja muut käyrät eri harmonisten komponenttien reagointia herätteeseen eri taajuuksilla.



Kuva 15. Esimerkki rakenteen vastearvoista eri taajuuksilla jaettuna komponentteihin ja kokonaisvastearvoon.

Korkeataajuiselle lattialle lasketaan impulssista aiheutuvan värähtelyn nopeuden aikahistoria. Nopeuden aikahistoriasta saadaan tarkasteltavan pisteen vertailunopeus ja vastearvo. Huippunopeus lasketaan kaikilla ominaismuodoilla, joiden ominaistaajuus on

pienempi kuin alin ominaistajuus kaksinkertaisena. Suunnitteluarvo impulssille lasketaan kaavasta

$$I_{eff} = 54 \frac{f_w^{1,43}}{f_n^{1,30}}, \quad (61)$$

jossa f_w [Hz] on kävelyn taajuus ja f_n [Hz] on rakenteen ominaistajuus. Todellinen impulssi ylittää suunnitteluarvon 25 % todennäköisyydellä [6, s. 30][25, s. 8].

Impulssista syntyvä pisteen huippukiihtyvyys lasketaan kaavasta

$$\hat{v}_m = \mu_{e,m} \mu_{r,m} \frac{I_{eff,m}}{\hat{m}_m}, \quad (62)$$

jossa $\mu_{e,m}$ [-] ominaismuodon arvo pisteessä, johon impulssi kohdistuu ja $\mu_{r,m}$ [-] ominaismuodon arvo pisteessä, jonka nopeutta lasketaan. I_{eff} [Ns] on askeleesta aiheutuva laskennallinen impulssi ja \hat{m}_m [kg] on modaalimassa. Pisteen nopeus ominaismuodossa m saadaan sinimuotoiseksi funktioksi kaavalla

$$v_m(t) = \hat{v}_m e^{-\pi \xi f_m t} \sin(2\pi f_m t). \quad (63)$$

Pisteen kokonaisnopeus saadaan laskemalla yhteen nopeudet eri ominaismuodoilla, jolloin kokonaisnopeus ajan funktiona on

$$v(t) = \sum_{m=1}^N v_m(t). \quad (64)$$

Pisteen nopeudelle lasketaan tehollinen arvo edellisen funktion neliöllisellä keskiarvolla

$$v_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T v(t)^2 dt}. \quad (65)$$

Nopeuden tehollinen arvo saadaan muutettua vertailukelpoiseksi vastearvoksi kaavalla

$$R = \frac{v_{RMS}}{v_{R=1}}, \quad (66)$$

jossa $v_{R=1}$ [m/s^2] on havainnointikynnyksen arvo rakenteen alimmalla ominaistajuudella f_l . Kynnyksen arvo lasketaan eri taajuuksille kaavoilla

$$v_{R=1} = \frac{5 \cdot 10^{-3} \text{ m}}{2\pi f_l \text{ s}}, \quad \text{kun } f_l < 8 \text{ Hz}, \quad (67)$$

$$v_{R=1} = 1,0 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{s}}, \quad \text{kun } 8 \text{ Hz} < f_l. \quad (68)$$

Ohjeen esittelemä vastearvo R vastaa taulukossa 1 esitettyjä jatkuvan ja toistuvan värähelyn kertoimia [6, s. 18]. Ohjeessa suositellaan kuitenkin käyttämään raja-arvoina kaksinkertaisia lukuja taulukon 1 arvoihin verrattuna. Liikerakennuksille esimerkiksi kehoitetaan käyttämään vastearvolle raja-arvoa 8 [6, s. 19].

2.5.3 Ohlsson

Ruotsalainen Sven Ohlsson tutki väitöskirjassaan [24] lattioiden värähtelyitä. Tutkimuksessaan hän keskittyi puisiin ja teräsrunkoisiin lattioihin. Tutkimuksensa pohjalta Ohlsson kirjoitti oppaan lattioiden värähtelyiden laskemiseen ja niiden huomiointiin suunnittelussa [11, s. 5]. Vaikka tutkimukset tehtiin puisilla ja teräsrunkoisilla välipohjilla, suunnittelussa käytettävät kaavat ovat materiaaliriippumattomia [11, s. 4]. Ohje on myös sisällytetty puurakenteiden suunnitteluun koskevaan eurokoodiin [2, s. 51][1, s. 49] ja osittain teräsrakenteiden eurokoodin kansallisessa liitteessä [8, s. 21].

Ohlsson asettaa lattioille kolme kriteeriä haitallisten värähtelyiden estämiseksi: 1 kN lyhytaikaisesta pistevoimasta aiheutuva taipuma sekä lattiaan kohdistuvasta impulssista ja jatkuvasta herätteestä syntyvät nopeusvasteet [11, s. 18–25]. Ohjeet ja kriteerit pätevät vain lattioille, joiden alin ominaistajuus on yli 8 Hz [11, s. 15]. Väitöskirjassaan Ohlsson suositteli, että kaikkien lattioiden alin ominaistajuus tulisi olla selvästi yli 6 Hz, jos vain mahdollista, koska kävelystä aiheutuva heräte ja sen merkittävimmät komponentit ovat pääosin matalataajuisia [24, s. 7.7].

Asetetuilla kriteereillä pyritään varmistumaan, että lattiarakenteen joustavuus ja värähtelyominaisuudet ovat hyväksyttävällä tasolla [11, s. 12] [24, s. 6.7]. Ensimmäinen kriteereistä, 1 kN staattisen voiman aiheuttama taipuma, rajoittaa lattiarakenteen joustavuutta. Jos lattiarakenne on joustava tässä kontekstissa, se voi aiheuttaa häiritseviä aistimuksia kävelijässä, koska lattiarakenne joustaa kävelijän yksittäisten askeleiden alla [11, s. 12][24, s. 6.7]. Esitetyn voiman aiheuttama taipuma lasketaan yleisesti käytetyillä laskentavoilla ja -kaavoilla, joten ohje ei tarjoa tähän vaiheeseen erityisiä laskenta-kaavoja [11, s. 18–21]. Voima asetetaan lattialle siten, että saadaan maksimaalinen taipuma kyseiselle lattiarakenteelle [11, s. 18]. Taipumalle esitetään raja-arvoksi 1,5 mm samassa pisteessä kuin vaikuttava voima [11, s. 18].

Lattiaan kohdistuvasta impulssista aiheutuva nopeusvaste lasketaan kaavasta:

$$w'_{max} = Ft \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\Phi_n^2(x_0, y_0)}{m_n}, \quad (69)$$

jossa F [N] on voima, t [s] impulssin vaikutusaika, m_n [kg] modaalimassa ja Φ_n [-] normeeratun ominaisvektorin arvo pisteessä x_0, y_0 ja n ominaisparien lukumäärä [11, s. 58].

Askeleiden aiheuttamat impulssit herättävät lähinnä alle 40 Hz sijaitsevia ominaistajuuksia, jolloin summa voidaan rajata alle 40 Hz sijaitsevien ominaisparien lukumäärään [11, s. 58]. Yksikköimpulssista syntyvä nopeusvaste on

$$h'_{max} = \sum_{n=1}^{N_{40}} \frac{\Phi_n^2(x_0, y_0)}{m_n}. \quad (70)$$

Tutkittavaksi pisteeksi (x_0, y_0) valitaan lattian joustavin piste joka antaa vasteelle h' [m/s] maksimiarvon [11, s. 58]. Neljältä sivulta nivelellisesti tuetulle laatalle, kun otetaan ainoastaan ensimmäisen kertaluvun ominaismuodot, on joustavin kohta jännevälän keskellä eli $x_0=L/2$ [11, s.81]. Ominaismuodot voidaan tässä tapauksessa ilmaista sini-aaltoina, jolloin summa voidaan kirjoittaa:

$$\sum_{n=1}^{N_{40}} \Phi_n^2(x, y) = \sum_{n=1}^{N_{40}} \sin^2\left(\frac{n\pi y}{B}\right), \quad (71)$$

jossa B [m] on lattian leveys ja y se piste, jossa summa saa maksimiarvon. Piste voidaan määrittää funktiosta [11, s. 81]:

$$\max \sum_{n=1}^{N_{40}} \Phi_n^2(L/2, y_0) \approx 0,4 + 0,6N_{40}, \quad (72)$$

jossa N_{40} [-] on ominaismuotojen, joiden ominaistajuus on alle 40 Hz, lukumäärä.

Mitä enemmän lattialla on alle 40 Hz ominaispareja, sitä lähempänä lattian joustavin kohta on laatan lyhyempiä reunoja [11, s. 81]. Jokaista laatan ominaisparia vastaava modaalimassa on

$$m_n = \frac{gBL}{4}, \quad (73)$$

jossa n on ominaisparin järjestysluku, g [m/s²] maan vetovoiman kiihtyvyyys, B [m] lattian leveys ja L [m] lattian pituus. Sijoittamalla kaavat (72), (73) ja lisäämällä 50 kg kävelijän painoa modaalimassaan saadaan kaava (70) muotoon:

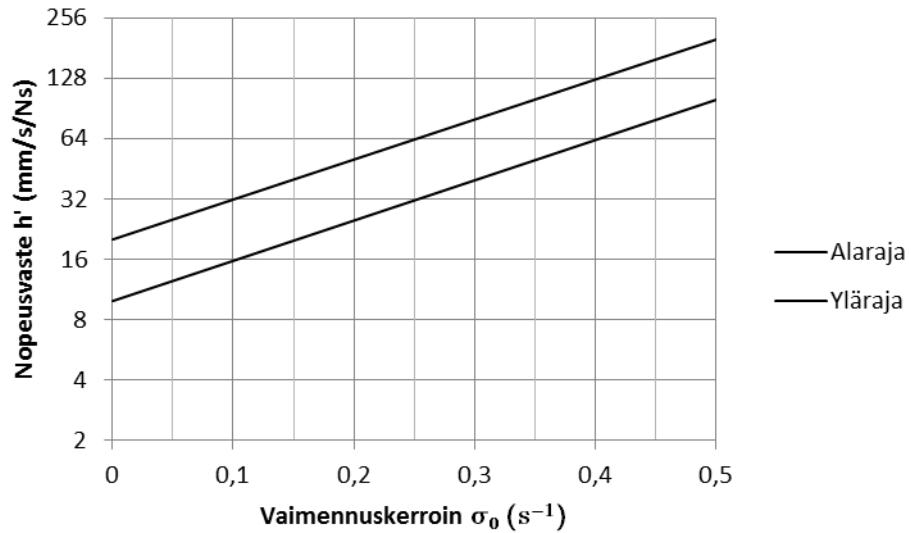
$$h'_{\max} = \frac{4(0,4+0,6N_{40})}{gBL+200}, \quad (74)$$

jossa h'_{\max} [(m/s)/Ns] on nopeusvaste.

Nopeusvasteen lisäksi tarkastellaan värähtelyiden vaimenemista. Vaimenemista kuvataan vaimenemiskertoimella, joka ilmaisee vaimenemisen ajan suhteen [24, s. 6.8]. Vaimenemiskerroin lasketaan kaavalla:

$$\sigma_0 = f_l \cdot \xi, \quad (75)$$

jossa f_l [Hz] on alin ominaistajuus ja ξ suhteellinen vaimennuskerroin. Vaikka värähtelyyn osallistuisi useampi taajuuskomponentti, kerroin toimii likimääräisesti [11, s. 23]. Kun vaimenemiskerroin on määritetty ja nopeusvaste laskettu, tulokset sijoitetaan kuvaan 16. Kuvaajan pystyakselilla on nopeusvaste ja vaakakselilla vaimennuskerroin. Yhteisvaikutuksen saamiseksi kuvaan asetetaan piste, jonka pystykoordinaatti on vaste ja vaakakoordinaatti vaimenemiskerroin [11, s. 24]. Kuva kertoo, ovatko lattiarakenteen värähtelyt hyväksyttäviä.



Kuva 16. Lattian värähtelyominaisuuksien hyväksyttävyyys vaimennuskertoimen ja nopeusvasteen avulla mukailten [11, s. 24].

Oikeaa alakulmaa kohti mentäessä eli vasteen ollessa pieni ja vaimenemiskerroin suuri, on käyttäytyminen parempaa. Vasenta yläkulmaa kohti mentäessä eli vasteen ollessa suuri ja vaimenemiskerroin pieni, on käyttäytyminen huonompaa. Viivoilla rajattu alue on epävarmaa aluetta. Mikäli rakenteen ominaisuudet osuvat tälle alueelle, värähtelykäyttäytymisen hyväksyttävyydestä ei voida olla varmoja [11, s. 24].

Kolmas kriteeri on lattia rakenteen dynaaminen käyttäytyminen jatkuvan herätteen alaisena. Käyttäytymistä arvioidaan tehollisella nopeusvasteella. Tarkastelu tehdään vain yli 4 m jännevälillä omaaville lattioille.

Nopeusvasteen spektritiheys voidaan kirjoittaa:

$$S_{w'w'}(f) = S_{FF}(f) |M(f)|^2, \quad (76)$$

jossa $S_{FF}(f)$ [N^2/Hz] on vaikuttavan voiman spektritiheys ja $|M(f)|$ kuormituspisteen liikkuvuuden suuruus [11, s. 61][24, s. 7.13]. Väitöskirjassaan Ohlsson määrittä jatkuvan kävelyn aiheuttaman voiman spektritiheydelle kaavan:

$$S_{FF}(f) \approx \frac{3 \cdot 10^4}{f^2} \left[\frac{N^2}{Hz} \right], \quad 6 \text{ Hz} < f < 40 \text{ Hz} \quad (77)$$

jossa f on lattiarakenteen alin ominaistajuus [24, s. 2.22].

$$|M(f)|^2 = |\alpha(f)|^2 \cdot 4\pi^2 f^2, \quad (78)$$

jossa $\alpha(f)$ [-] on yhden vapausasteen systeemin myöntövyys. Sijoittamalla kaavat (77) ja (78) kaavaan (76) saadaan:

$$S_{w'w'}(f) = \frac{3 \cdot 10^4}{f^2} \cdot |\alpha(f)|^2 \cdot 4\pi^2 f^2. \quad (79)$$

Jolloin värähtelyn teholliseksi nopeudeksi w'_{RMS} [m/s] voidaan kirjoittaa:

$$w'_{RMS} = \sqrt{1,2 \cdot 10^6 \int_8^{40} |\alpha(f)|^2 dt}. \quad (80)$$

Useiden yksinkertaistuksien jälkeen yhtälö (80) saadaan suunnittelua varten käsin laskettavaan muotoon

$$w'_{RMS} = \frac{100}{g_{BL}\sqrt{\xi}} \sqrt{\frac{N_{1,2}^2 + 1}{2 f_1^3}}, \quad (81)$$

jossa B [m] on lattian leveys, L [m] jänneväli, ξ suhteellinen vaimennuskerroin, f_l [Hz] lattian alin ominaistaajuus ja $N_{1,2}$ sellaisten ominaismuotojen lukumäärä joiden taajuus on alle $1,2f_1$.

Värähtelyn teholliselle nopeudelle ei anneta mitään raja-arvoja vaan tarkasteltavan lattian laskettua arvoa tulee verrata olemassa olevien, värähtelykäyttäytymiseltään hyväksyttäviksi todettujen, lattioiden vastaavaan laskennalliseen arvoon. Verrattavien lattioiden kävelyliikenteet ja vapaat lattiapinta-alat tulevat olla yhtä suuret [11, s. 25].

2.5.4 VTT

VTT:n julkaisemassa ohjeessa [4] Talja et al. ovat käyttäneet kahta edellä esitetystä laskentatavoista yhdistelmänä [1, s. 49]. Ohjeen mukaan matalataajuuksisille lattiolle käytetään AISC:n laskentatapaa ja korkeataajuuksisille Ohlssonin laskentamenetelmää. Korkeataajuuksisille lattioille kriteeriksi Ohlssonin menetelmästä on valittu 1 kN staattisesta voimasta syntyvä taipuma [4, s. 17]. Taipuman lisäksi tarkastetaan saman suuruisesta voimasta syntyvä kallistuma [4, s. 17]. Talja et al. ovat määritelleet matala- ja korkeataajuuksisen lattian rajaksi 10 Hz [4, s. 17]. Ohjetta edeltäneiden kokeellisten tutkimusten perusteella on määritetty värähtelyille raja-arvoja ja luokituksia, jotka ovat esitetty taulukoissa 2–4. Teräsrakenteiden eurokoodin kansallinen liite sisältää VTT:n julkaiseman ohjeen mukaisen laskentatavan ja luokitukset hieman muokattuina [18, s. 21–17].

Ohjeen esittelemiä laskentakaavoja ei käydä tässä kappaleessa läpi, koska ne ovat esitetty jo alkuperäisiä ohjeita käsittelevissä luvuissa tai laskettavissa tavanomaisin menetelmin. Erona AISC:n käyttämiin laskentaparametreihin on hieman korkeampi henkilön paino, jona ehdotetaan käytettäväksi 800 N.

2.6 Yhteenveto ja laskennassa käytettävät menetelmät

Taulukkoon 9 on koottu lyhyesti jokaisen edellä esitetyn ohjeen suunnittelukriteerit sekä matala- ja korkeataajuuksisen lattian luokittelun rajan. Luokittelun raja vaihtelee 8 Hz–10,5 Hz välillä eri ohjeissa. Luokituksella pyritään kuvaamaan lattian värähtelyiden syntymisen luonnetta. Korkeataajuuksisella lattialla värähtely johtuu impulssivasteesta ja matalataajuuksisella resonanssivasteesta. Rajan kohdalla jokaisessa ohjeessa muuttuu värähtelyn amplitudin arvioinnissa käytettävä lähestymistapa. The Concrete Centren laskentamenetelmässä lattian alimman ominaistajuuden ollessa lähellä rajaa lasketaan sekä resonanssi- että impulssivaste.

Taulukko 9. Suunnittelukriteerit ohjeittain.

	AISC	CC	Ohlsson	VTT
Matala- ja korkeataajuuksisen lattian raja [Hz]	9	10/10,5	8	10
Suunnittelukriteerit				
-matalataajuuksinen lattia	kiihtyvyys	kiihtyvyys	-	kiihtyvyys, kallistuma
-korkeataajuuksinen lattia	kiihtyvyys	nopeus	taipuma, nopeus	taipuma, kallistuma

Ohjeiden tarkastelemat suureet myös vaihtelevat. AISC:n ohjeessa määritetään laskennallisesti vain kiihtyvyyksiä. Concrete centerin ohjeessa korkeataajuuksiselle lattialle määritetään värähtelyn nopeus. Ohlsson ei ota kantaa matalataajuuksisten lattioiden värähtelyyn, mutta korkeataajuuksisille lattioille kriteereinä ovat taipuma sekä värähtelyn nopeus. VTT:n ohjeessa on yhdistelmä aikaisemmista, mutta lisättyä on kallistuma.

Tämän tutkimuksen laskentaosuudessa käytetään AISC:n, The Concrete Centren ja VTT:n ohjeita. Ohlssonin ohjeen mukaisia laskelmia ei tehdä, koska ne eivät ota kantaa matalataajuuksisiin lattioihin ja ovat siten tämän tutkimuksen kannalta vajavaisia, koska ontelolaattaväli-pohjat ovat usein matalataajuuksisia. Ohlssonin menetelmä on kuitenkin osittain sisällytetty VTT:n ohjeeseen. VTT:n ohje on mukana laskelmissa, koska se on osittain käytössä jo tällä hetkellä teräs- ja puurakenteille. Sen käyttäminen on perusteltua eri rakennusmateriaalien laskentatapojen yhtenäisyyksien puolesta. AISC:n menetelmä on ollut laajassa käytössä jo vuosia teräsrakenteisille lattioille, vaikka se ei varsinaisesti ole materiaaliirippuvainen. The Concrete Centren laskentatapa on AISC:n tavan kanssa yhteneväinen, mutta eroavaisuutena on se, että AISC:n tapa on yksinkertaistettu käsin laskentaa varten ja The Concrete centren laskentatapa vaatii käytännössä FEM-laskentaohjelman käyttöä.

3. LASKENTA

3.1 Ontelolaataston ominaisuudet

Laskentaosuudessa tarkastellaan kahta erilaista rakennetyyppiä: ontelolaatastoa jäykällä tuella eli seinän päällä ja laatastoa joustavalla tuella eli palkkien päällä. Ontelolaatat ovat esijännitetyjä betonielementtejä, joiden vakioleveys on 1200 mm.

Ontelolaatan tehollinen massa lasketaan kaavalla

$$W = wBL, \quad (82)$$

jossa w [N/m²] on laatan neliöpaino, B [m] laatan tehollinen leveys ja L [m] laatan jäsenmitta [5, s. 23]. Laatan tehollisena leveytenä voidaan käyttää kokonaisleveyttä [26, s. 81].

Värähtelytarkastelua varten tarvitaan ontelolaatan taivutusvastus EI [Nm²]. Kimmokerroin E määräytyy elementissä käytettävän betonin mukaan. Ontelolaatan poikkileikkausten neliömomentit voidaan laskea Steinerin lauseen avulla ja soveltamalla reikäperiaatetta. Ensin laatan poikkileikkaus ajatellaan yhtenäiseksi suorakulmioksi. Suorakulmion neliömomentti lasketaan kaavalla

$$I_{\xi, \text{suorakulmio}} = \frac{bh^3}{12}, \quad (83)$$

jossa b [m] on poikkileikkauksen leveys ja h [m] poikkileikkauksen korkeus. Onteloiden muoto vaihtelee ontelolaatan tyyppin mukaan. Yksinkertaistetaan onteloiden muoto laatan tyypistä riippuen suorakulmioiksi tai ympyröiksi. Ympyrän neliömomentti $I_{\xi, \text{ympyrä}}$ [m⁴] voidaan laskea seuraavalla kaavalla

$$I_{\xi, \text{ympyrä}} = \frac{\pi}{4} r^4, \quad (84)$$

jossa muuttuja r [m] on ympyrän säde. Ontelolaattojen päälle valettava pintabetoni otetaan huomioon joko pelkkänä kuormana, joka ei lisää poikkileikkauksen taivutusvastusta, tai pintabetoni ja ontelolaatta voidaan olettaa toimivan liittorakenteena. Liittorakenteena rakenteen taivutusvastus kasvaa. Pintabetoni on yleensä eri betonilaatua kuin ontelolaatat, joten myös sen kimmokerroin on erisuuruinen. Tämä voidaan ottaa huomioon muuntamalla pintabetonin poikkileikkauksen leveyttä kimmokerrointen suhteella $n = E_{\text{Ontelolaatta}} / E_{\text{Pintabetoni}}$.

Eri ontelolaattojen laskennan kannalta tarpeelliset ominaisuudet on koottu taulukkoon 10.

Taulukko 10. Eri ontelolaattapoikkileikkauksien värähtelytarkasteluun vaikuttavat ominaisuudet [27, s. 30][28, s. 10].

	O18	O20	O27	O32	O37	O40	O50
Betoni	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60
Kimmokerroin [GPa]	37	37	37	37	37	37	37
Laatan omapaino [kg/m ²]	265	245	360	380	485	435	560
- saumattuna [kg/m ²]	280	260	380	400	510	465	600
- 60mm pintabetonilla [kg/m ²]	430	410	530	550	660	615	750
Neliömometti [10 ⁹ mm ⁴]	0,478	0,630	1,573	2,510	4,086	4,411	8,447
Neliömometti, kun 60mm pintabetoni [10 ⁹ mm ⁴]	1,098	1,370	2,849	4,256	6,447	7,045	12,562

FEM-laskentaa varten tarvitaan ontelolaattaa vastaavan homogeenisen laatan ominaisuudet, jotta rakenne voidaan mallintaa ohjelmassa. Homogeenisen laatan käyttäminen FEM-laskennassa yksinkertaistaa ja nopeuttaa rakenteen mallintamista. Homogeenisen laatan käyttäminen on myös mahdollista kaikissa ohjelmistoissa. Homogeenisella laatala tulee olla sama taivutusvastus EI ja sama kokonaismassa. Taulukossa 10 esitetyistä neliömomenteista ja kimmokertoimista saadaan jokaisen ontelolaatan taivutusvastus. Kaavan (83) avulla voidaan laskea vastaavalle metrin levyiselle laatalle tarvittava korkeus. Kun korkeus tiedetään, laatalle voidaan laskea tarvittava tiheys, jotta laatalle saadaan samansuuruinen kokonaismassa kuin sitä edustavalla ontelolaatalla on. Taulukossa 11 on esitetty FEM-laskennassa käytettävien laattojen ominaisuudet.

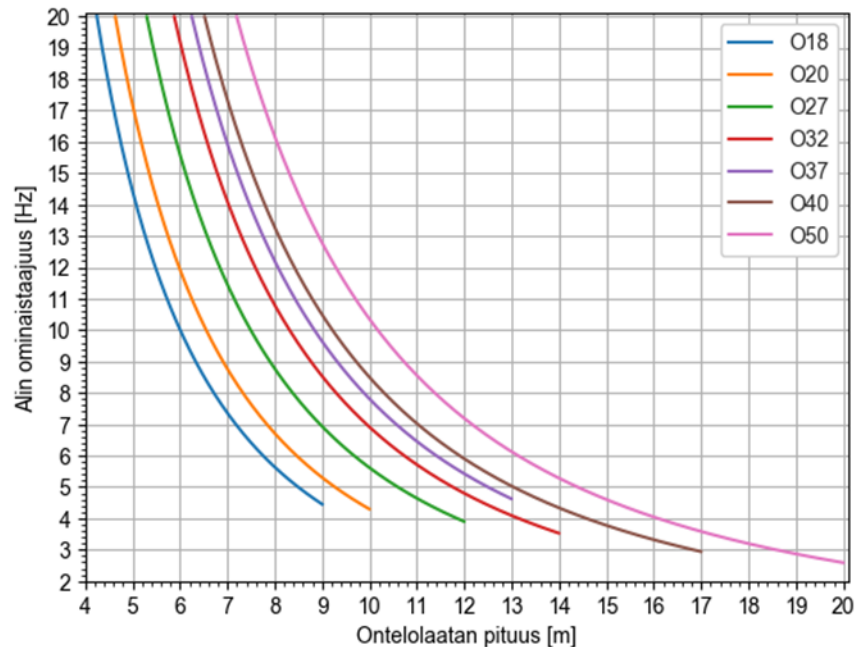
Taulukko 11. Ontelolaattoja vastaavien homogeenisten laattojen ominaisuudet.

	eq18	eq20	eq27	eq32	eq37	eq40	eq50
Betoni	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60
Kimmokerroin [GPa]	37	37	37	37	37	37	37
Laatan korkeus [mm]	168	185	251	272	344	353	439
Tiheys saumattuna [kg/m ³]	1662	1408	1517	1471	1481	1316	1367
Tiheys saumattuna [kN/m ³]	16,31	13,81	14,88	14,43	14,53	12,91	13,41
Korkeus kun pintabetoni toimii liittorakenteena [mm]	244	260	323	365	415	427	513
Tiheys, kun pintabetoni toimii liittorakenteena [kg/m ³]	1759	1576	1641	1507	1590	1440	1462
Tiheys, kun pintabetoni toimii liittorakenteena [kN/m ³]	17,26	15,46	16,10	14,79	15,59	14,13	14,34

Nivelellisesti tuetun palkin tai laatan alin ominaistajuus voidaan laskea kaavalla

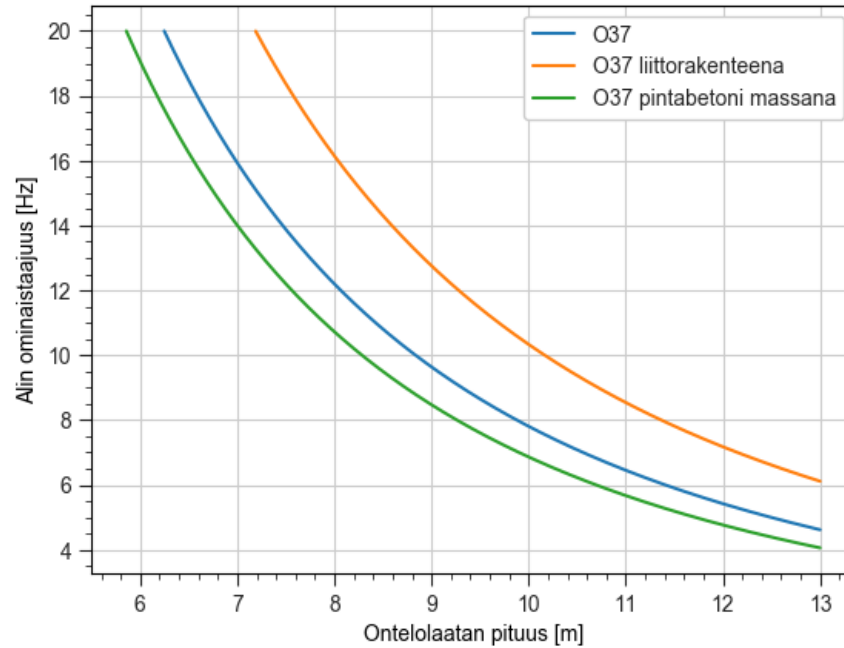
$$f_n = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{gEI}{wL^4}}, \quad (85)$$

jossa $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, E [Pa] rakenneosan materiaalin kimmokerroin, I [m^4] poikkileikkauksen nelimomentti, rakenteen massa ja hyötykuorma per metri w [kg/m^2] ja rakenteen pituus L [m] [5, s. 19]. Ontelolaattojen lasketut alimmat ominaistajuuudet ovat esitetty kuvassa 17. Kuvassa on huomioitu ainoastaan alle 20 Hz ominaistajuuudet, koska vain ne ovat merkityksellisiä aikaisemmin esitettyjä laskentatapoja ajatellen.



Kuva 17. Ontelolaattojen alle 20 Hz ominaistajuuudet laatan pituuden mukaan ilman pintabetonia ja hyötykuormaa.

Pintabetonilla voi olla merkittävä vaikutus ontelolaatan ominaistajuuteen. Vaikutuksen suuruus riippuu siitä, onko pintabetonin ja ontelolaatan välillä liittovaikutus. Kuvassa 18 on esitetty 370 mm ontelolaatan ominaistajuuudet kolmessa eri tapauksessa: ontelolaatta ilman pintabetonia, ontelolaatta ja pintabetoni ilman liittovaikutusta sekä täydellä liittovaikutuksella. Kun pintabetoni otetaan huomioon ilman liittovaikutusta, pintabetoni vaikuttaa vain lisättynä massana.



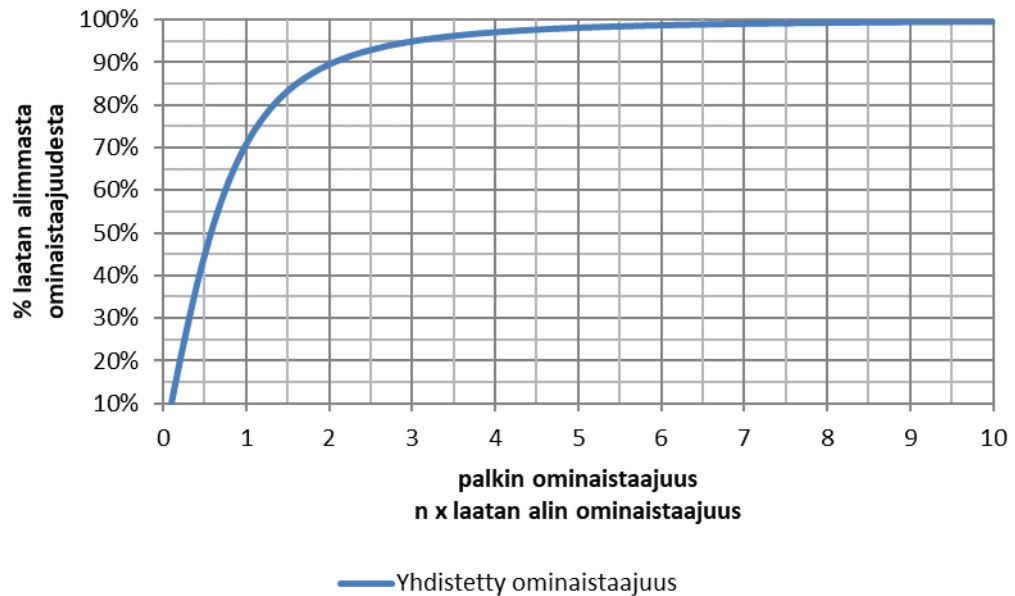
Kuva 18. O37 ontelolaatan ominaistaajuuksia kolmessa eri tapauksessa: ilman pintabetonia, poikkileikkauksen oletetaan toimivan liittorakenteena ja pintabetoni otettu huomioon pelkkänä massana. Ei hyötykuormaa.

Jos laatta tukeutuu joustavaan tukeen eli palkkiin, voidaan Dunkerleyn suhteella arvioida yhdistetyn systeemin ominaistaajuuksia [5, s. 19]. Systeemin ominaistaajuus saadaan yhtälöstä:

$$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2}, \quad (86)$$

jossa f_n [Hz] on koko systeemin ominaistaajuus, f_j [Hz] pääkannattimeen tukeutuvan rakenteen ominaistaajuus ja f_g [Hz] pääkannattimen ominaistaajuus [5, s. 19].

Kuvassa 19 on havainnollistettu joustavan tuen vaikutus systeemin ominaistaajuuteen pelkän pääkannattimeen tukeutuvan laatan ominaistaajuuden suhteen. Pystyakselilla on yhdistetty ominaistaajuus prosentteina laatan ominaistaajuudesta ja vaaka-akselilla pääkannattimen ominaistaajuus laatan ominaistaajuuden kerrannaisena.



Kuva 19. Systeemin alimman ominaistaajuuden riippuvuus palkin alimman ominaistaajuuden suhteesta laatan alimpaan ominaistaajuuteen, kun laatta tukeutuu palkkiin.

Jos pääkannattimen ominaistaajuus on kolminkertainen laatan ominaistaajuuteen verrattuna, koko systeemin ominaistaajuus on 95 % pelkän laatan ominaistaajuudesta. Pääkannattimen ominaistaajuuden laskiessa alle kolminkertaiseksi laskee myös yhdistetty ominaistaajuus huomattavasti. Mikäli kannattimen ja laatan ominaistaajuudet ovat yhtä suuret, yhdistetty ominaistaajuus on enää 70 % pelkän laatan ominaistaajuudesta. Ominaistaajuuden merkittävällä laskulla voi olla jo huomattavaa vaikutusta kävelystä aiheutuvan värähtelyn suuruuteen.

3.2 Palkin ominaisuudet

Laskennassa käytetään kahta erityyppistä palkkia: teräsbetonista leukapalkki ja delta-palkkia. Palkit ja ontelolaatat toimivat jossain määrin liittorakenteena, jolloin ontelolaatta toimii puristuslaippana. Yhteisvaikutuksen laskentaan ei tässä työssä perehdytä, vaan palkin taivutusjäykkyudet lasketaan ilmaisella ja yleisesti käytössä olevalla Flexibl-ohjelmalla. Palkkien ja ontelolaattojen yhteistoimintaan on ohjeistus Betoninormikortissa N:o 18 [29], jonka mukaisesti myös edellä mainittu laskentaohjelma suorittaa laskennan.

Taulukoon 12 on koottu tarkasteltavien teräsbetonisten leukapalkkien mittoja ja lasketuja taivutusjäykkyksiä. Palkkeja koskevissa käyttörajatilatarkasteluissa voidaan ottaa huomioon palkin ja laatan yhteisvaikutus. Betonisen leukapalkin taivutusjäykkyyttä laskettaessa betoni oletetaan halkeilemattomana [29, s. 24]. Leukapalkin uuma ei ole vaarantunut.

Taulukko 12. Teräsbetonisen leukapalkin mitat ja Flexibl-ohjelmalla lasketut taivutusjäykkyydet.

	O27	O32	O37	O40	O50
Palkin korkeus [mm]	550	600	650	680	780
Leuan leveys [mm]	200	200	200	200	200
Leuan korkeus [mm]	280	280	280	280	280
Uuman leveys [mm]	380	380	380	380	380
Uuman korkeus [mm]	270	320	370	400	500
Palkin paino [kN/m]	8,4	8,9	9,4	9,6	10,6
Palkin taivutusjäykkyys [MNm ²]	286,57	371,23	471,76	540,13	814,82
Taivutusjäyk. liittorakenteena [MNm ²]	291,83	379,9	485,46	557,00	847,87
Liittorakenne + pintabetoni [MNm ²]	292,31	380,45	485,89	557,59	848,57

Taulukoon 13 on koottu laskennassa käytettävien deltapalkkien tyypit ja taivutusjäykkyydet. Deltapalkin taivutusjäykkyyden laskennassa betoni oletetaan halkeilleeksi [29, s. 24]. Palkin ominaistajuutena kaavassa (86) käytetään liittorakenteena toimivan palkin taivutusjäykkyyttä.

Taulukko 13. Deltapalkkien tyypit ja Flexibl-ohjelmalla lasketut taivutusjäykkyydet.

	Laattatyyppi				
	O27	O32	O37	O40	O50
Palkkityyppi	D26-400	D32-400	D37-500	D40-500	D50-600
Palkin paino [kN/m]	4,2	4,7	6,4	6,8	9,6
Palkin taivutusjäykkyys [MNm ²]	75,19	111,16	198,57	240,50	487,85
Halkeilleen palkin taivutusjäyk. [MNm ²]	63,92	89,80	153,14	181,48	337,70
Taivutusjäyk. liittorakenteena [MNm ²]	65,07	91,56	155,53	184,08	341,84
Liittorakenne + pintabetoni [MNm ²]	65,30	91,77	155,73	184,27	342,10

FEM-laskentaa varten palkit oletetaan teräsbetonisiksi suorakaiteen mallisiksi palkeiksi mallintamisen yksinkertaistamiseksi. Teräsbetoniset leukapalkit mallinnettiin taulukon 14 poikkileikkauksien mukaan.

Taulukko 14. Teräsbetonisia leukapalkkeja vastaavat suorakaidepalkkien poikkileikkaukset FEM-laskentaa varten.

	Laattatyyppi				
	O27	O32	O37	O40	O50
Neliömomntti (liittorak) [10 ⁹ mm ⁴]	7,887	10,268	13,121	15,054	22,915
Neliömomntti (liittorak. + pintab.) [10 ⁹ mm ⁴]	7,900	10,282	13,132	15,070	22,934
Palkin leveys [mm]	500	500	500	500	500
Palkin korkeus (liittorak) [mm]	574,2	626,9	680,3	712,2	819,3
Palkin korkeus (liittorak. + pintab.) [mm]	574,5	627,2	680,5	712,5	819,5

Taulukoon 15 on koottu deltapalkkeja vastaavat betoniset suorakaidepalkkien poikkileikkaukset laskentaa varten.

Taulukko 15. Deltapalkkeja vastaavat suorakaidepalkkien poikkileikkaukset FEM-laskentaa varten.

	Laattatyyppi				
	O27	O32	O37	O40	O50
Neliömomentsi (liittorak) [10^8mm^4]	1,759	2,475	4,204	4,975	9,239
Neliömomentsi (liittorak. + pintab.) [10^8mm^4]	1,765	2,480	4,209	4,980	9,246
Palkin leveys [mm]	500	500	500	500	500
Palkin korkeus (liittorak) [mm]	348,2	390,2	465,5	492,4	605,3
Palkin korkeus (liittorak. + pintab.) [mm]	348,6	390,5	465,7	492,6	605,4

FEM-laskennassa ei oteta huomioon pintabetonin vaikutusta palkkien jäykkyyteen, koska vaikutus on hyvin vähäinen ja se kasvattaa laskenta-aikaa huomattavasti kombinaatioiden lisääntyessä.

3.3 Hyötykuorma

Laskennassa tulee ottaa huomioon rakenteen massan lisäksi myös rakenteen kannatteloma hyötykuorma. Rakenteen dynaamisessa tarkastelussa hyötykuorma otetaan huomioon massana. Kuorma tulee arvioida mahdollisimman tarkasti todellista tilannetta vastaavaksi, koska massalla on oleellinen vaikutus rakenteen dynaamiseen käyttäytymiseen. Lisätty massa pienentää resonanssi- ja impulssivastetta, mutta myös madaltaa ominaistajuuksia [11, s. 50].

AISC ohjeistaa käyttämään taulukossa 16 esitettyjä arvoja hyötykuormalle. Paperitoimistolla tarkoitetaan perinteistä toimistoa, jossa on raskaita pöytiä, kirjahyllyjä ja paperisia arkistoja. Tietokonetoimistolla tarkoitetaan toimistoa, jossa paperin määrä on vähäinen ja työskentely tapahtuu pääasiassa tietokoneilla. Hyötykuorman lisäksi otetaan huomioon välipohjan ripustuskuormat, johon suositellaan käytettäväksi arvoa 4 psf eli noin $0,19 \text{ kN/m}^2$ [5, s. 20].

Taulukko 16. AISC:n suosittelemat vasteen laskennassa käytettävät hyötykuormat [5, s. 21].

Kohde	Suositteltu hyötykuorma [psf]	Suositteltu hyötykuorma [kN/m^2]
Paperitoimisto	11	0,53
Tietokonetoimisto	6-8	0,29 - 0,38
Asuintilat	6	0,29
Kokoonpanotilat	0	0
Kauppakeskukset	0	0

The Concrete Centre ohjeistaa saman suuntaisesti ottamaan huomioon hyötykuorman todellista tilannetta vastaavana. Ohjeen mukaan yleisesti tarkastelussa otetaan huomioon 10 % suunnittelukuormasta lisättynä massana [6, s. 72]. Talja et al. ohjeistavat sisällyt-

tämään lattian massaan 30 kg/m^2 [4, s. 21]. Ohlsson ei anna suositusta käytettäville hyötykuorman arvoille, mutta toteaa, että hyötykuorman huomioon ottaminen vain alimman ominaistajuuden laskemisessa antaa varmalla puolella olevia tuloksia. Hyötykuormaa ei siis oteta huomioon itse vasteen laskennassa [11, s. 51].

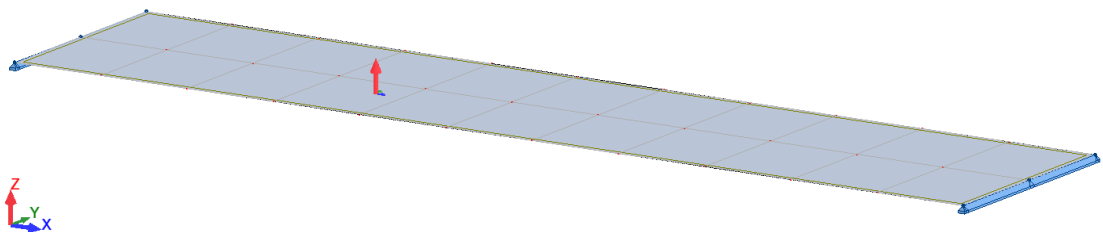
3.4 Mallinnus ja laskenta

AISC:n ja VTT:n lasketaan ohjeiden mukaisilla kaavoilla, jotka ovat kirjoitettu python-skriptiin. Skriptin avulla voidaan automatisoidusti muuttaa laatan tyyppiä ja dimensioita. Vasteet lasketaan ontelolaattatyyppin minimipituudesta maksimipituuteen kasvattaen ontelolaatan pituutta aina 0,1 m verran. VTT:n ohjeen mukaiset taipumat lasketaan myös käytetyllä FEM-ohjelmalla.

The Concrete Centren menetelmän vaatima FEM-laskenta suoritettiin Autodeskin Robot Structural Analysis Professional 2016 –ohjelmalla. Ohjelmasta löytyy vakioominaisuutena analyysimenetelmät kävelystä aiheutuvalle värähtelylle. Valittavissa ovat muun muassa AISC:n ja The Concrete Centren menetelmät. Ohjelmalla laskettiin kuitenkin vain The Concrete Centren menetelmällä.

Kuvassa 20 on esitetty rakennemalli, jonka mukaisesti rakenteet on mallinnettu tietokoneella. Laatta on molemmista päistään nivellellisesti tuettu ja se on mallinnettu kuorielementtinä, jolla on taulukon 11 mukaiset ominaisuudet. Laatan elementtiverkon elementtien sivupituudet ovat 0,5 m. Kuvan vasemmassa alakulmassa ovat globaalin koordinaatiston suunnat, jossa punainen nuoli osoittaa Z-akselin, vihreä Y-akselin ja sininen X-akselin suunnan. Laatussa on vastaavin merkinnöin ilmaistu lokaali koordinaatisto. Laatussa X-akseli kulkee laatan pituussuuntaisesti.

Lokaalien ja globaalien koordinaatistojen suunnat tulevat olla tulosten käsittelyä varten. Mikäli laatta olisi mallinnettu ortotrooppisena, sen vahvempi suunta olisi X-akselin suunnan mukainen.



Kuva 20. FEM-ohjelmassa käytetty rakennemalli, kun laatta tuettu jäykille tuille.

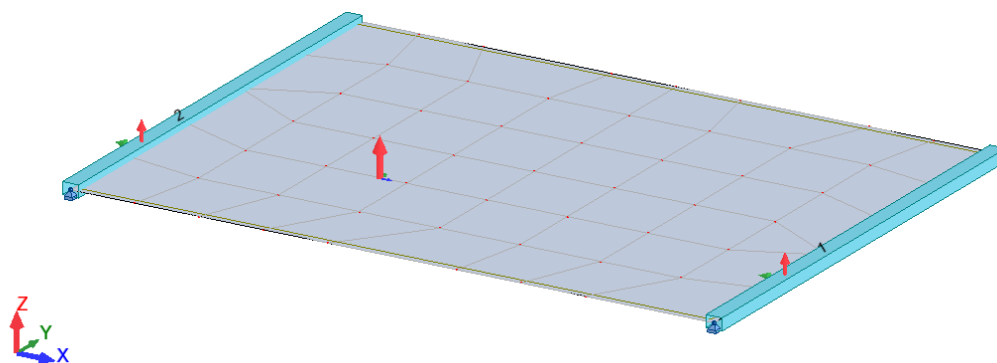
Analyysimenetelmänä käytetään ”Concrete Centre (2006) slabs” ja sen laskentaparametreina taulukossa 17 listattuja arvoja. Taulukossa herätemenetelmällä tarkoitetaan Robotin laskennassa tapahtuvaa rajoitusta ja sillä on kaksi vaihtoehtoa: self excitation ja

full excitation. Ensimmäinen tarkoittaa sitä, että herätteen aiheuttama vaste lasketaan vain siinä solmussa, johon heräte kohdistuu. Full excitation -vaihtoehdolla ohjelma laskee vasteen jokaisessa laatan solmussa. Self excitation -valinta on huomattavasti nopeampi laskennassa ja tässä tutkimuksessa se soveltuu eri laskentatapojen vertailuun, koska muillakin tavoilla laskettu vaste on samassa pisteessä kuin heräte. Suhteellisen vaimennuskertoimen arvona käytetään kaikissa menetelmissä suositeltua 3 % arvoa [4, s. 23].

Taulukko 17. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 ohjelmassa käytettävän analyysin parametrit.

Herätemenetelmä	"Self excitation"
Minimikävelytaajuus	1 Hz
Maksimikävelytaajuus	2,0 Hz
Askelten määrä	100
Kävelijän massa	80 kg
Vaimennus	3 %

Kuvassa 21 on esitetty esimerkki laskentamallista, kun laatta tukeutuu palkkeihin. Palkkien päät ovat nivellellisesti tuetut ja laatta tukeutuu palkkeihin. Palkkien lokaalin koordinaatiston X-akseli kulkee niiden pituussuunnassa ja laatan lokaali X-akseli sen pituussuunnassa palkkeja vasten kohtisuorasti.



Kuva 21. Käytetty laskentamalli, kun laatta tukeutuu palkkeihin.

Robot-ohjelman avulla tehty laskenta automatisoitiin sen ohjelmointirajapinnan avulla. Laskenta suoritetaan 7,2 m leveällä laatastolla. Vasteet laskettiin laataston keskipisteestä ja laatastoa pidennettiin kerrallaan 0,2 m. Tällöin laskenta-ajat pysyivät maltillisina, mutta tulokset saatiin kuitenkin riittävän tihein välein.

4. TULOKSET

Tässä luvussa käsitellään laskennan tuloksia eri tapauksissa. Laskentatulokset on esitetty tarkemmin liitteissä A–F. Taulukossa 18 on esitetty kaikki laskentatapaukset ja liitteet, joista kyseiset tulokset löytyvät. Jokaisen laskentatavan tulokset on jaettu kahteen liitteeseen tuentatavan mukaan. Luvuissa 4.1–4.3 tarkastellut rakenteet on jaettu laskentatuloksien perusteella ohjeiden mukaisesti värähtelyluokkiin pituuden mukaan.

Taulukko 18. Laskentatapaukset eriteltynä menetelmittäin ja tulosten sijainnit liitteissä.

AISC		The Concrete Centre		VTT	
JÄYKKÄ TUKI	Liite A	JÄYKKÄ TUKI	Liite C	JÄYKKÄ TUKI	Liite E
-Ilman pintabetonia -60 mm pintabetonilla -Liittorakenne		-Ilman pintabetonia -60 mm pintabetonilla -Liittorakenne		-Ilman pintabetonia -60 mm pintabetonilla -Liittorakenne	
JOUSTAVA TUKI	Liite B	JOUSTAVA TUKI	Liite D	JOUSTAVA TUKI	Liite F
Teräsbetoninen leukapalkki -Ilman pintabetonia -60 mm pintabetonilla -Liittorakenne		Teräsbetoninen leukapalkki -Ilman pintabetonia -60 mm pintabetonilla -Liittorakenne		Teräsbetoninen leukapalkki -Ilman pintabetonia -60 mm pintabetonilla -Liittorakenne	
Deltapalkki -Ilman pintabetonia -60 mm pintabetonilla -Liittorakenne		Deltapalkki -Ilman pintabetonia -60 mm pintabetonilla -Liittorakenne		Deltapalkki -Ilman pintabetonia -60 mm pintabetonilla -Liittorakenne	

Ontelolaattatyypeille O27–O50 laskettiin vasteet ilman pintabetonia, 60 mm pintabetoni otettu huomioon pelkkänä massana ja ontelolaatan ja pintabetonin liittorakenteena. Hyötykuormana on käytetty taulukon 16 nykyaikaisen toimiston alarajaa pyöristettynä eli $0,3 \text{ kN/m}^2$. Arvo vastaa käytännössä Talja et al. ehdottamaa 30 kg/m^2 arvoa.

4.1 AISC

Liitteessä A on esitetty tulokset ontelolaattojen värähtelylle jäykällä tuella AISC:n laskuttavalla määritettynä. Laskentamenetelmä on esitetty luvussa 2.5.1. Kuvien A.1–A.3 vaaka-akselilla on ontelolaatan pituus ja pystyakselilla kiihtyvyydevaste prosentteina maan vetovoiman kiihtyvyydestä. Kuvassa A.1 on esitetty ontelolaattojen vasteet, kun ne ovat ilman pintavalua. Ontelolaattojen vasteet pintavalun kanssa on esitetty kuvassa A.2, jossa pintavalu on otettu huomioon pelkkänä massana eikä sillä ole vaikutusta laatan jäykkyyteen. Ontelolaatan ja pintabetonin liittorakenteelle lasketut vasteet ovat esitetty kuvassa A.3.

Liitteessä B on koottu tulokset ontelolaattojen värähtelylle joustavalla tuella AISC:n tavalla laskettuna. Kuvissa B.1–B.3 on esitetty tulokset, kun palkki on tuettu deltapalkeilla. Teräsbetoniin leukapalkkeihin tuetun ontelolaataston tulokset on esitetty kuvissa B.4–B.6. Rakennetyypit ovat kaikissa tuenta- ja laskentatavoissa samassa järjestyksessä kuin liitteessä A.

4.1.1 Jäykkä tuki

AISC:n ohjeessa määritettiin kaksi eri laskentakaavaa: toinen matalataajuuksisille lattioille eli lattioille, joiden alin ominaistajuus on alle 9 Hz, ja toinen korkeataajuuksisille lattioille, joiden alin ominaistajuus on yli 9 Hz. Laskentatavan vaihto rajakohdassa näkyy tuloksissa selkeästi, jopa yli 50 % pudotuksena vasteessa.

Kuten kuvassa 17 esitettiin, ontelolaatan ominaistajuus laskee sen pidentyessä. Korkeataajuuksisella alueella vaste laskee ominaistajuuden pienentyessä eli ontelolaatan pidentyessä. Korkeataajuuksisella alueella huomataan myös laskennassa käytetyn harmonisen komponentin muutos vasteen äkillisenä nousuna kahdesti. Ontelolaatan tyyppistä riippuen taajuusalueluokituksen raja sijaitsee noin 7,5–10,5 m pituudella. Tämän jälkeen vaste kasvaa matalataajuuksisella alueella, kun ontelolaatta edelleen pitenee.

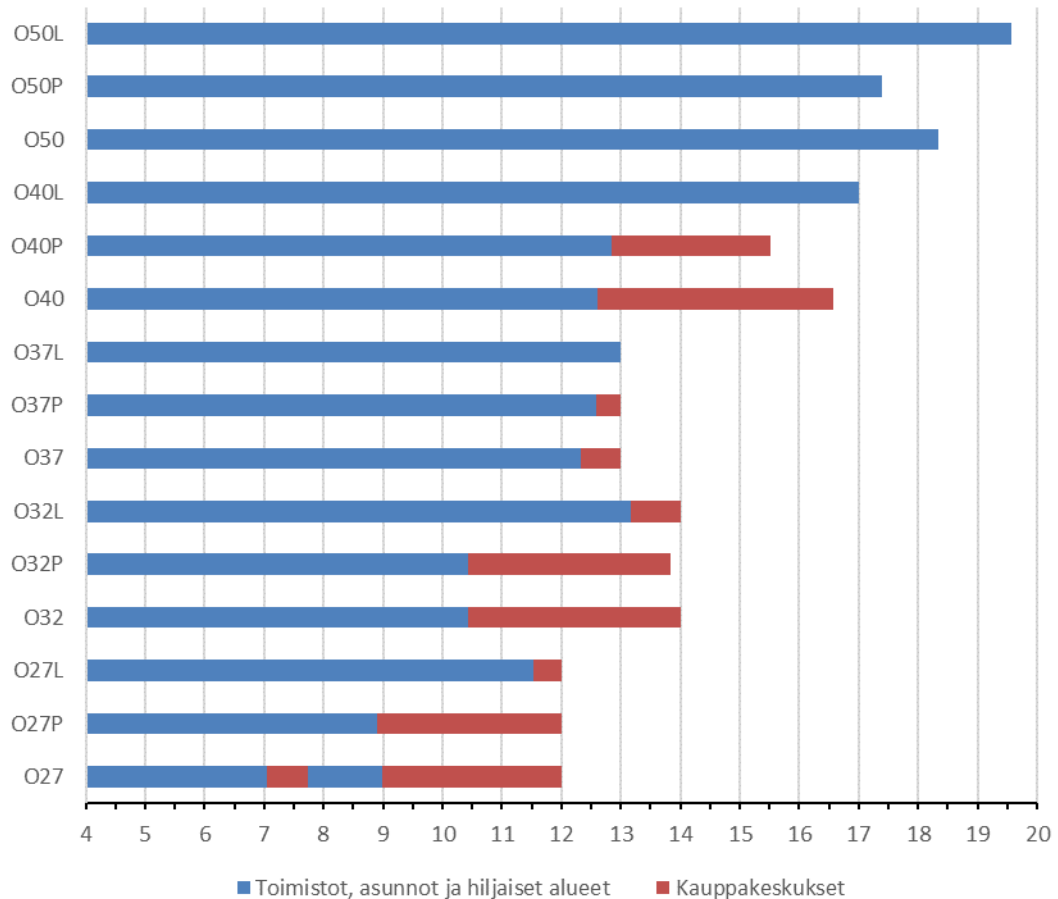
Ilman pintabetonia olevien ontelolaattojen vasteet ovat esitetty kuvassa A.1. Korkeataajuuksisella alueella vasteet ovat ylimmillään n. 0,75 % putoamiskiihtyvyydestä ja alimmillaan n. 0,3 % putoamiskiihtyvyydestä. Alle 9 Hz taajuuksilla vasteet ovat ylimmillään n. 1,05 % putoamiskiihtyvyydestä ja alimmillaan n. 0,13 % putoamiskiihtyvyydestä.

Kun ontelolaatan päällä on 60 mm pintabetoni ja se otetaan huomioon ainoastaan lisätynä massana, laskevat vasteet hieman verrattuna tilanteeseen, jossa pintabetonia ei ole. Ontelolaattojen vasteet ilman pintabetonia ovat esitetty kuvassa A.2. Nyt yli 9 Hz taajuuksilla maksimivaste on n. 0,58 % ja minimivaste n. 0,26 % putoamiskiihtyvyydestä. Matalilla taajuuksilla vasteet vaihtelevat n. 0,12–0,93 % välillä riippuen ontelolaatan tyyppistä ja pituudesta.

Jos ontelolaatan päällä oleva pintabetoni toimii ontelolaatan kanssa liittorakenteena, vasteet laskevat selkeästi verrattuna kahteen aikaisempaan tilanteeseen. Liittorakenteena toimivan rakenteen vasteet ovat esitetty kuvassa A.3. Nyt poikkileikkauksen taivutusvastus on suurempi kuin aiemmin, vaikka massa on sama. Korkeilla taajuuksilla vasteet vaihtelevat 0,22–0,52 % välillä ja matalilla taajuuksilla 0,1–0,57 % välillä.

Kuvassa 22 on esitetty värähtelyn raja-arvojen toteutuminen eri rakennetyypeillä pituuden mukaan. Ontelolaatan tyyppin perässä oleva kirjain ”L” merkitsee, että ontelolaatan ja päällä oleva pintabetoni toimivat liittorakenteena, ja tyyppin perässä oleva kirjain ”P” tarkoittaa, että ontelolaatan päällä on pintabetoni, mutta se on otettu huomioon vain

massana. Sininen palkki kuvaa aluetta, jolloin rakenne täyttää toimistoille, asunnoille ja muille hiljaisille alueille määritetyn raja-arvon. Kun palkki on punainen, rakenne ei enää täytä edellä mainittua rajaa, mutta se täyttää vielä kauppakeskuksille ja vastaaville tiloille määritetyn rajan. Palkki päättyy joko ontelolaatan maksimipituuteen tai siihen pituuteen, jossa rakenne alittaa 3 Hz ominaistajuuden.



Kuva 22. AISC:n asettamien raja-arvojen toteutuminen jäykällä tuella.

Tarkastellut ontelolaattarakenteet täyttävät pääosin toimistoille, asunnoille ja muille hiljaisille alueille määritetyn rajan. O27-laatta ylittää pituuksilla 7,0–7,75 m korkeataajuuksisille lattioille määritetyn raja-arvon. Lähestyttäessä laattatyyppin maksimipituuksia raja-arvo ylitetään kaikilla muilla laattatyypeillä paitsi O50-laattalla. O50-laattatyyppillä ei päästä kuitenkaan maksimipituuteen, koska se alittaa laskentatavalle määritetyn 3 Hz alarajan lähestyttäessä maksimipituutta. O37- ja O40-ontelolaattatyyppit täyttävät toimistoille ja asunnoille määritetyn raja-arvon maksipituudellakin, jos ne toimivat liittorakenteena pintabetonin kanssa.

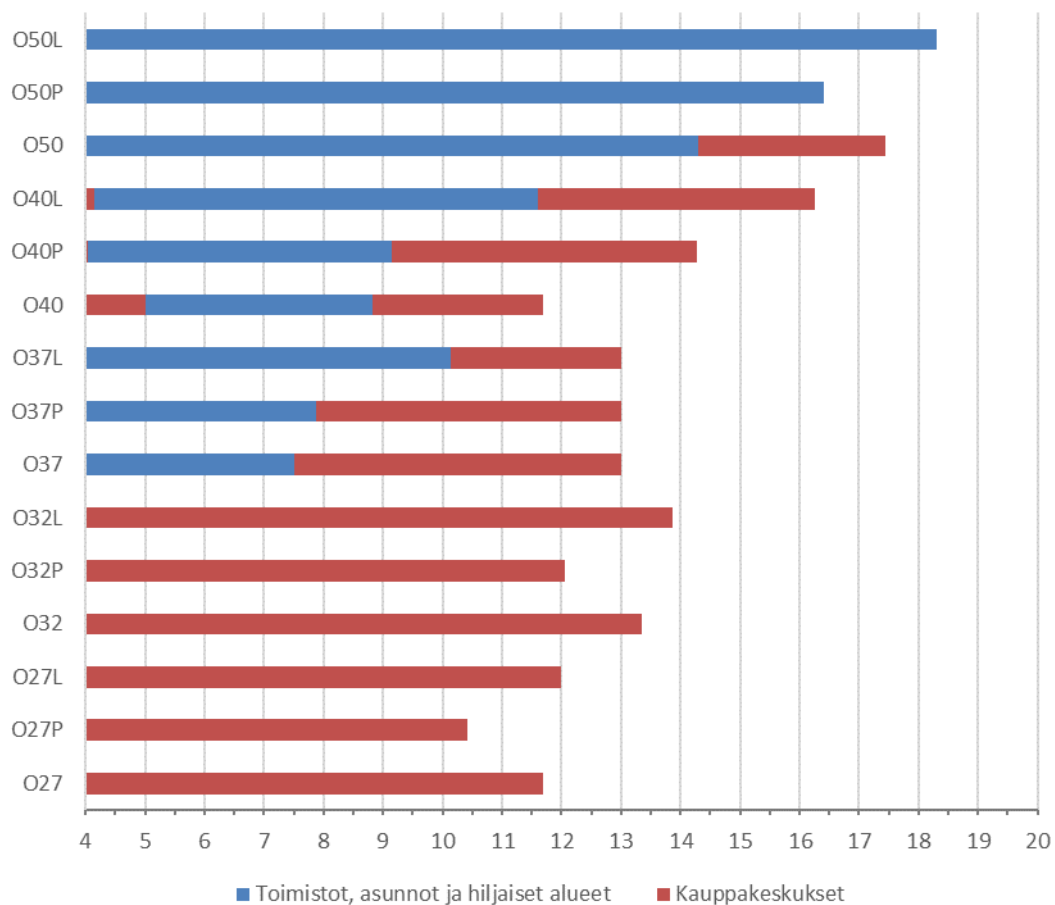
4.1.2 Joustava tuki

Ontelolaattavälipohjan vasteet laskettiin joustavalla tuella vastaavalla tavalla kuin jäykällä tuella, mutta ottamalla huomioon tukien ominaistajuudet kaavan (86) mukaisesti. Rakenteiden alimmat ominaistajuudet ovat laskeneet huomattavasti, kun laatasto on tuettu deltapalkeilla. Rakenteet ovat lähes kokonaan matalataajuksisia.

Ilman pintabetonia ainoat korkeataajuksiset ontelolaatat ovat O40 ja O50. Tällä alueella vaste on matalimmillaan noin 0,5 % ja korkeimmillaan noin 1,0 % putoamiskiihtyvyydestä. Matalilla taajuuksilla vasteet vaihtelevat noin 0,2–1,4 % välillä. Tulokset ovat esitetty kuvassa B.1. Kun ontelolaatan päällä on 60 mm pintabetoni, rakenteen massa kasvaa ja sen vuoksi alin ominaistajuus laskee edelleen. Vasteet ovat esitetty kuvassa B.2. Pintabetonin kanssa ainoastaan O50:llä on korkeataajuksinen alue 4–6 m välillä ja vaste vaihtelee tällä alueella n. 0,6–0,45 % välillä. Alle 9 Hz taajuuksilla laattojen kiihtyvyydvasteet ovat välillä 0,2–1,2 % putoamiskiihtyvyydestä.

Kun pintabetoni ja ontelolaatta toimivat liittorakenteena, vasteet laskevat verrattuna edellisiin tapauksiin. Tulokset ovat esitetty kuvassa B.3. Yli 9 Hz taajuuksilla vasteet ovat 0,43 ja 0,8 % välillä putoamiskiihtyvyydestä. Matalilla taajuuksilla vasteet vaihtelevat välillä 0,17–1,0 %.

Kuvaan 23 on koottu deltapalkein tuettujen ontelolaatastojen raja-arvojen toteutuminen pituuden mukaan. Rakenteen ominaistajuuden huomattava lasku ilman massan merkittävää lisääntymistä vaikuttaa laskennallisiin vasteisiin selkeästi. Ontelolaatat O27 ja O32 eivät täytä toimistoille ja asunnoille asetettua rajaa millään rakennetyypillä. Muut laattatyypit täyttävät rajan entistä lyhyemmällä jänneväleillä. O40-laatan laskennallinen vaste ylittää korkeataajuksisille lattioille määritetyn rajan pituusvälillä 4–5 m, pintabetonin kanssa välillä 4,0 – 4,04 m ja liittorakenteisena välillä 4,0–4,15 m. Ontelolaattojen maksimipituutta rajoittaa 3 Hz alaraja kaikilla muilla tyypeillä paitsi O37:lla.



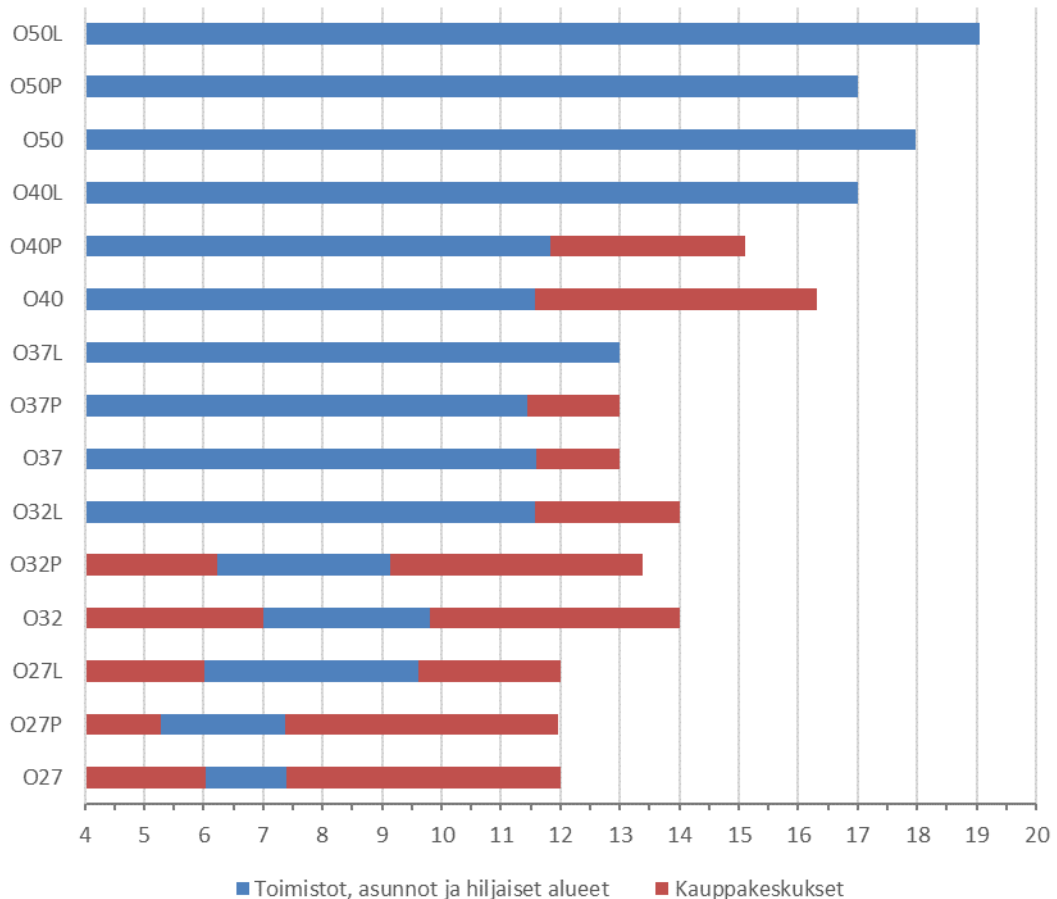
Kuva 23. AISC:n asettamien raja-arvojen toteutuminen, kun ontelolaatasto on tuettu deltapalkkeilla.

Teräsbetoniin leukapalkkeihin tuettujen ontelolaatastojen alimmat ominaistajuudet eivät pudonneet yhtä rajusti kuin deltapalkkeihin tuettujen ontelolaatastojen. Teräsbetonisten leukapalkkien taivutusjäykkyys on huomattavasti deltapalkkeja suurempi kuten taulukoissa 12–13 esitetyistä taivutusjäykkyyksien arvoista voi nähdä.

Teräsbetoniin leukapalkkeihin tuettujen ontelolaatastojen kiihtyvyydevasteet ovat esitetty kuvassa B.4. Nyt kaikilla ontelolaatattyyypeillä on korkeataajuuksinen alue ja vasteet alueella vaihtelevat välillä 0,35–1,1 % putoamiskiihtyvyydestä, kun ontelolaatalla ei ole pintabetonia. Matalilla taajuuksilla vasteet ovat välillä noin 0,15 % - 1,15 %. Kun ontelolaatan päällä on pintabetoni, yli 9 Hz ominaistajuuden omaavilla rakenteilla vasteet vaihtelevat välillä noin 0,3 – 0,87 % ja matalataajuisella alueella välillä noin 0,13–1,0 %. Liittorakenteella korkeataajuuksisella alueella vasteet ovat välillä noin 0,28–0,84 % ja matalilla taajuuksilla noin 0,1–0,7 %.

Kuvaan 24 on koottu raja-arvojen toteutuminen. Teräsbetoniin leukapalkkeihin tuetut ontelolaatastot täyttävät toimistoille ja asunnoille määritetyn rajan paremmin kuin deltapalkkeihin tuetut. O27- ja O32-laattojen vasteet ylittävät korkeataajuuksisella alueella

raja-arvon lyhyemmällä pituuksilla. Jännevälien keskivaiheilla laatat alittavat raja-arvon, mutta pituden kasvaessa taas ylittävät sen. Muut laattatyypit alittavat toimistoille ja asunnoille määritetyn raja-arvon vasta pidemmällä jänneväleillä. Ominaistaajuuden alaraja rajoittaa laattojen maksimipituutta.



Kuva 24. Teräsbetonisiin leukapalkkeihin tuettujen ontelolaatastojen raja-arvojen toteutuminen.

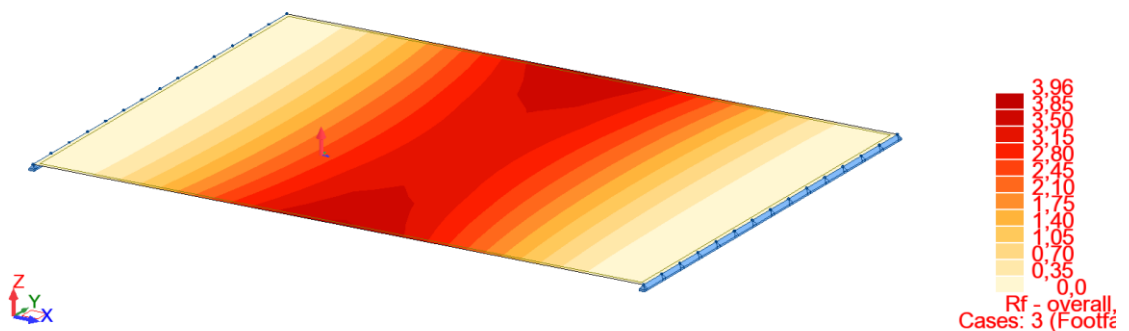
Ontelolaattojen tuentatavalla on huomattava merkitys laskettuihin tuloksiin. Jäykällä tuella raja-arvot toteutuvat parhaiten. Palkkiin tuetuista ontelolaatastoista parhaiten suoriutuvat palkeista jäykempään eli teräsbetoniseen leukapalkkiin tuetut.

4.2 The Concrete Centre

The Concrete Centren laskentatavalla, joka on esitetty luvussa 2.5.2, ja FEM-laskennalla lasketut vasteet ovat esitetty liitteissä C ja D. Liitteiden kuvissa vaaka-akselilla on ontelolaatan pituus ja pystyakselilla R-arvo, joka kuvaa vastetta. R-arvo on kaavojen (60) ja (66) mukainen. Liitteen C kuvissa C.1–C.3 on esitetty ontelolaataston vasteet jäykällä tuella. Kuvissa D.1–D.3 on esitetty deltapalkkeihin tuetun ontelolaataston vasteet. Kuvissa D.4–D.6 on esitetty teräsbetonisiin leukapalkkeihin tuettujen ontelolaattojen vasteet.

4.2.1 Jäykkä tuki

Kuvassa 25 on esitetty esimerkkinä erään FEM-laskennan tulos, kun ontelolaatat ovat tuettu jäykällä tuella. Mitä tummempi alue on, sitä suurempi vasteen arvo pisteelle on saatu. Suurimmat arvot ovat laatan reunoilla jännevälän puolella välissä. Liitteissä C ja D esitetyt tulokset ovat vasteiden arvoja laatan keskipisteestä. Keskipiste valittiin varsinaiseksi laskentapisteeksi, koska vaste lasketaan samasta pisteestä, johon heräte kohdistuu. Laatan reunat ovat mallinnettu vapaina, jolloin niissä ei ole mitään pisteen vapausasteita rajoittavia tukia. Todellisuudessa laattojen reunat eivät ole täysin vapaita, vaikka reunalla ei olisi varsinaisia kuormia siirtäviä tukia. Laatan reuna voi olla kiinni seinässä tai muussa rakenteessa, joka estää todellisuudessa hyvin pienet värähtelyt, jotka aiheuttavat kävelyä. Koska vaste lasketaan myös pisteestä, johon heräte kohdistuu, vaatisi maksimivasteen tuottaminen kävelemisen seinän vierustaa pitkin. Heräte on vielä yksinkertaistettu jatkuvaksi samaan pisteeseen eikä liikkuvaksi, joten voitaneen olettaa, ettei todellisuudessa laatan reunalla sijaitsevaa maksimivastetta edes saataisi aikaiseksi ja reunalla sijaitsevasta pisteestä laskennallisesti saatava vasteen arvo on tarpeettoman suuri. Vasteen arvo keskipisteessä on myös vertailukelpoisempi muiden menetelmien kanssa.



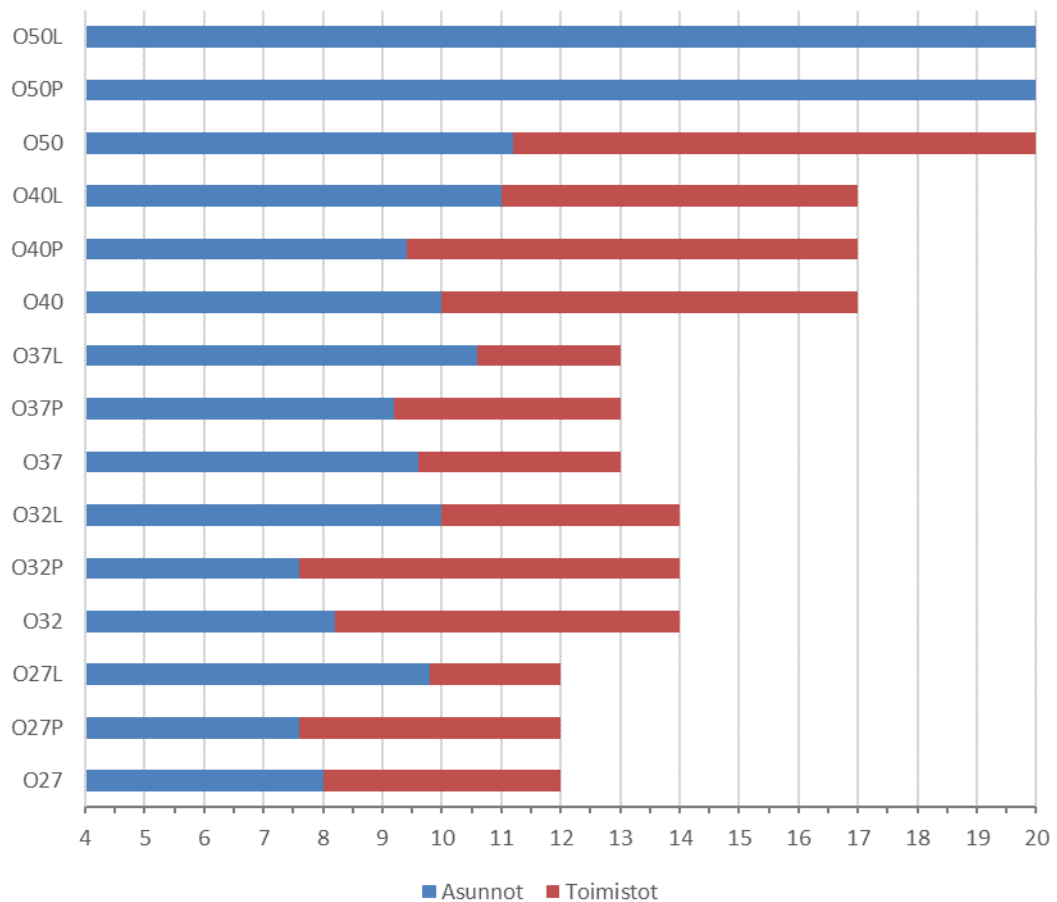
Kuva 25. FEM-laskennan tulos esitettyinä värikarttana, kun ontelolaatasto on tuettu jäykällä tuella. Tummempi väri tarkoittaa suurempaa vastetta. Vaste on laskettu samasta pisteestä kuin heräte kohdistuu.

Kuvissa C.1–C.3 on esitetty tulokset jäykällä tuella oleville ontelolaatastoille. Tuloksissa on havaittavissa epäjatkuvuuskohta, kun rakenteen alin ominaistajuus on 10 Hz. Epäjatkuvuuskohta aiheutuu, koska alle 10 Hz taajuuksilla arvioidaan resonanssivastetta ja yli 10 Hz taajuuksilla impulssivastetta. Resonanssivasteen alueella on myös havaittavissa useita piikkejä vastearvoissa. Piikkien kohdalla rakenteen ominaistajuus on sellainen, että se reagoi taajuutta vastaavaan herätteen harmoniseen komponenttiin.

Ilman pintabetonia ontelolaattojen vastearvot ovat yli 10 Hz ominaistajuuksilla 0–2 välillä. Alle 10 Hz ominaistajuuksilla vastearvot kasvavat hyvin nopeasti ja vaihtelevat 3–8 välillä, kun vasteet ovat tasaantuneet laskentatavan vaihdoksen jälkeisen nopean kasvun jälkeen. Kun ontelolaattojen päällä on pintabetoni, joka on otettu huomioon vain lisättyä massana, resonanssivasteet laskevat hieman ja vaihtelevat välillä 2–6. Impulsivasteisiin massan lisäyksellä on pienempi vaikutus. Massan lisääminen näyttää laskevan vastetta.

Liittorakenteena toimivan pintabetonin ja laataston vasteet ovat pienemmät kuin edellisten tapausten. Liittorakenteen lisääntynyt taivutusjäykkyys vaikuttaa myös korkeataajuuksisella alueella, jolla vasteet jäävät nyt 0–1 välille. Alle 10 Hz ominaistajuuksilla vasteet vaihtelevat 2–5 välillä.

Kuvassa 26 on esitetty toimistoille ja asunnoille määritettyjen raja-arvojen toteutumisen, kun ontelolaatat on tuettu jäykällä tuilla. Sininen palkki tarkoittaa, että laatasto täyttää asunnoille määritetyn raja-arvon. Punaisen palkin alueella laatasto täyttää toimistoille asetetun raja-arvon. The Concrete Centre suositteli käyttämään taulukon 1 arvoja kaksinkertaisina.



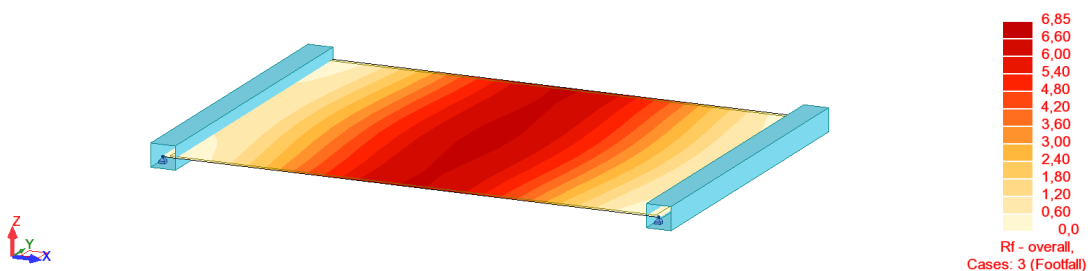
Kuva 26. Jäykällä tuilla olevan ontelolaataston vasteiden raja-arvojen toteutuminen The Concrete Centren mukaisilla arvoilla ja laskentatavalla.

Kuvassa 26 asunnoille on käytetty raja-arvoa 3, joka on hieman suurempi kuin kaksinkertainen arvo yöaikaan tapahtuvalle värähtelylle, joka on 2,8. Toimistoille raja-arvona on 8. Kuvaan 26 määritetyt toteutumisista on suodatettu raja-arvojen hetkellinen ylitys tai alitus resonanssivasteen piikkien kohdilta. Mikäli resonanssivasteen alueella vaste pysyy pääasiassa rajan alapuolella, on se hyväksytty. Vastaavasti, jos raja-arvo hetkellisesti alitetaan, ei sitä ole otettu huomioon vaan rakenne tulkitaan ylittävän raja-arvon. Myös mahdollinen raja-arvon alittava ”häntä” lähellä jännevälin maksimipituutta on jätetty huomiotta.

Kaikki laattatyytit täyttävät maksimipituudella toimistoille asetetun raja-arvon. Asunnoille asetetun raja-arvon täyttää maksimipituuksilla O50-laatta, kun sen päällä on pintabetoni. Muilla laatoilla raja-arvo ylitetään välillä 7,5–11,2 m riippuen laattatyydistä.

4.2.2 Joustava tuki

Kuvassa 27 on esitetty esimerkkinä erään palkkeihin tuetun ontelolaataston FEM-laskennasta saadut tulokset. Nyt maksimivaste saadaan laatan jännevälin puolivälillä. Liitteessä D olevat tulokset ovat vasteen arvot laatan keskipisteestä.

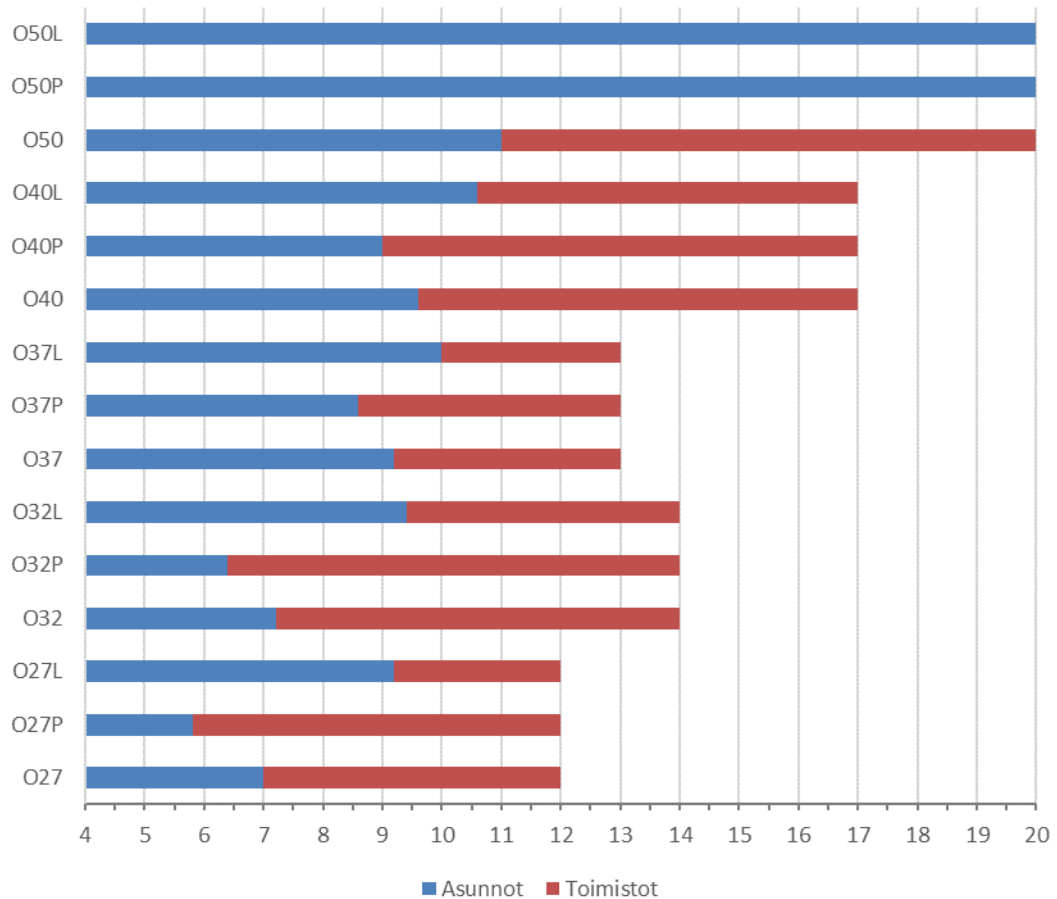


Kuva 27. Palkkeihin tuetun ontelolaataston tulokset esitettynä värikarttana. Tummempi väri tarkoittaa suurempaa vastetta. Vaste on laskettu samasta pisteestä kuin heräte kohdistuu.

Ilman pintabetonia olevien deltapalkkeihin tuettujen laatasteojen vasteet yli 10 Hz ominaistajuuksilla ovat alle 1,5 ja resonanssivasteen alun nousun jälkeen vasteet ovat välillä 3–8,5. Pintabetonin lisääminen madaltaa rakenteiden ominaistajuuksia sen verran, että ainoastaan O40- ja O50-laattatyypeillä on korkeataajuuksinen alue, jolla vaste on välillä 0,2–1,5. Kun laattojen resonanssivasteet tasaantuvat, vastearvot vaihtelevat välillä 2,5–7,0. Liittorakenteen jäykkyys laskee resonanssivasteet välille 2,5–5,0. Kasvaneen jäykkyuden takia kaikilla laattatyypeillä on korkeataajuuksinen alue, jolla vasteet ovat välillä 0,2–1,5.

Kuvaan 28 on koottu alueet, joilla jokainen rakennetyyppi täyttää asunnoille tai toimistoille asetetut raja-arvot. Luokittelua varten tulokset on suodatettu samaan tapaan kuin taulukkoa 22 varten. Verrattuna taulukossa 22 oleviin jäykällä tuella olevien vastaavien ontelolaatasteojen luokituksiin ovat deltapalkkeihin tuettujen ontelolaattojen luokitukset

hieman muuttuneet. Rakenteet täyttävät hieman huonommin asunnoille asetetun raja-arvon, mutta toimistoille asetetun rajan ne täyttävät kaikilla pituuksilla. Asuntojen raja-arvo täytetään 0,5–2 m lyhyemmällä jänneväleillä kuin jäykillä tuilla. O50-laattatyyppi alittaa asuntojen raja-arvon kaikilla pituuksilla, jos sen päällä on pintabetoni.

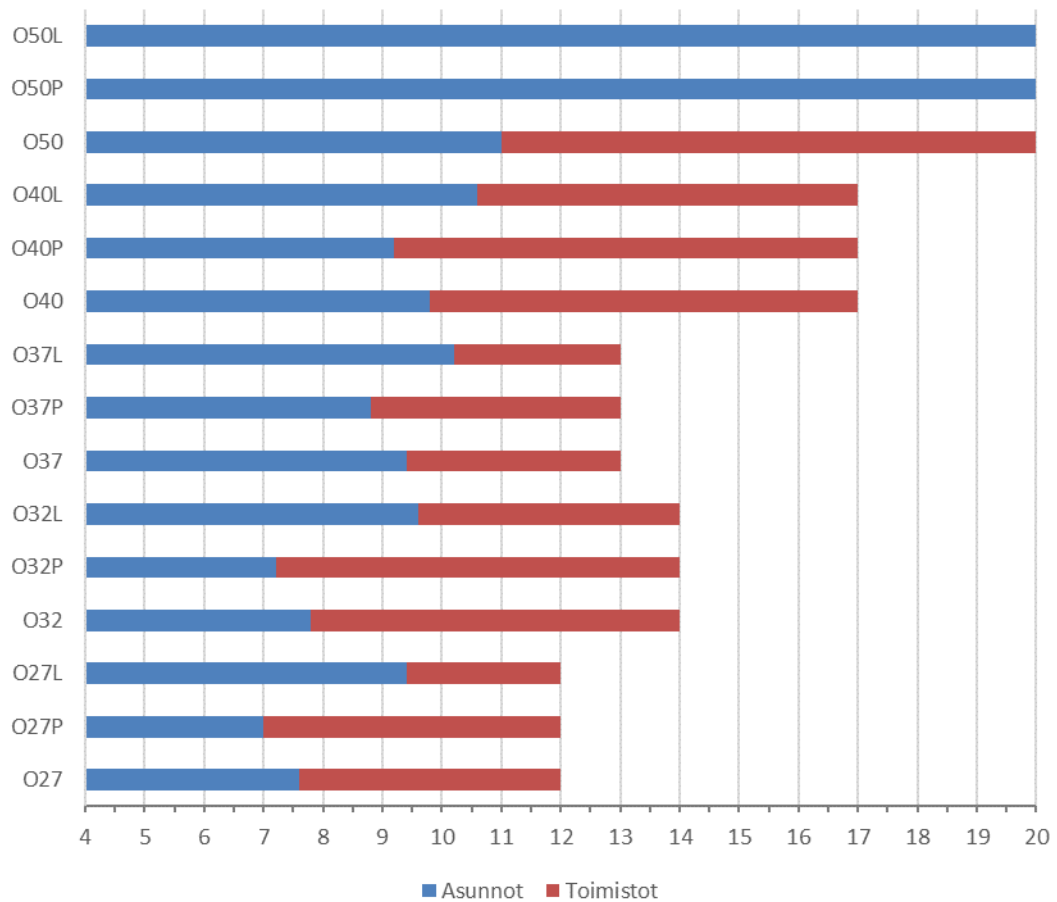


Kuva 28. Deltapalkkiin tuettujen ontelolaatastojen vasteiden raja-arvojen toteutuminen.

Teräsbetonisiin leukapalkkeihin tuettujen ontelolaatastojen vasteet korkeataajuuksisella alueella ilman pintabetonia ovat välillä 0,2–1,8. Alle 10 Hz ominaistajuuksilla vasteet vaihtelevat pääosin välillä 2–8. Pintabetonin lisäämä massa laskee alimpia ominaistajuuksia ja vasteita hieman. Yli 10 Hz ominaistajuuksilla vasteet ovat välillä 0,2–1,6 ja alle 10 Hz taajuuksilla pääosin välillä 2,0–6,8. Kun ontelolaatat ja pintabetoni toimivat liittorakenteena, jäykkyys kasvaa ja laattojen korkeataajuuksinen alue kasvaa, mutta vasteet pienenevät. Nyt korkeataajuuksisella alueella vasteet ovat välillä 0,2–1,2 ja matalataajuuksisella alueella pääosin välillä 2,0–4,8.

Kuvaan 29 on koottu teräsbetonisiin leukapalkkeihin tuettujen ontelolaatastojen alueet, joilla ne täyttävät asunnoille tai toimistoille määritetyt raja-arvot. Kaikki rakenteet täyttävät toimistoille määritetyn rajan kaikilla pituuksilla. Asunnoille asetetun raja-arvo ali-

tetaan 7–11 jänneväleillä riippuen ontelolaatasta ja rakennetyypistä. O50-laatta täyttää asunnoille asetetun raja-arvon kaikilla pituuksilla, jos sen päällä on pintabetoni.



Kuva 29. Teräsbetonisiin leukapalkkeihin tuettujen ontelolaatastojen vasteiden raja-arvojen toteutuminen.

Kun ontelolaatasto tuetaan palkilla, palkin tyypillä ei vaikuta olevan kovin suurta merkitystä The Concrete Centren ohjeistuksella laskettaessa. Suurimmat erot asunnoille asetetun raja-arvon täyttymisessä ovat, kun ontelolaatta on matala, jolloin massa ja jäykkyys ovat verrattain pieniä. Paksummilla laatoilla ero on pienempi.

4.3 VTT

Liitteissä E ja F on koottu tulokset laskettuna VTT:n suosittelimilla laskentatavoilla, jotka on kerrottu luvussa 2.5.4. Liitteessä E kuvissa E.1–E.3 on esitetty matalataajuuksisten ontelolaatastojen tulokset jäykällä tuella. Kuvissa E.4 ja E.5 on esitetty ontelolaattojen taipumat. Taipuma on laskettu jännevälin keskellä sijaitsevalle 1 kN:n voimalle, jolloin laskentatapauksia on vain kaksi, koska pintabetonin huomioon ottaminen massana ei vaikuta tulokseen. Kuvissa F.1–F.3 on esitetty deltapalkkeihin tuetun ontelolaataston kiihtyvyyden vasteet ja kuvissa F.3–F.5 samojen rakenteiden taipumat. Kuvissa

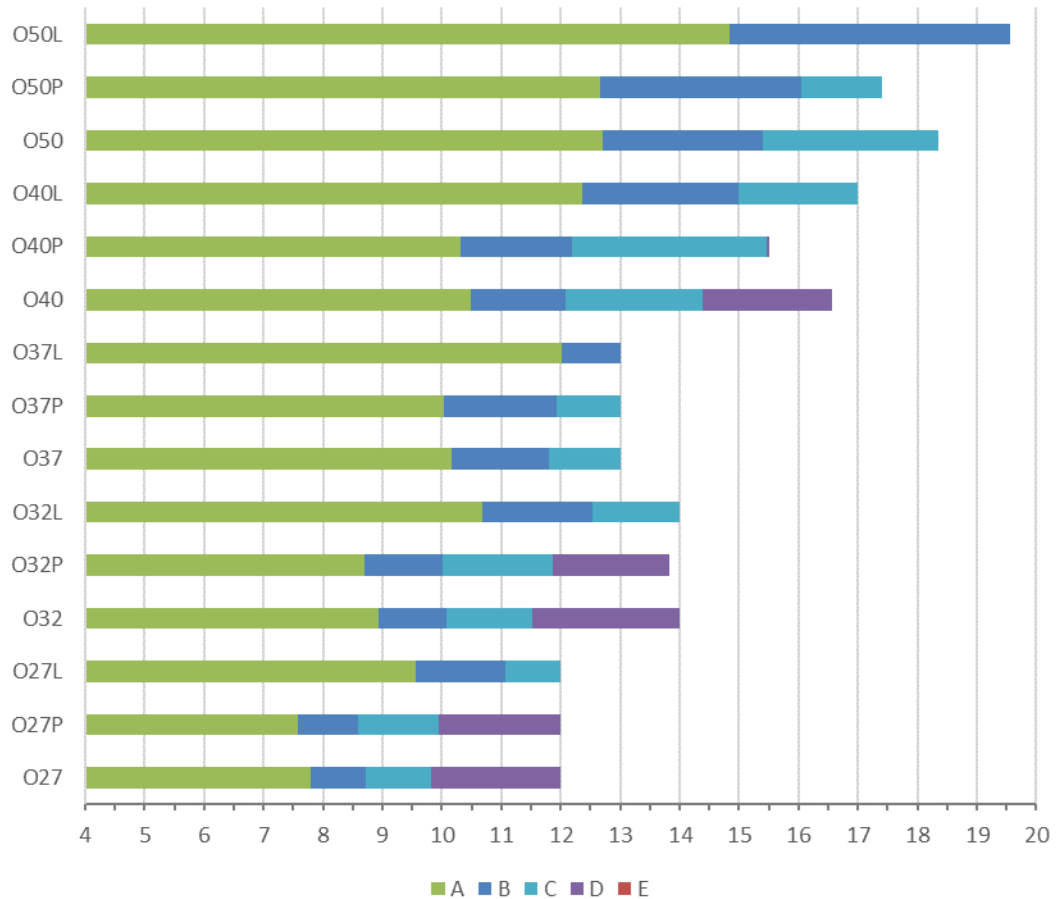
F.6–F.10 on vastaavasti esitetty teräsbetoniseen leukapalkkiin tuettujen ontelolaattojen kiihtyvyydvasteet ja taipumat.

4.3.1 Jäykkä tuki

VTT:n julkaiseman ohjeistukseen sisältyi korkeataajuuksisille lattioille taipumarajat ja matalataajuuksisille lattioille ASIC:n mukainen kiihtyvyyden laskenta. Ontelolaatatot ovat lyhyillä jännepituuksilla korkeataajuuksisia ja pidemmällä jänneväleillä matalataajuuksisia. Kuvissa E.4 ja E.5 on esitetty laatastojen taipumat, kun niiden jännevälin keskelle kohdistetaan 1 kN:n pistevoima. Taipumat on laskettu kaikilla jänneväleillä. Taulukon 3 korkeimmalle A-luokalle raja-arvo taipumalle on 0,12 mm. Ainoastaan O40-laatta ylittää A-luokan rajan, mutta sellaisella jännevälillä, että se ei ole korkeataajuksinen.

Matalataajuuksisten osuuksien vasteet ovat esitetty kuvissa E.1–E.3. Ilman pintabetonia vasteet vaihtelevat 0,01–0,115 m/s² välillä. Pintabetonista aiheutuva massan lisäys laskee taajuuksia ja vasteita, jotka ovat pintabetonin kanssa välillä 0,01–0,105 m/s². Liittorakenteisilla laatastoilla vasteet pienenevät entisestään ja ne ovat välillä 0,008–0,064 m/s².

Kuvaan 30 on koottu jäykällä tuella olevien ontelolaatastojen taulukon 3 mukaiset luokittelut eri pituuksilla. Luokkia on viisi: A, B, C, D ja E. A on paras ja E on huonoin. Luokkia sovelletaan taulukon 2 mukaisesti eri tiloille. Kuvassa 30 vihreä väri kuvaa A-luokkaa, sininen B-luokkaa, turkoosi C-luokkaa, violetti D-luokkaa ja punainen E-luokkaa.



Kuva 30. Ontelolaatastojen värähtelyluokitukset jäykällä tuella VTT:n mukaisesti.

Jäykällä tuella ontelolaatasto täyttävät hyvin A-luokan vaatimukset. Jännevälien kasvaessa yli 7,5 m rakenteet siirtyvät vähitellen B-luokkaan matalimmista ontelolaatoista alkaen. Taulukon 2 mukaan vielä C-luokkaa voidaan käyttää normaalina luokkana asunnoille ja toimistoille. Suurin osa laatoista ja rakennetyypeistä täyttää C-luokan.

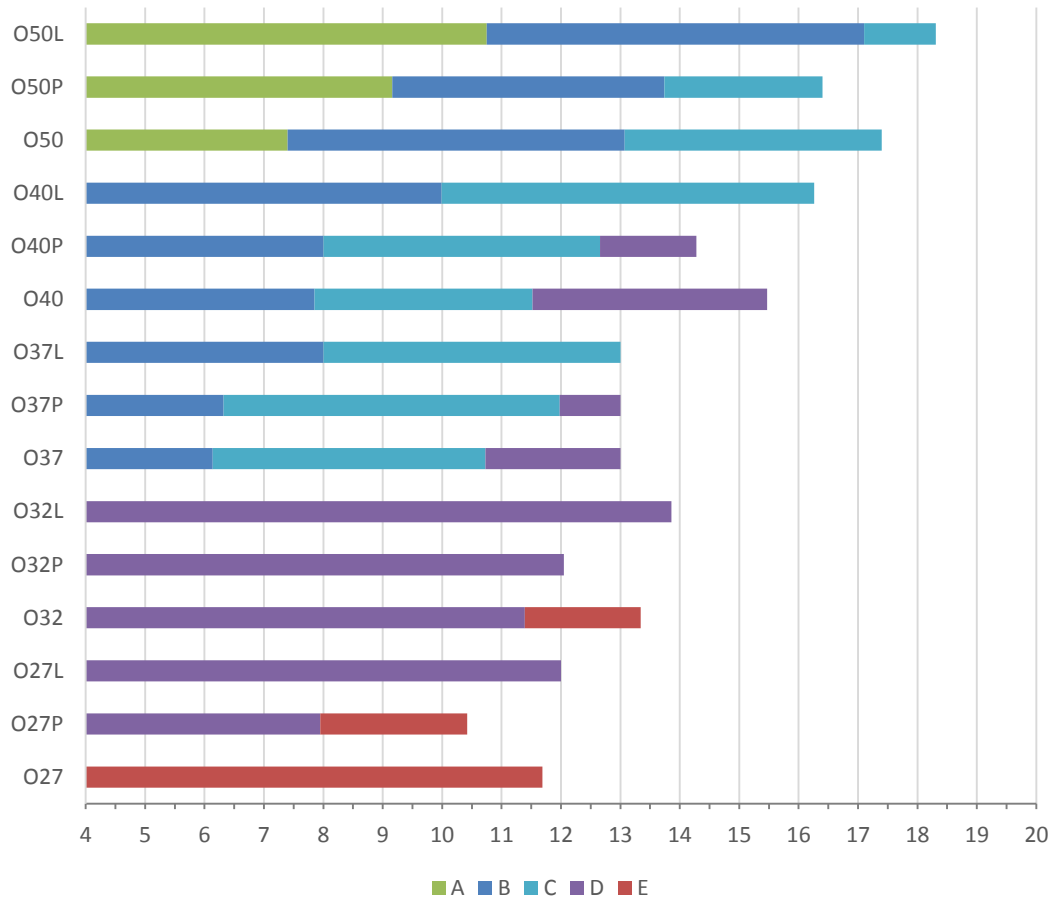
4.3.2 Joustava tuki

Deltapalkkeihin tuettujen ontelolaatastojen taipumat pysyvät alle A-luokan kaikilla pituuksilla, jotka ovat korkeataajuuksisella alueella. O32-laatta ilman pintabetonia on ainoa, joka ylittää rajan, mutta ylittää sen yli 12 m jännevälillä, jolloin se ei ole enää korkeataajuuksinen.

Matalataajuuksisilla osuuksilla ilman pintabetonia olevien ontelolaatastojen vasteet ovat välillä 0,015–0,16 m/s². Kun ontelolaattojen päällä on pintabetoni, vasteet ovat laskeutuneet massan lisäyksen vuoksi 0,015–0,135 m/s² välille. Jos pintabetoni toimii laatan kanssa liittorakenteena, vasteet ovat 0,015–0,11 m/s² välillä.

Kuvaan 31 on koottu kuvan 30 tapaan ontelolaattojen värähtelyluokituksen, kun ne ovat tuettu deltapalkein molemmista päistä. Jäykällä tuella olevaan ontelolaatastoihin verrat-

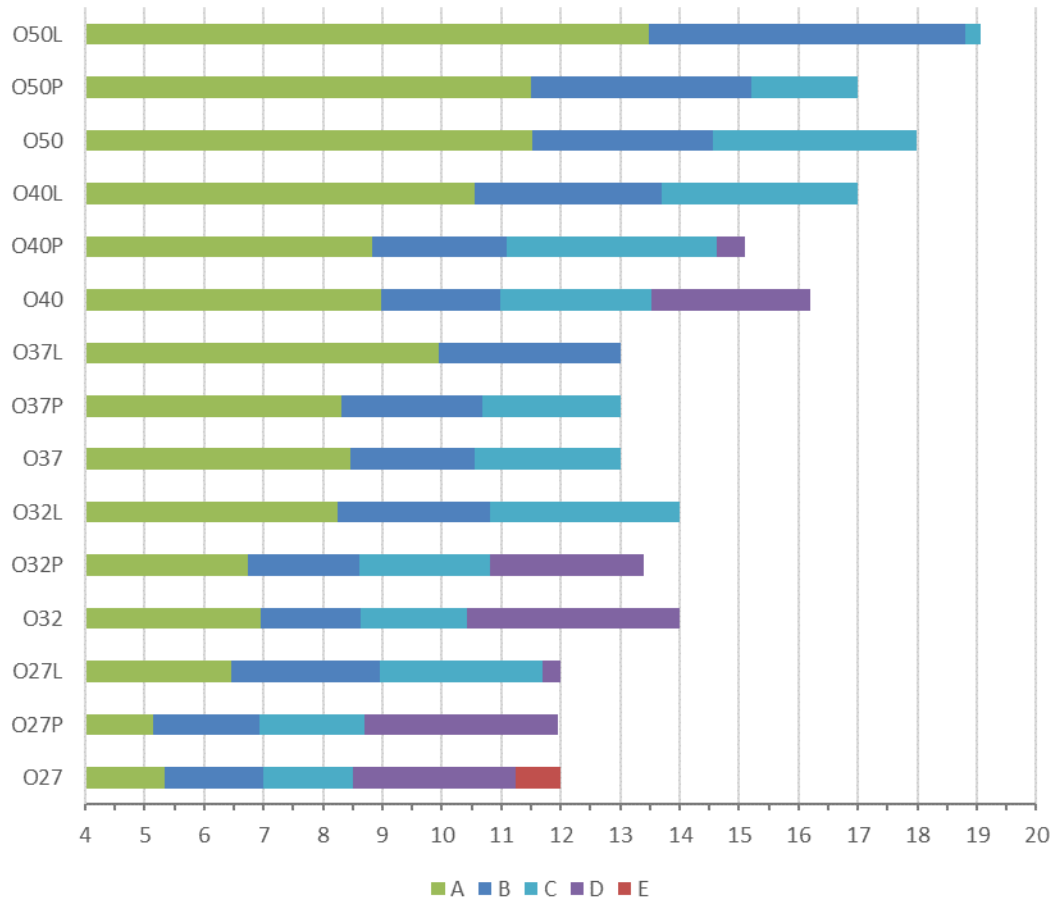
tuna luokitukset ovat muuttuneet paljon. Matalimmat laattatyypit O27 ja O32 täyttävät parhaimmillaan D-luokan vaatimukset ja O27-laatta sellaisenaan on kokonaisuudessaan E-luokassa. E-luokkaa käytetään silloin, kun rakenteelle ei ole asetettu mitään vaatimuksia. O37- ja O40-laatat täyttävät lyhyemmällä jänneväleillä B-luokan vaatimukset ja kokonaisuudessaan kattavasti asunnoille ja toimistoille käytetyt luokat.



Kuva 31. Deltapalkeilla tuettujen ontelolaatosten värähtelyluokitukset.

Teräbetonisiin leukapalkkeihin tuettujen ontelolaattojen taipumat pysyvät myös alle A-luokan rajan kaikissa tapauksissa. Matalataajuuksisilla osuuksilla ilman pintabetonia olevien ontelolaattojen vasteet ovat $0,01\text{--}0,13\text{ m/s}^2$ välillä. Pintabetonin lisäyksellä vasteet pienenevät välille $0,0\text{--}0,11\text{ m/s}^2$. Liittorakenteen jäykkyydellä vasteet putoavat välille $0,01\text{--}0,06\text{ m/s}^2$.

Kuvaan 32 on koottu teräbetonisilla leukapalkeilla kannatettujen ontelolaatosten värähtelyluokitukset. Deltapalkein tuettuihin verrattuna laatosten luokitukset ovat parantuneet huomattavasti, mutta eivät kuitenkaan jäykällä tuilla olevien laatosten tasolle. Teräbetonisilla leukapalkeilla tuettuna myös O27-laattatyyppi täyttää lyhyillä jänneväleillä A-luokan vaatimukset. Laatat täyttävät C-luokan vaatimukset kattavasti. Ainoastaan O27-, O32- ja O40-laatat putoavat pidemmällä jänneväleillä D-luokkaan ja O27 on ainoa, joka on E-luokan rakenne jollain pituudella.



Kuva 32. Teräsbetonisilla leukapalkeilla tuettujen ontelolaatastojen värähtelyluokitukset.

Tässä luvussa esiteltyjen ontelolaatastojen värähtelyluokitusten perusteella palkkityypillä on huomattava merkitys ontelolaatastojen laskennallisiin kiihtyvyydvasteisiin.

5. TULOSTEN ANALYSOINTI

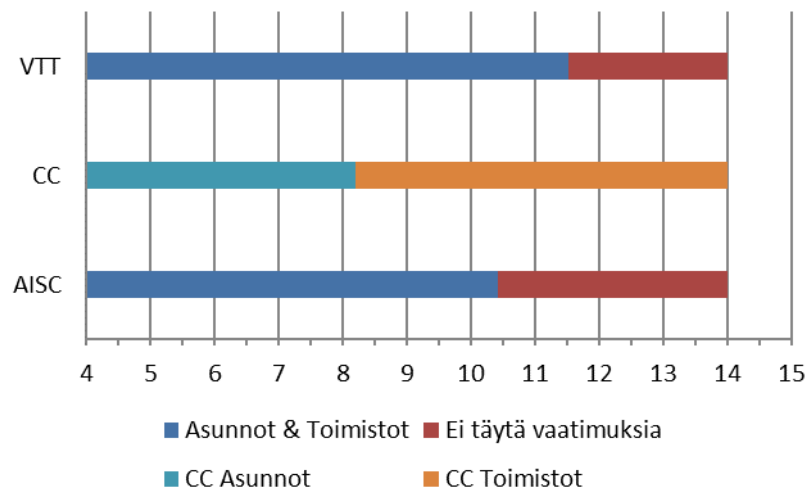
VTT:n ehdottamat raja-arvot ovat kahdesta muusta menetelmästä poiketen samat jokaisella taajuudella. The Concrete Centre ja AISC käyttävät ISO-standardiin pohjautuvia raja-arvoja, jotka vaihtelevat taajuuden mukaan. VTT:n B-luokan raja-arvo vastaa AISC:n raja-arvoa 0,5 % g, jota käytetään taajuusvälillä 4–8 Hz asunnoille ja toimistoille. VTT:n C-luokan raja-arvo asettuu hieman tämän yläpuolelle. The Concrete Centren asettamat värähtelyn raja-arvot ovat myös yhteneväisiä AISC:n ja VTT:n kanssa. VTT tarjoaa värähtelyluokituksellaan tarkemman suoritustason lattioille kuin muut tarkastellut ohjeet. The Concrete Centre ehdottaa myös korkeampaa laatua vaativille liikerakennuksille pääasiallisen raja-arvon puolittamista [6, s. 19]. AISC asettaa ainoastaan raja-arvoja, jotka alittamalla rakenteet ovat käyttökohteeseen hyväksyttäviä. Kaiken kaikkiaan tarkasteltujen ohjeiden raja-arvot ovat hyvin yhteneväiset.

The Concrete Centren menetelmällä lasketun tuloksen vastearvolla ei ole yksikköä, jolloin arvo ei itsessään kerro vasteen suuruutta, mutta tulosta on helppo verrata asetettuihin raja-arvoihin. VTT:n tulokset täytyy aina verrata useaan eri luokkaan, joista moni koskee samoja tiloja, mutta eri suoritustasoilla. Useat samalle tilalle asetetut värähtelyluokat saattavat vaikuttaa sekavilta varsinkin, kun luokitukset eivät ole laajassa käytössä ja luokkien erot ovat pieniä. AISC:n menetelmällä laskettaessa tulosta joutuu vertaamaan taajuuden mukaan muuttuvaan raja-arvoon. AISC:llä asetettuja raja-arvoja on kuitenkin vähän.

AISC:n ja VTT:n mukaisilla laskentatavoilla saadut tulokset ovat hyvin yhteneväisiä johtuen samasta laskentatavasta matalataajuuksisille lattioille. VTT:n mukaisesti laskettaessa käytetään voimaltaan suurempaa herätettä, joka synnyttää myös hieman suuremman vasteen. The Concrete Centren mukaisella laskennalla saadut tulokset poikkeavat esitysmuodoltaan muista, koska vasteet ilmoitetaan vastearvona, joka on varsinaisesta kiihtyvyyss- tai nopeusvasteesta raja-arvokäyriä vastaavaksi johdettu luku.

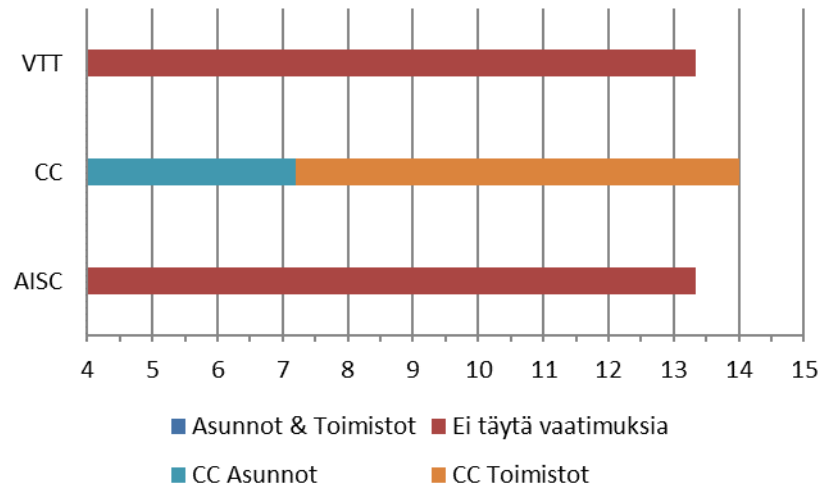
Alaluvuissa 5.1–5.3 esitettyjen luokitusten perusteella jäykällä tuella kaikilla menetelmillä ontelolaatastot täyttävät asuntojen raja-arvot hyvin asunnoille tavanomaisilla jänneväleillä. Kuvassa 33 on esitetty esimerkkinä O32-ontelolaatastojen asunnoille ja toimistoille asetettujen raja-arvojen toteutuminen eri menetelmillä. Kuvassa VTT:n kohdalla hyväksyttäväksi rajaksi on asetettu asunnoille määritetty normaaliluokka ja sitä paremmat luokat. The Concrete Centren ohjeessa asunnoille ja toimistoille oli asetettu eri raja-arvot, kun VTT:llä ja AISC:llä asunnoille ja toimistoille oli samat raja-arvot. The Concrete Centerin ohjeilla laskettuina laatastot täyttävät huonoiten asunnoille asetettun rajan. Ontelolaatastot täyttävät VTT:n asuntojen ja toimistojen normaaliluokan eli

C-luokan kattavasti. Myös AISC:n ohjeen mukaisesti laskettuna ontelolaatat täyttävät kattavasti asunnoille ja toimistoille määrätyt rajat. AISC:n ja VTT:n ohjeilla laskettuina ontelolaatastojen maksimipituutta rajoittaa laskennan vaatima 3 Hz:n minimitaajuus.



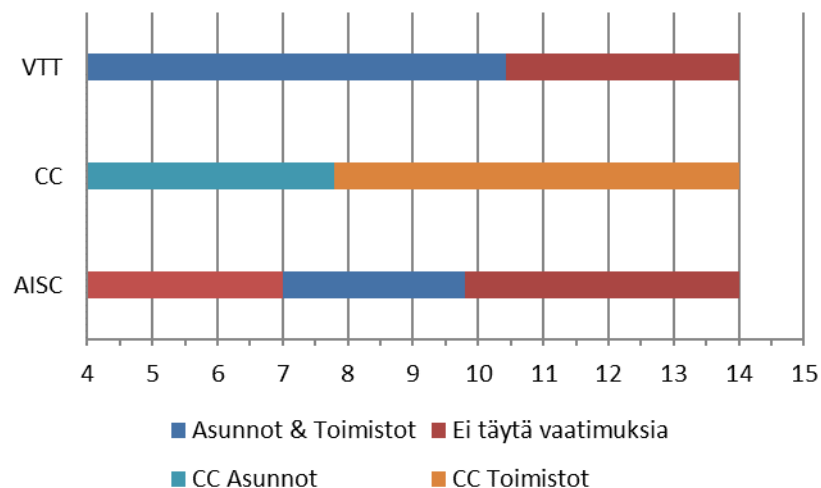
Kuva 33. O32-ontelolaatoista koostuvan laataston asunnoille ja toimistoille asetettujen raja-arvojen toteutuminen jäykällä tuella eri menetelmillä, kun laatastolla ei ole pintabetonia.

Kuvassa 34 on koottu deltapalkeilla tuetun O32-ontelolaataston raja-arvojen toteutuminen eri pituuksilla. Deltapalkeilla tuetut ontelolaatat täyttävät huomattavasti huomattavasti asunnoille määritetyt raja-arvot. AISC:n ja VTT:n ohjeistusten mukaisesti laskettaessa O27- ja O32-laatat eivät täytä asunnoille asetettuja vaatimuksia lainkaan. The Concrete Centren laskutavalla myös edellä mainitut laatat täyttävät asunnoille asetetut rajat. Asunnoissa yleisesti käytetty O37-laattatyypä täyttää jokaisella laskutavalla asunnoille määritetyt rajat vaihtelevilla pituuksilla. The Concrete Centren ohjeen mukaisesti FEM-laskennalla saaduissa tuloksissa tuentatavalla ei ole yhtä suurta vaikutusta kuin muissa menetelmissä. AISC:n ja VTT:n laskutavoissa joustavan tuen vaikutus otetaan huomioon pelkästään sen ominaistajuuden osalta. Palkin joustavuus laskee huomattavasti systeemin ominaistajuuksia jäykkään tukeen verrattuna. Tämä näyttää vaikuttavan vahvasti tuloksiin.



Kuva 34. O32-ontelolaatoista koostuvan deltapalkeilla tuetun laataston asunnoille ja toimistoille asetettujen raja-arvojen toteutuminen eri menetelmillä, kun laatastolla ei ole pintabetonia.

Kuvassa 35 on koottu teräsbetonisilla leukapalkeilla tuetun O32-ontelolaataston raja-arvojen toteutuminen eri pituuksilla. Huomattavasti jäykempään teräsbetoniseen leukapalkkiin tuettaessa ontelolaatatot täyttävät asunnoille ja toimistoille asetetut rajat paremmin kuin deltapalkkiin tuetut kaikilla käytetyillä laskentatavoilla. AISC:n ja VTT:n menetelmillä laskettaessa ero deltapalkkiin on merkittävä toisin kuin The Concrete Centren tavalla saadut tulokset. AISC:n asettamat rajat korkeataajuuksisille lattioille ylittyvät matalimmilla laatoilla. VTT:n käyttämä taipumaraja korkeataajuuksisille lattioille ei ylittynyt missään vaiheessa. The Concrete Centren tavalla lasketuissa tuloksissa korkeataajuuksisille lattioille asetetut vaatimukset eivät myöskään ylittyneet.



Kuva 35. O32-ontelolaatoista koostuvan teräsbetonisilla leukapalkeilla tuetun laataston asunnoille ja toimistoille asetettujen raja-arvojen toteutuminen eri menetelmillä, kun laatastolla ei ole pintabetonia.

Tuloksissa suurimmat erot eri ohjeiden välillä ovat palkeilla tuettujen laatastojen vastaisissa. Tulosten perusteella The Concrete Centren ohjeen mukaan laskettaessa tuentatavalla ei ole suurta merkitystä. Kahdella muulla tavalla laskettaessa tuentatavalla on suuri merkitys. Ilman oikeista rakenteista mitattuja tuloksia on mahdotonta päätellä aliarvioiko FEM-laskenta palkin vaikutuksen värähtelyyn vai yliarvioivatko AISC:n ja VTT:n laskentatavat palkin vaikutuksen värähtelyyn.

Kaikissa käytetyissä menetelmissä laatat ovat yksinkertaistettu homogeenisiksi laatoiksi, eikä laattojen välisiä saumoja ole otettu huomioon. Näistä saattaa aiheutua laskentaepätarkkuuksia todelliseen tilanteeseen verrattuna, koska ontelolaatat ovat ortotrooppisia. Ontelolaatat ovat lähtökohtaisesti yhteen suuntaan kantavia laattoja, mutta ne jakavat kuormia myös sivusuunnassa saumojen yli [30, s. 29].

Laskennassa käytetyistä poikkileikkauksista, rakennemalleista ja materiaaliominaisuuksista voi myös aiheutua epätarkkuutta. AISC:n ja VTT:n menetelmissä laatta oletetaan käytännössä palkiksi ominaistaajuutta laskettaessa. FEM-laskennassa rakennemallina käytettiin tavanomaista kokoonpanoa, mutta esimerkiksi laattojen sivut olivat kokonaan vapaita tuennalta. Tavanomainen rakennemalli on nivelellisesti tuettu, mutta todellisuudessa liitoksilla on jonkinasteinen jäykkyys. Staattisessa laskennassa vastaavaa rakennemallia käytettäessä ollaan varmallalla puolella. Kuitenkin dynaamisessa tarkastelussa saatetaan olla myös liiallisesti varmallalla puolella etenkin kun herätteestä syntyvät vasteet ovat hyvin pieniä. Kokeellisten mittausten avulla laskentaparametreja olisi mahdollista hienosäätää ja saada laskentatulokset täten hieman lähemmäs todellista tilannetta.

The Concrete Centren menetelmän vahvuus on FEM-laskennan hyödyntämisessä. Käsinlaskennassa tarkasteltavan rakenteen täytyy olla suorakaiteen muotoinen, jotta ohjeiden laskentakaavat pätevät. FEM-laskennassa rakenteen muodolla ei ole merkitystä. FEM-laskennalla heräte voidaan myös kohdistaa haluttuun pisteeseen ja laskea vaste halutusta pisteestä. Tämän ansiosta rakenteita voidaan tarkastella tarkemmin niiden käyttötarkoitusta ajatellen: herätteet voidaan kohdistaa esimerkiksi kävelyreiteille ja laskea vasteet pisteestä, jossa havainnoija todennäköisesti olisi. Käsinlaskennassa rakenteen tarkastelu on yleisluontoisempaa, koska heräte kohdistetaan ja vaste lasketaan lattian jännevälän puolivälistä. Tämän lähestymistapa ei ole kovin lähellä todellista käyttöä. Toisaalta raja-arvot voidaan asettaa yhtä yleispiirteisesti, jolloin lattioiden värähtelykäyttäytymistä voidaan vertailla ja varmistua siitä, että lattiat täyttävät asetetut vaatimukset.

Yksinkertaisille suorakaiteen muotoisille rakenteille käsinlaskentamenetelmät ovat riittäviä. VTT:n ohjetta sovelletaan Suomessa jo puurakenteille ja teräsrakenteille, joten sen käyttö betonirakenteille on myös luontevaa. Ohje perustuu laajassa ja pitkäaikaisessa käytössä olleisiin menetelmiin ja se on helposti ymmärrettävä myös vähemmän asiaan perehtyneille henkilöille. Ohjeessa esitetyt värähtelyluokat ovat turhan runsaita siihen nähden, kuinka vähän värähtelyä välipohjissa laskennallisesti tarkastellaan. Toisaal-

ta värähtelyluokat ovat rakennusmateriaalista riippumattomia, jos samaa laskentatapaa käytetään kaikissa tapauksissa. Monimuotoisempien välipohjien värähtelyjen arvioimiseen on kuitenkin käytettävä FEM-laskentaa, joka on nykyisillä laskentaohjelmistoilla helppoa hyvien käyttöliittymien ja sisäänrakennettujen analyysimenetelmien ansiosta.

6. YHTEENVETO

Tässä diplomityössä keskityttiin laskentamenetelmiin, joilla voidaan arvioida kävelystä aiheutuvien värähtelyiden suuruutta ontelolaattavälipohjissa. Tavoitteena oli perehtyä eri tahojen ohjeisiin ja muodostaa näkemys, miten ohjeita voidaan soveltaa käytännön rakennesuunnittelussa. Soveltuvien ohjeiden pohjalta luodaan yritykselle myös mitoitustaulukko. Työn teoriaosuudessa tutustuttiin työn tutkimuksen kannalta keskeiseen yhden vapausasteen vaimennettuun värähtelyyn. Katsaus eri lähteiden laskentamenetelmiin loi pohjan työn laskennalliselle osuudelle.

Työn tutkimuksellisessa osuudessa käytettiin luvussa 2.5 esitellyistä laskentamenetelmistä AISC:n, The Concrete Centren ja VTT:n menetelmiä. Ruotsalaisen Ohlssonin [11][24] menetelmää ei laskentaosuudessa käytetty, koska se ei ota kantaa matalatajuuksisiin lattioihin, jollaisia ontelolaattavälipohjat usein ovat. Ontelolaatastojen vasteet laskettiin ohjeistuksia noudattaen kolmella eri rakennetyypillä: ilman pintabetonia, 60 mm pintabetoni otettu huomioon pelkkänä massana sekä pintabetonin ja ontelolaatan liittorakenteena. Hyötykuormana ontelolaatastoilla käytettiin jokaisessa tapauksessa 30 kg/m². Ontelolaataston leveys oli laskennassa 7,2 m ja laatastoja tutkittiin jäykällä ja joustavalla tuella. Joustavan tuen tapauksessa tarkasteltiin teräsbetonista leukapalkkia ja deltapalkkia.

Laskentaosuudessa saadut tulokset ovat esitetty työn liitteissä taulukon 18 mukaisesti. Tulosten pohjalta eri rakennetyypit ovat jaettu ohjeiden mukaisiin värähtelyluokituksiin eri pituuksilla luvussa 5. Eri menetelmillä lasketut tulokset ovat pääosin samansuuntaisia keskenään. Tulokset osoittavat, että ontelolaattavälipohjat täyttävät jäykällä tuella hyvin asunnoille ja toimistoille asetetut raja-arvot. Mikäli ohje on asettanut asunnoille ja toimistoille eri raja-arvot, asunnoille asetetut raja-arvot täyttyvät lyhyemmillä laatoilla ja toimistojen raja-arvot täyttyvät lähes kaikilla pituuksilla. Huomioitavaa on, että asuntorakentamisessa käytetään yleensä lyhyempiä laattoja kuin liikerakennuksissa, jolloin asuntojen kohdalla värähtelyiden suuruuden ylitys on vielä epätodennäköisempää.

Joustavilla tuilla eri laskentamenetelmien tuloksien välillä oli vaihtelua. AISC:n ja VTT:n laskentatavat ovat osittain samanlaiset, mutta suositelluissa parametreissa on hieman eroa. Niillä lasketut tulokset olivat kuitenkin hyvin samankaltaiset. Kahden aikaisemmin mainitun ja The Concrete Centren tuloksien välillä oli huomattavia eroa. The Concrete Centren menetelmällä lasketuissa tuloksissa tuentatapojen välillä ei ollut kovin merkittävää eroa verrattuna muihin menetelmiin. VTT:n ohjeen mukaisesti laskettuna värähtelyluokat putosivat merkittävästi siirryttäessä jäykältä tuelta deltapalkkiin. Samanlaista muutosta ei The Concrete Centren mukaan laskettuna tapahtunut vaan

muutos jäi verrattain vähäiseksi. Teräsbetonisiin leukapalkkeihin tuettuina ontelolaatas-tojen värähtelyluokitukset ovat huomattavasti parempia kuin deltapalkein tuettuina, mutta eivät niin hyviä kuin jäykällä tuella olevilla laatastoilla. Teräsbetoninen leuka-palkki on huomattavasti deltapalkkia jäykempi ja suurempi. Deltapalkkia käytetään usein liikerakennuksissa kannattelemaan ontelolaatastoja. VTT:n ja AISC:n mukaisesti arvioidut värähtelyt ylittävät kuitenkin toimistoille asetetut raja-arvot matalimmilla O27- ja O32- laatoilla kaikilla pituuksilla, kun ontelolaatasto on tuettu deltapalkeilla.

Diplomityölle asetetut tavoitteet nähtiin saavutettavan. Laskennassa saatujen tulosten perusteella kyettiin muodostamaan selkeä näkemys siitä, että käsinlaskentamenetelmät ovat suoraviivaisuutensa vuoksi varsin riittäviä yksinkertaisille suorakaiteen muotoisille lattioille. Yksinkertaistetut AISC:n ja VTT:n menetelmät sopivat myös mitoitustaulu-koiden luomiseen laskennan yksinkertaisuuden ja nopeuden ansiosta. Edellä mainituista menetelmistä on luontevaa käyttää jatkossa VTT:n esittämää laskentatapaa, koska se on jo käytössä teräsrakenteille ja osittain myös puurakenteille. FEM-laskentaa hyödyntävä The Concrete Centren menetelmä soveltuu monimuotoisemmille lattioille sekä yksityis-kohtaisempaan tarkasteluun, jos tiedetään etukäteen esimerkiksi kävelyreitit ja havain-nointipisteet. FEM-laskenta mahdollistaa nopean ja yksityiskohtaisen analyysin lattioil-le, mutta vaatii laskennan suorittajalta ymmärrystä analyysimenetelmästä.

Työn suorittamisesta saatua kokemusta ja tietoa voidaan hyödyntää jatkossa käytännön suunnittelussa. Laskennallisten tulosten rinnalle olisi tarpeellista saada myös kokeelli-sesti mitattuja tuloksia, jolloin laskentatarkkuudesta voitaisiin varmentua ja mahdolini-sesti laskentaparametreja muuttaa paremmin todellisuutta vastaaviksi.

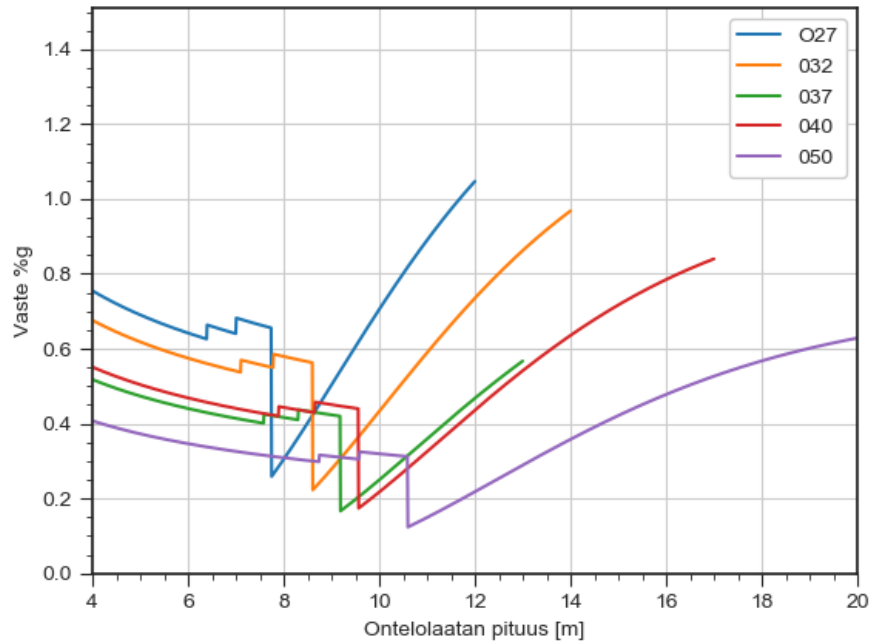
LÄHTEET

- [1] A. Talja, Teräsrunkoisten välipohjien värähtelyjen hallinta, VTT rakennustekniikka, Espoo, 1996
- [2] SFS-EN 1995-1-1, Eurokoodi 5. Puurakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2014
- [3] H. Amick, M. Gendreau, T. Busch, C. G. Gordon, Generic Vibration Criteria for Vibration-Sensitive Equipment, Proceedings of SPIE Conference 5933: Buildings for Nanoscale Research and Beyond, San Diego, CA, 31 Jul 2005 to 1 Aug 2005
- [4] A. Talja, T. Toratti, E. Järvinen, Lattioiden värähtelyt Suunnittelu ja kokeellinen arviointi, VTT tiedotteita 2124, Espoo, 2002
- [5] T. M. Murray, D. E. Allen, E. E. Ungar, D. B. Davis, Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity, American Institute of Steel Construction, 2016
- [6] M. R. Willford, P. Young, A Design guide for footfall induced vibration of structures, The Concrete Centre, 2006
- [7] A. L. Smith, S. J. Hicks, P. J. Devine, Design of floors for vibration: A new approach, The Steel Construction Institute, 2009
- [8] A. K. Chopra, Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall, 1995
- [9] T. Salmi, S. Virtanen, Dynamiikka, Pressus Oy, Tampere, 2006
- [10] R. W. Clough, J. Penzien, Dynamics of structures, Computers and Structures inc., Berkley, 1995
- [11] S. Ohlsson, Springiness and human-induced floor vibrations: a design guide, Swedish Council for Building Research, 1988
- [12] T. Salmi, Rakenteiden dynamiikka, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, Luentomoniste, 2003

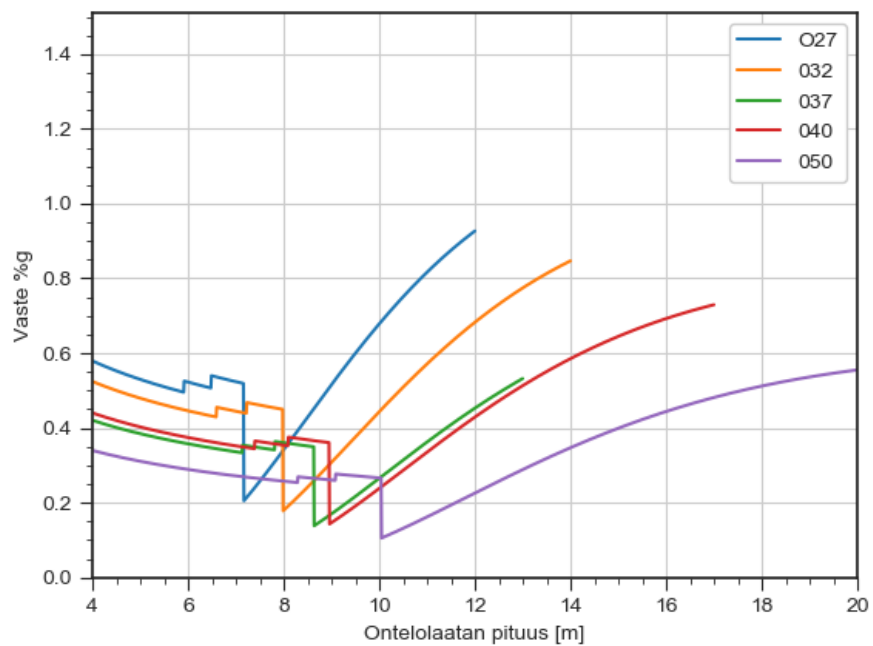
- [13] S. Lamb, K. C. S Kwok, D. Walton, Occupant comfort in wind-excited tall buildings: Motion sickness, compensatory behaviours and complaint, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 119, Iss. 08, 2013, pp. 1-12.
- [14] N. J. Mansfield, *Human response to vibration*, CRC Press LLC, 2005
- [15] M. J. Griffin, *Handbook of human vibrations*, Academic Press Inc, 1990
- [16] ISO 10137:2017, *Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations*, International Organization for Standardization, 2007
- [17] BS 6472:1992, *Guide to Evaluation of human exposure to vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)*, British Standards, 1992
- [18] *Rakenteiden lujuus ja vakaus. Teräsrakenteet*, Suomen rakennusmääräyskokoelma, Ympäristöministeriö, 2017
- [19] J. H. Rainer, G. Pernica, *Vertical dynamic forces from footsteps*, National Research Council Canada, Ottawa, 1986
- [20] S. C. Kerr, *Human induced loading on staircases*, University of London, 1998
- [21] D. E. Allen, T. M. Murray, Design criterion for vibrations due to walking, *Engineering Journal - American Institute of Steel Construction*, 30, (4), pp. 117-129, 1993
- [22] S. Živanović, A. Pavic, P. Reynolds, Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review, *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 279 pp. 1–74, 2005
- [23] D. Liu, B. Davis, Walking Vibration Response of High-Frequency Floors Supporting Sensitive Equipment, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, Iss. 8, 2015
- [24] S. Ohlsson, *Floor vibrations and human discomfort*, Chalmers University of Technology, Göteborg, 1982
- [25] M. Willford, C. Field, P. Young, Improved Methodologies for the Prediction of Footfall-Induced Vibration, *Architectural Engineering Conference (AEI) 2006* Omaha, Nebraska, United States March 29-April 1, 2006

- [26] R. F. Mast, Vibration of Precast Prestressed Concrete Floors, PCI Journal, Vol. 46, Iss. 6, pp. 76–86, 2001
- [27] SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2015
- [28] Parman ontelolaatat, Suunnitteluohje 3.12.2013, Parma Oy, 2013
- [29] Betoninormikortti N:o 18EC, Betoninormikortisto, Suomen Betoniyhdistys r.y., 2012
- [30] SFS-EN 1168 + A3, Betonivalmisosat. Ontelolaatat, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2012

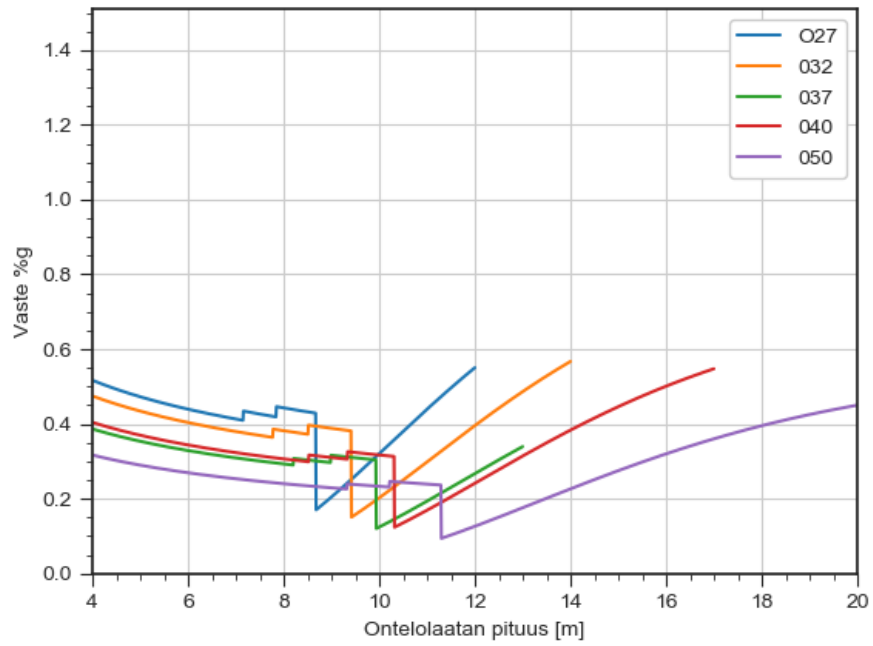
LIITE A: AISC TULOKSET JÄYKÄLLÄ TUELLA



Kuva A.1. Eri ontelolaattojen vasteet, kun hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$ ja ontelolaatan päällä ei ole pintabetonia. $B=7,2\text{m}$.

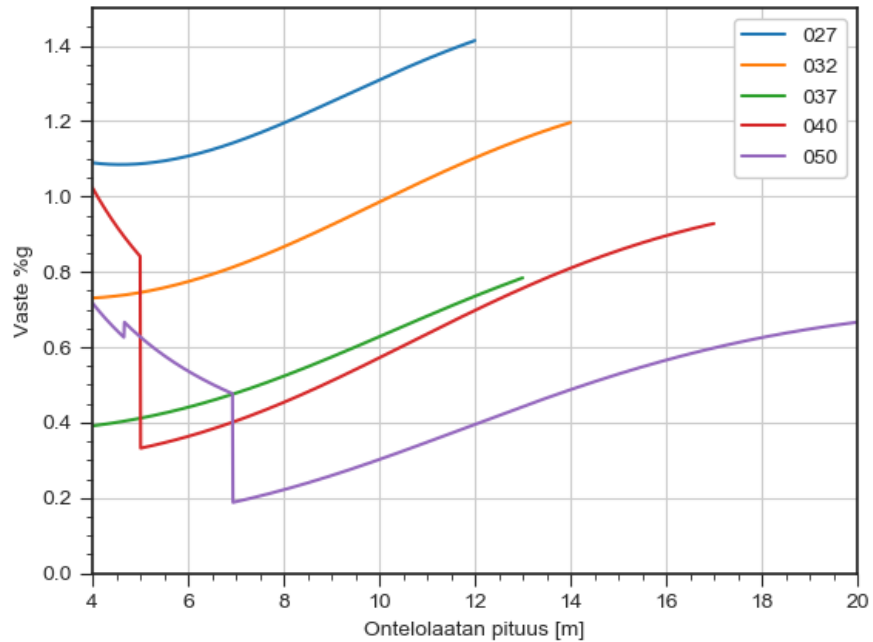


Kuva A.2. Eri ontelolaattojen vasteet, kun hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$ ja ontelolaatan päällä on 60mm pintabetoni. $B = 7,2\text{m}$.

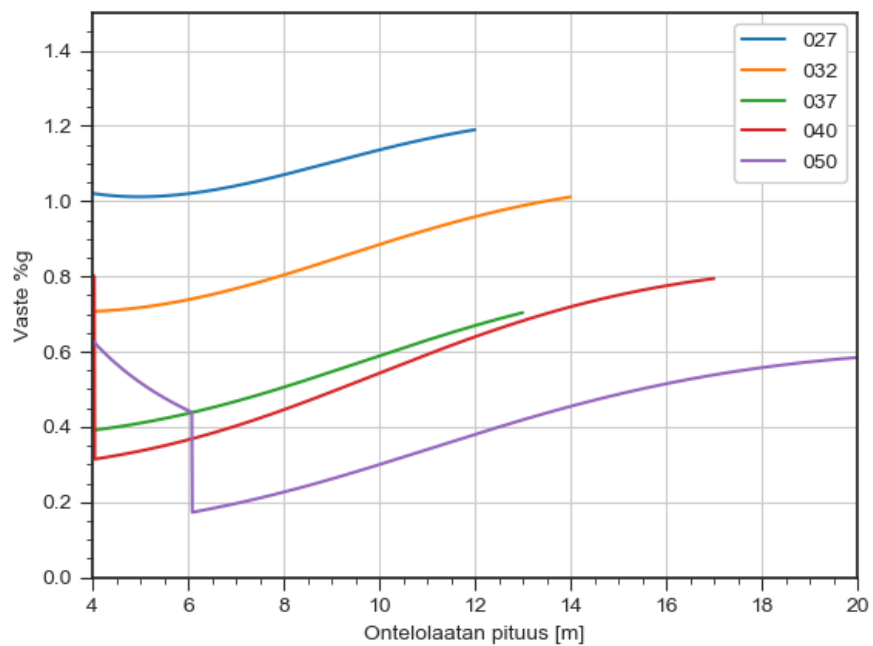


Kuva A.3. Eri ontelolaattojen vasteet, kun hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$ ja ontelolaatta ja 60 mm pintabetoni toimivat liittorakenteena. $B = 7,2\text{m}$.

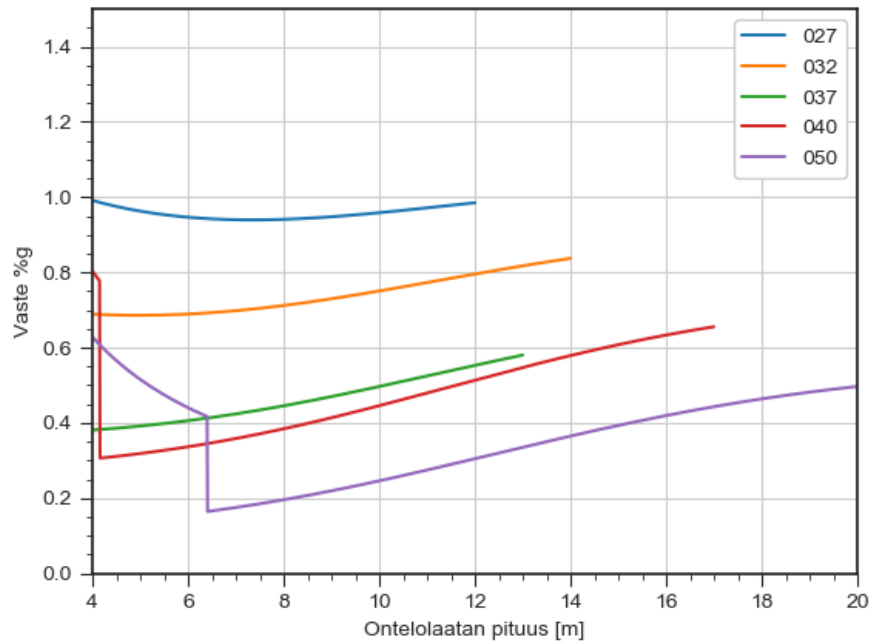
LIITE B: AISC TULOKSET JOUSTAVALLA TUELLA



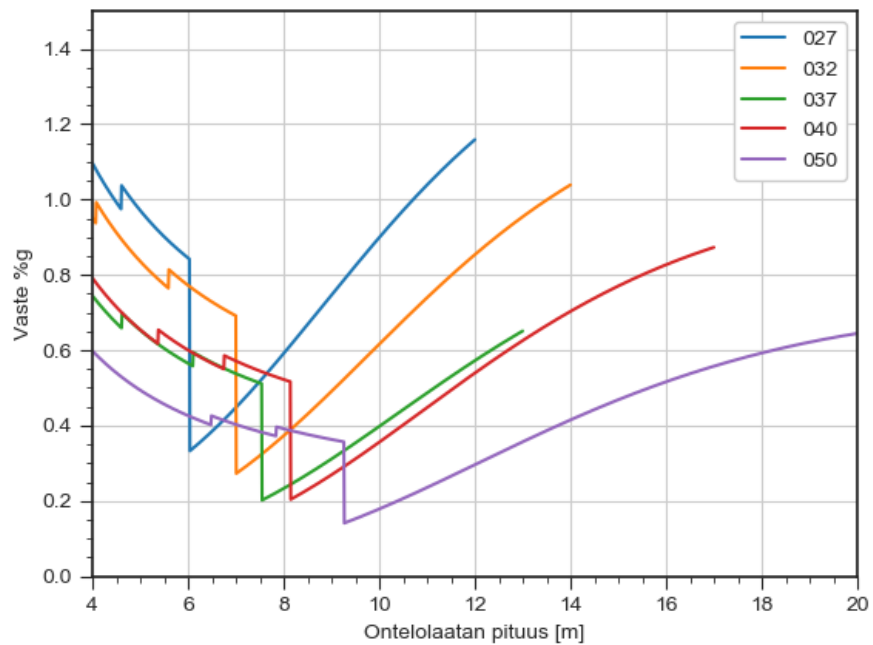
Kuva B.1. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna deltapalkeilla, ontelolaatat ilman pintabetonia ja hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$. $B=7,2\text{m}$.



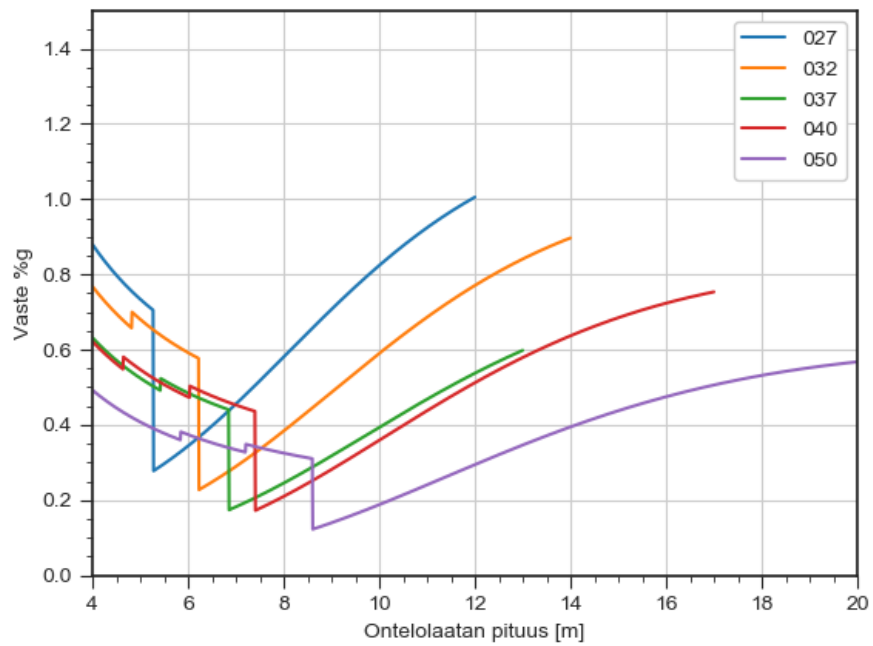
Kuva B.2. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna deltapalkeilla, ontelolaatat 60mm pintabetonilla ja hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$. $B=7,2\text{m}$.



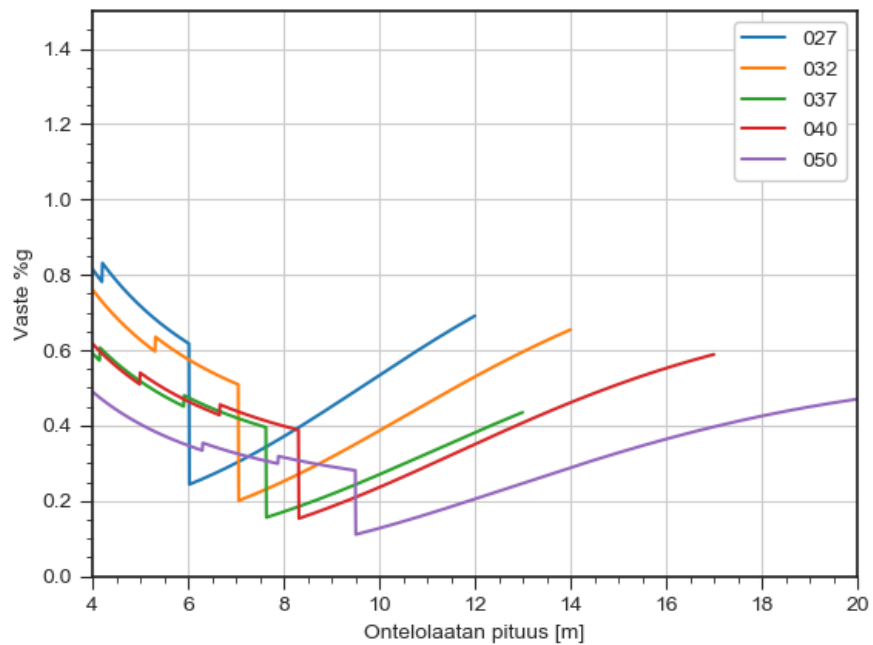
Kuva B.3. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna deltapalkeilla, pinta-betoni toimii liittorakenteena ja hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$. $B=7,2\text{m}$.



Kuva B.4. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna teräsbetonisilla leu-kapalkeilla, ontelolaatat ilman pintabetonia ja hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$. $B=7,2\text{m}$.

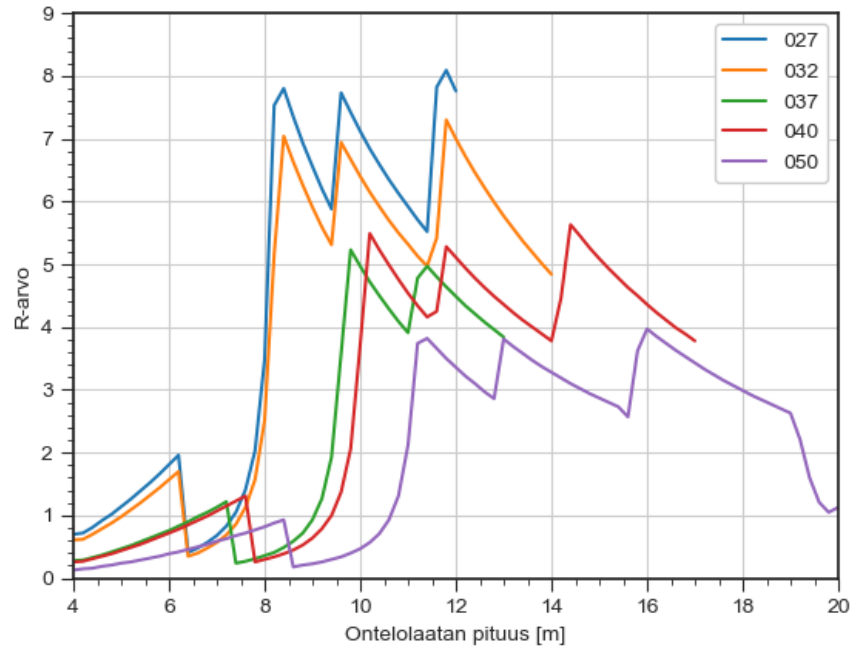


Kuva B.5. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna teräsbetonisilla leu-
kapalkeilla, ontelolaatat 60mm pintabetonilla ja hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$. $B=7,2\text{m}$.

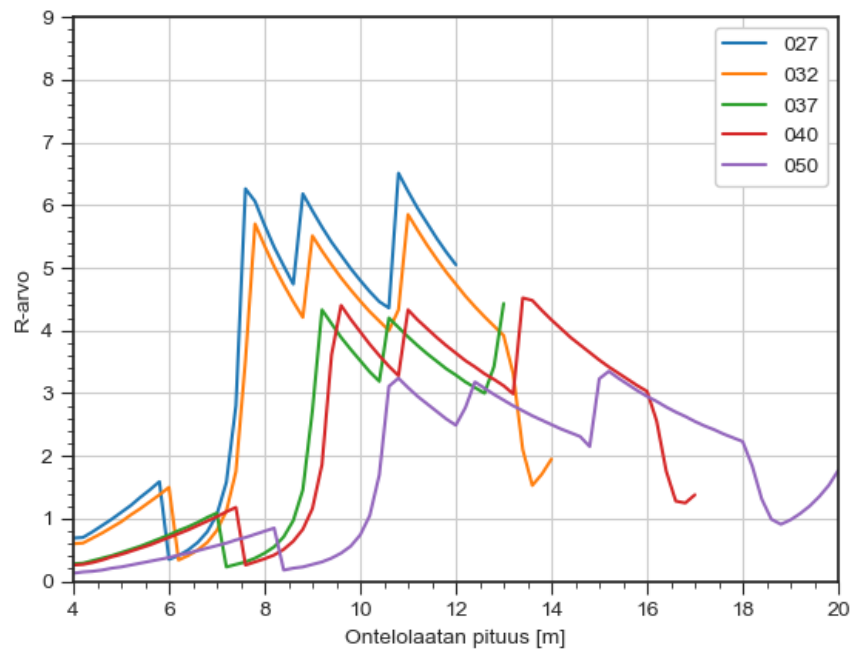


Kuva B.6. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna teräsbetonisilla leu-
kapalkeilla, pintabetoni toimii liittorakenteena ja hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$. $B=7,2\text{m}$.

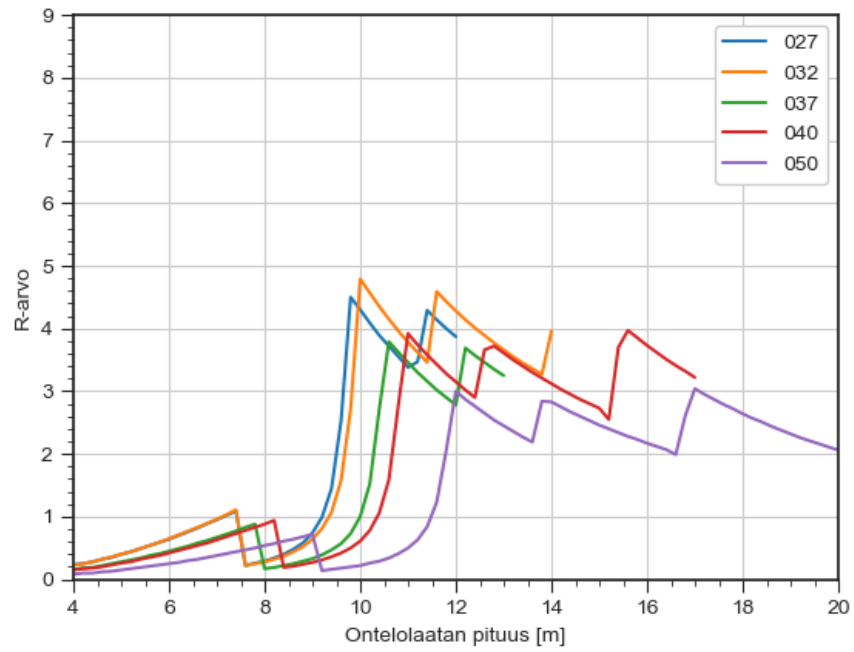
LIITE C: CONCRETE CENTER TULOKSET JÄYKÄLLÄ TUELLA



Kuva C.1. Eri ontelolaattojen vasteet, kun hyötykuormaa 0,3 kN/m² ja ontelolaatan päällä ei ole pintabetonia. B=7,2m.

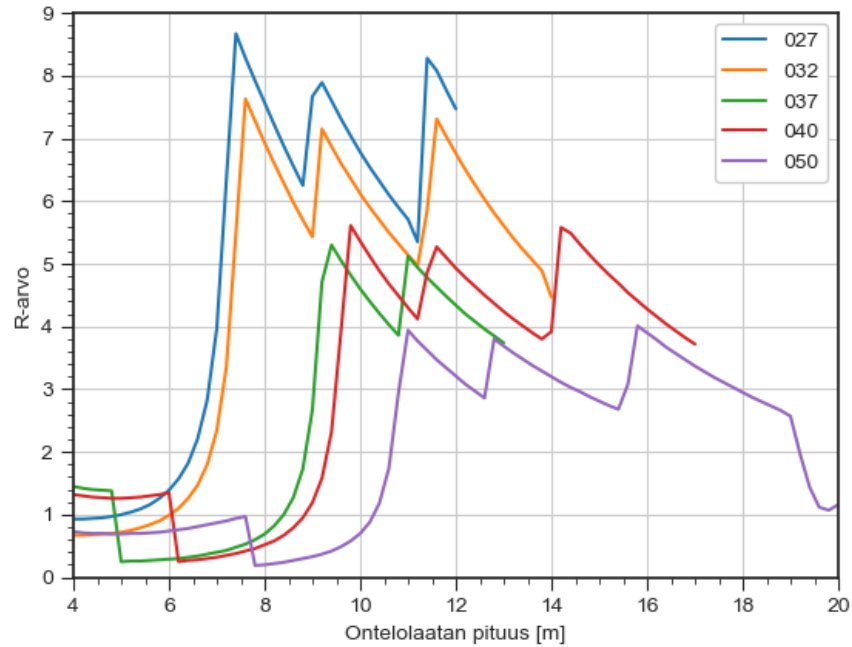


Kuva C.2. Eri ontelolaattojen vasteet, kun hyötykuormaa 0,3 kN/m² ja ontelolaatan päällä on 60mm pintabetoni. B =7,2m.

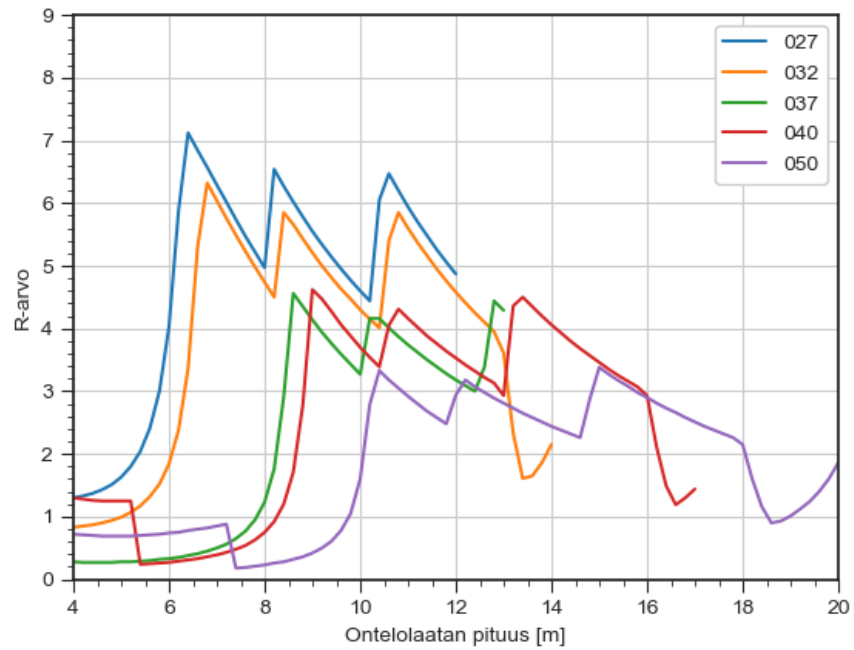


Kuva C.3. Eri ontelolaattojen vasteet, kun hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$ ja ontelolaatta ja 60 mm pintabetoni toimivat liittorakenteena. $B = 7,2\text{m}$.

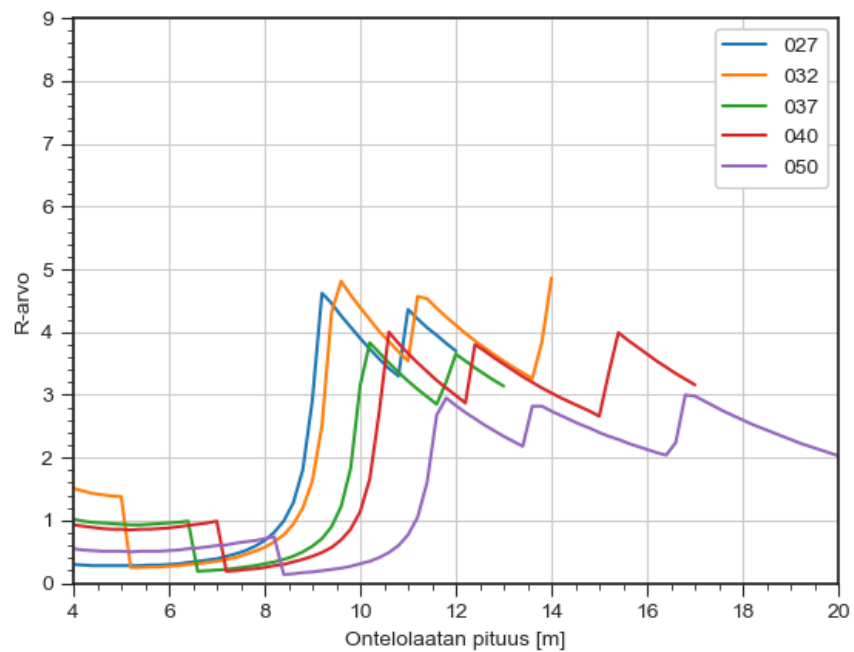
LIITE D: CONCRETE CENTER TULOKSET JOUSTAVALLA TU- ELLA



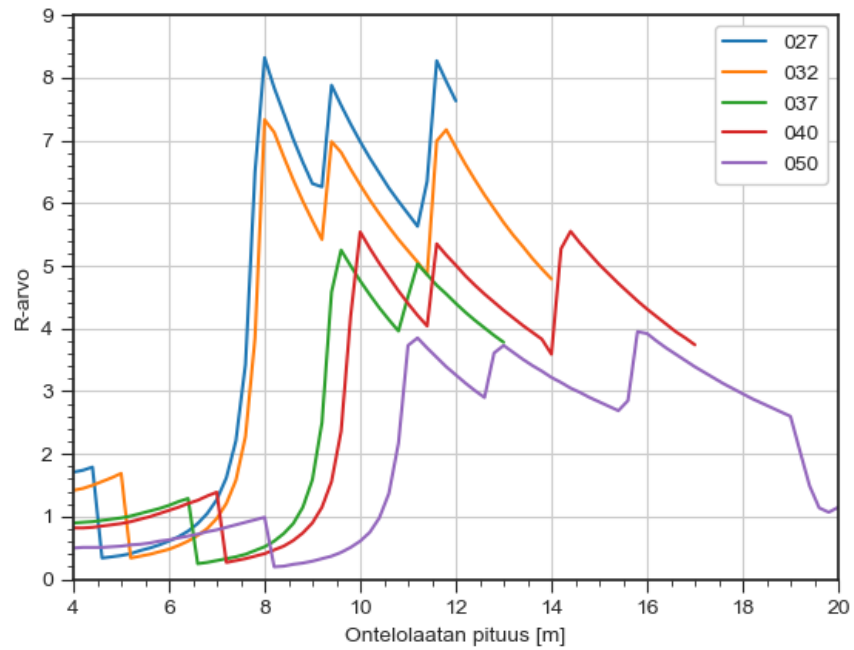
Kuva D.1. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna deltapalkeilla ilman pintabetonia ja hyötykuormaa 0,3 kN/m². B=7,2m.



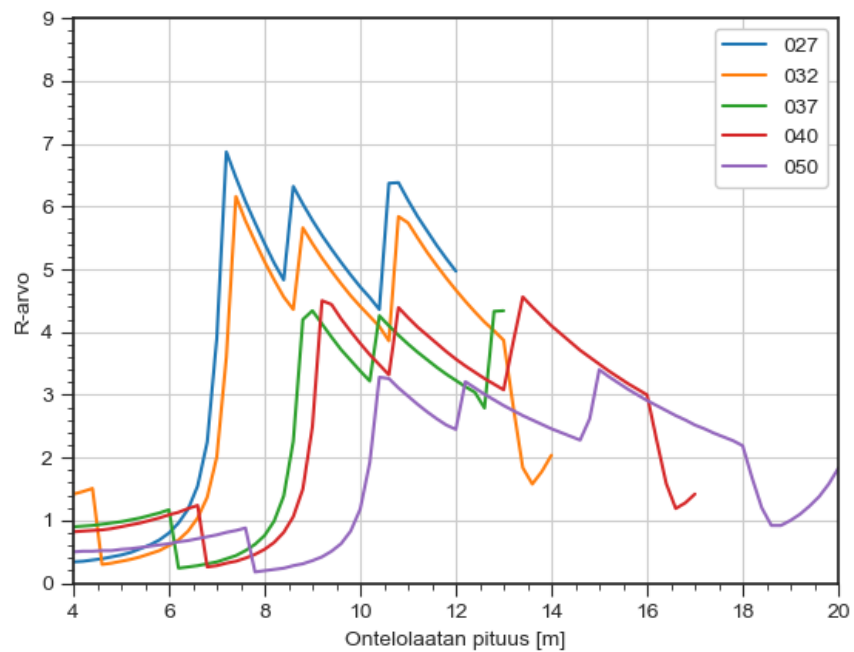
Kuva D.2. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna deltapalkeilla, ontelolaatat 60mm pintabetonilla ja hyötykuormaa 0,3 kN/m². B=7,2m.



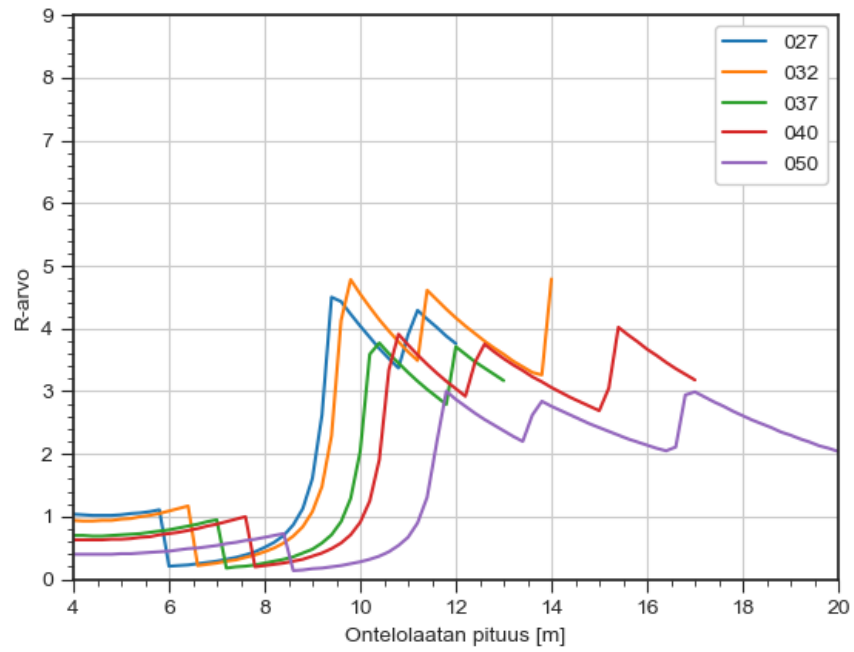
Kuva D.3. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna deltapalkeilla, pintabetoni toimii liittorakenteena ja hyötykuormaa 0,3 kN/m². B=7,2m.



**Kuva D.4. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna teräsbetonisilla leu-
kapalkeilla, hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$ ja ontelolaatat ilman pintabetonia. $B=7,2\text{m}$.**

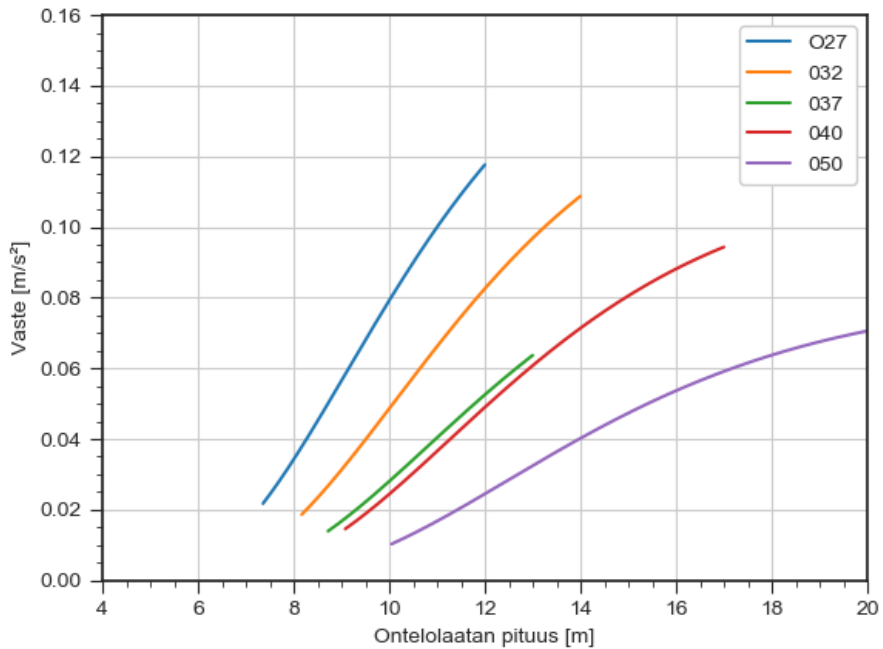


**Kuva D.5. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna teräsbetonisilla leu-
kapalkeilla, ontelolaatat 60mm pintabetonilla ja hyötykuormaa $0,3 \text{ kN/m}^2$. $B=7,2\text{m}$.**

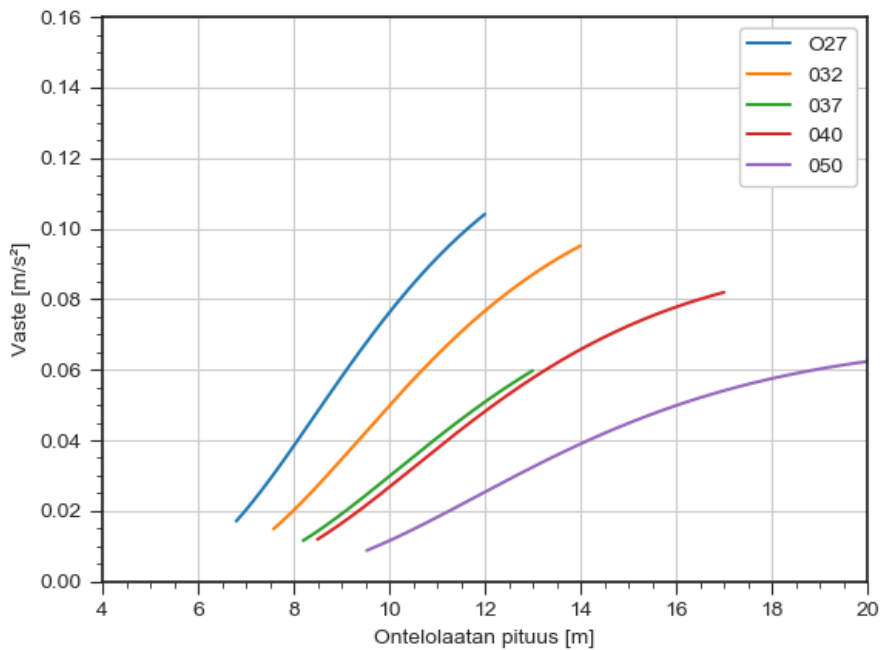


**Kuva D.6. Eri ontelolaattojen vasteet, kun ontelolaatat tuettuna teräsbetonisilla leu-
kapalkeilla, pintabetoni toimii liittorakenteena ja hyötykuormaa 0,3 kN/m². B=7,2m.**

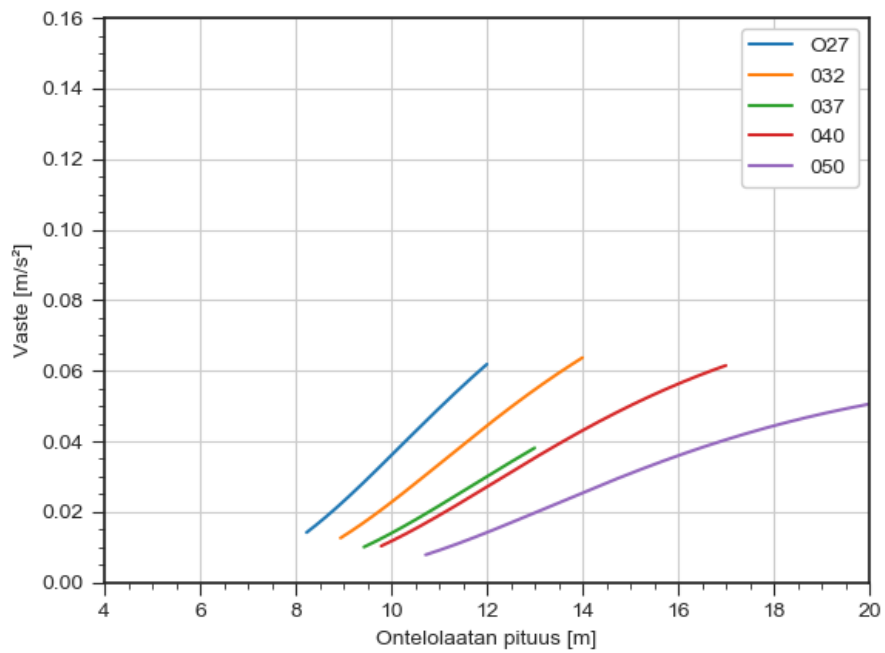
LIITE E: VTT TULOKSET JÄYKÄLLÄ TUELLA



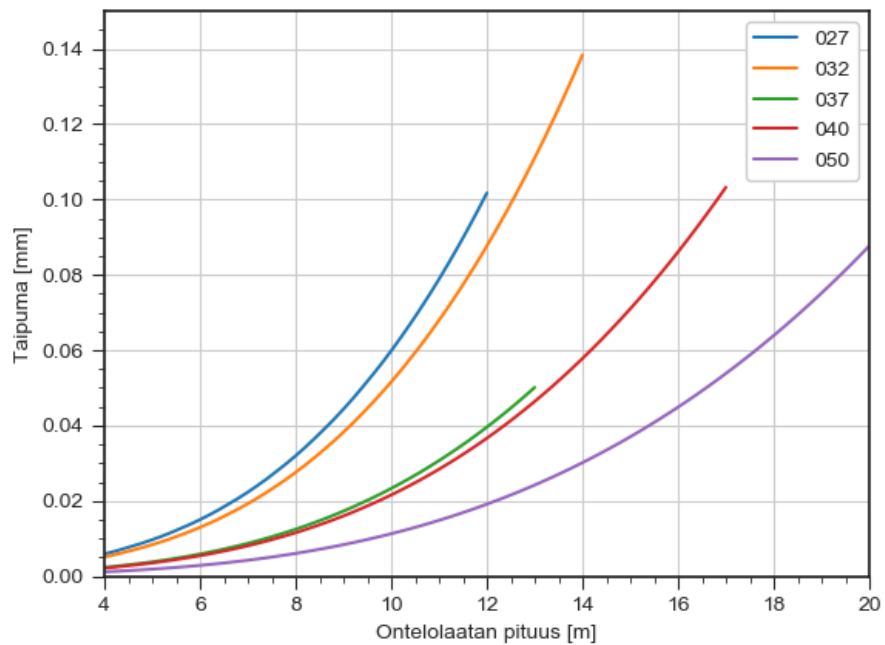
Kuva E.1. Matalataajuuksisten ontelolaatastojen vasteet, kun hyötykuormaa 30kg/m^2 ja ontelolaatan päällä ei ole pintabetonia.



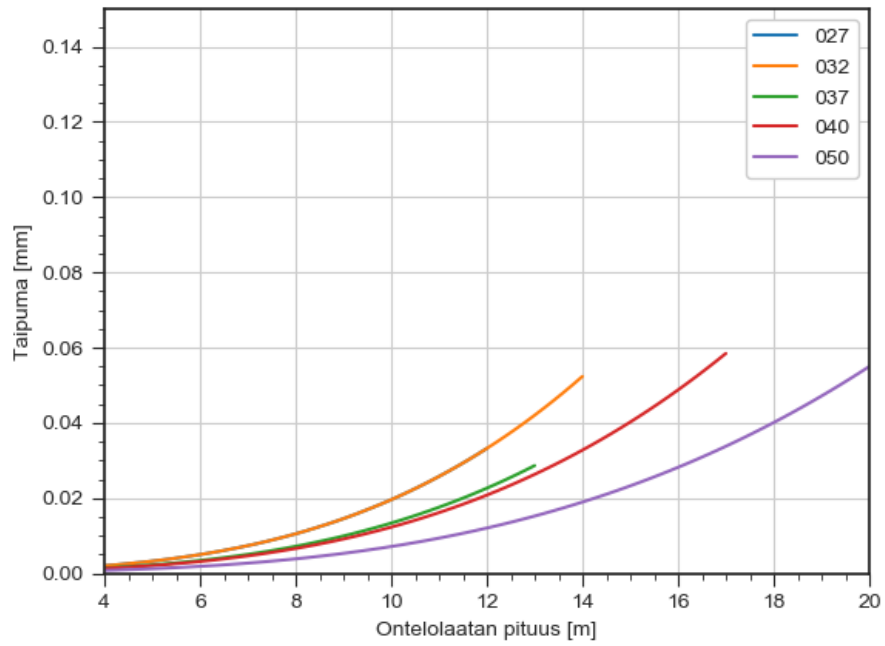
Kuva E.2. Matalataajuuksisten ontelolaatastojen vasteet, kun hyötykuormaa 30kg/m^2 ja ontelolaatan päällä 60 mm pintabetoni.



Kuva E.3. Matalataajuuksisten ontelolaatastojen vasteet, kun hyötykuormaa 30kg/m² ja ontelolaatta ja pintabetoni toimivat liittorakenteena.

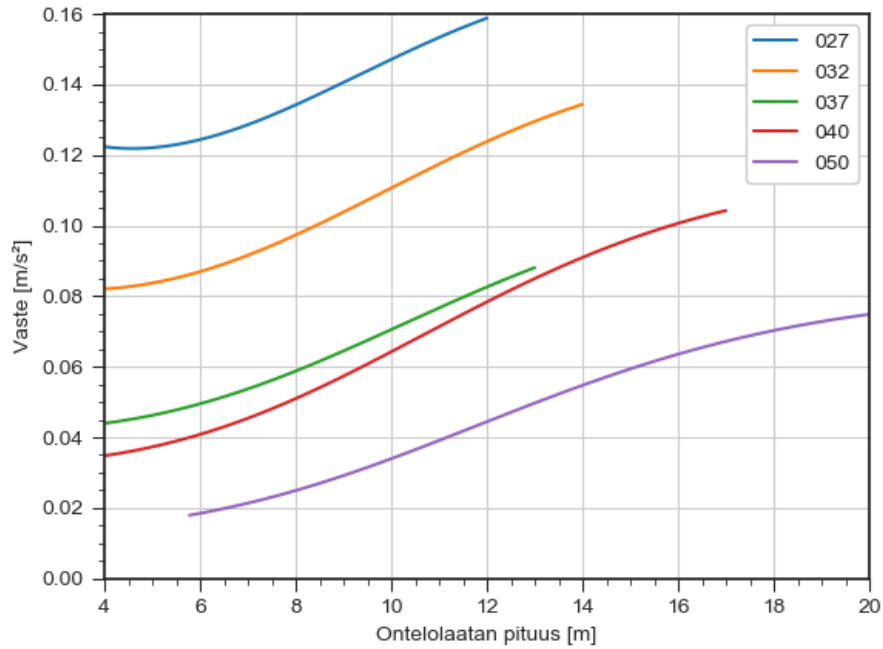


Kuva E.4. Ontelolaattojen taipumat jäykällä tuella.

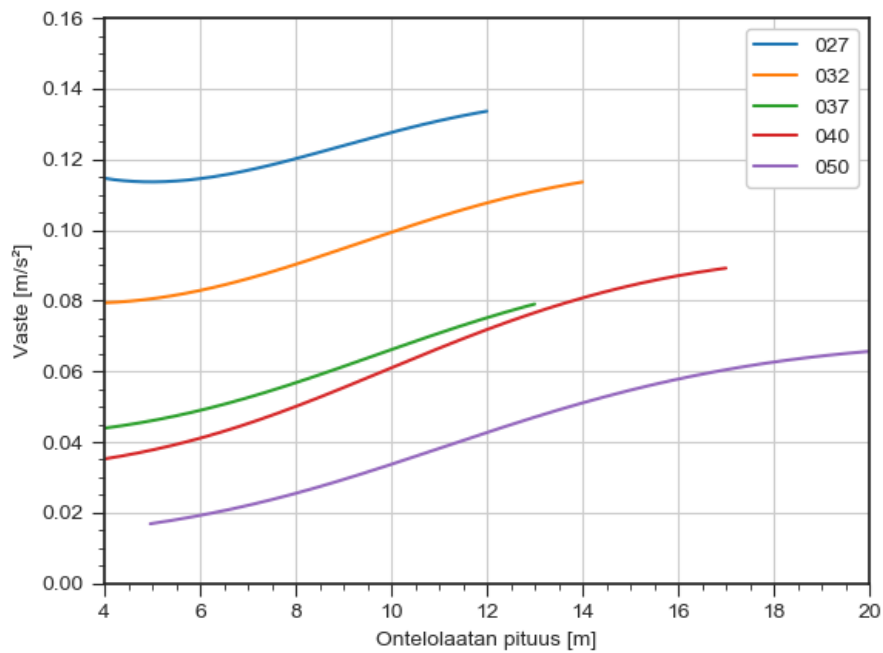


Kuva E.5. Ontelolaattojen taipumat jäykällä tuella, kun pintabetoni toimii liittorakenteena.

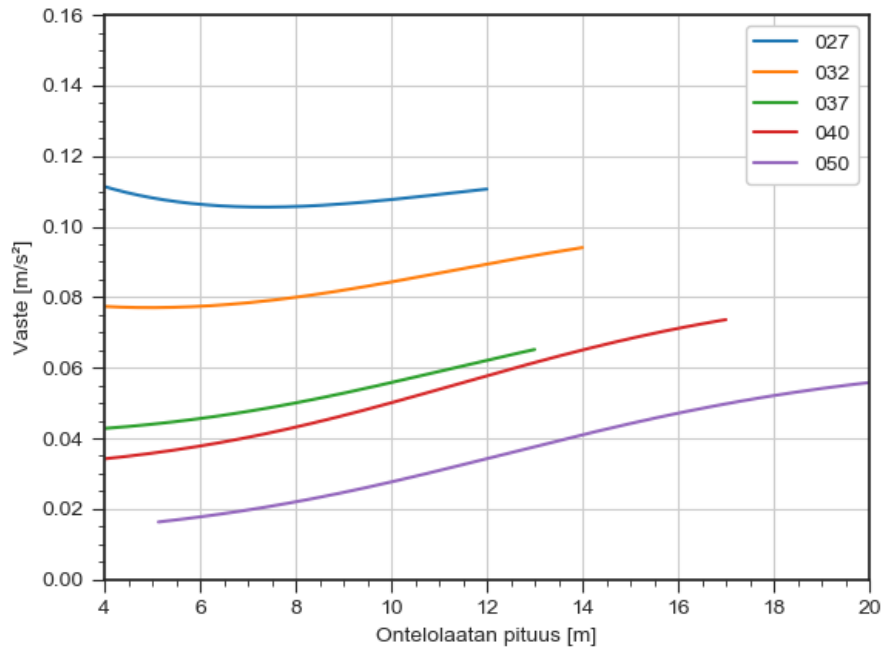
LIITE F: VTT TULOKSET JOUSTAVALLA TUELLA



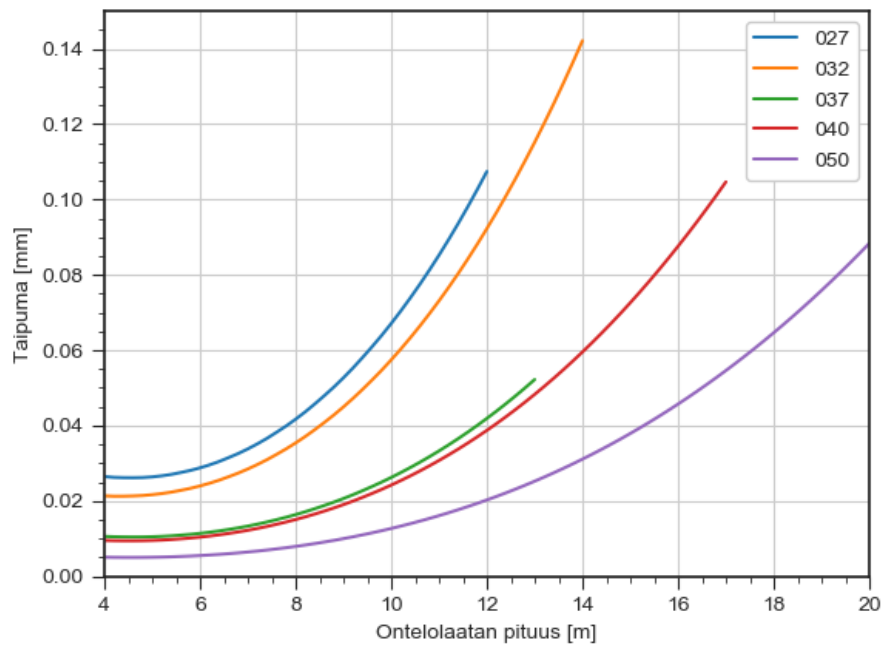
Kuva F.1. Matalataajuuksisten deltapalkein tuettujen ontelolaatastojen vasteet, kun hyötykuormaa 30kg/m^2 ja ilman pintabetonia.



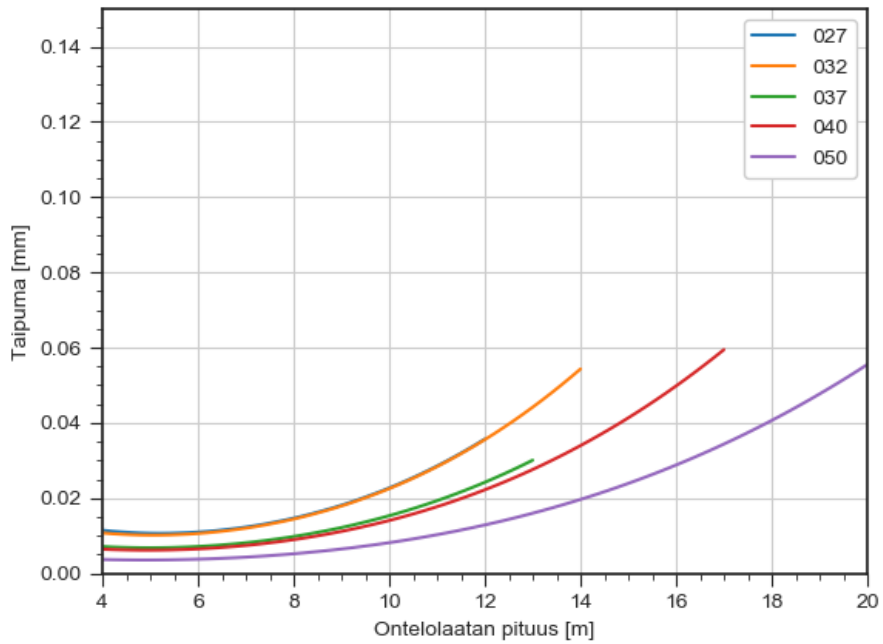
Kuva F.2. Matalataajuuksisten deltapalkein tuettujen ontelolaatastojen vasteet, kun hyötykuormaa 30kg/m^2 ja ontelolaatta 60 mm pintabetonilla.



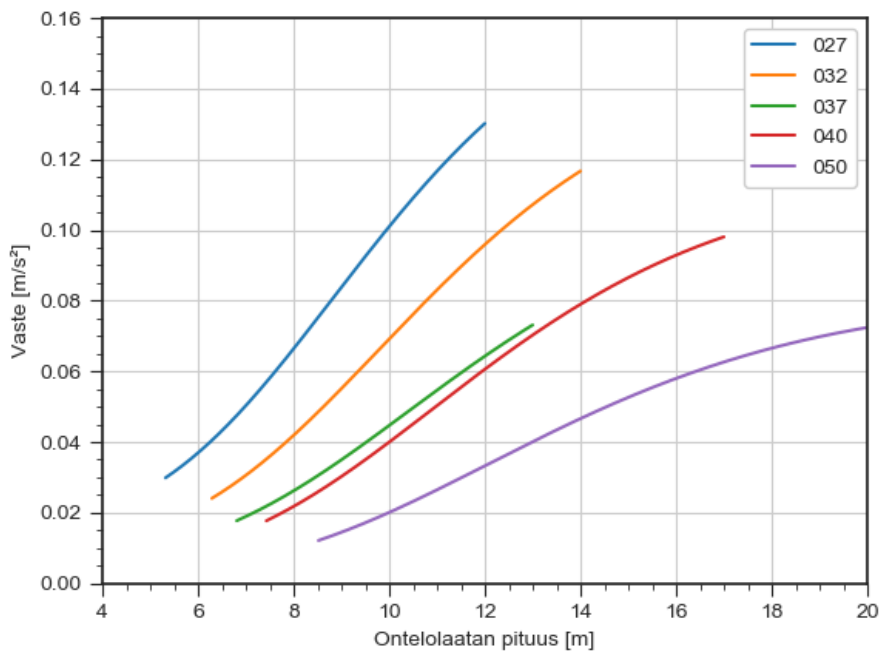
Kuva F.3. Matalataajuuksisten deltapalkein tuettujen ontelolaatastojen vasteet, kun hyötykuormaa 30kg/m^2 ja ontelolaatta ja pintabetoni toimivat liittorakenteena.



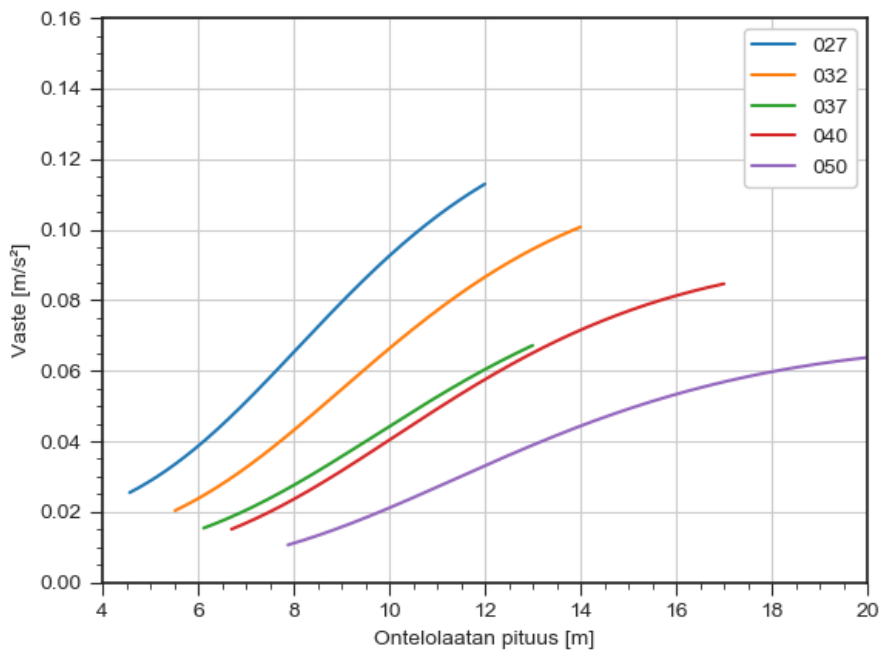
Kuva F.4. Deltapalkkeihin tukeutuvien ontelolaattojen taipumat.



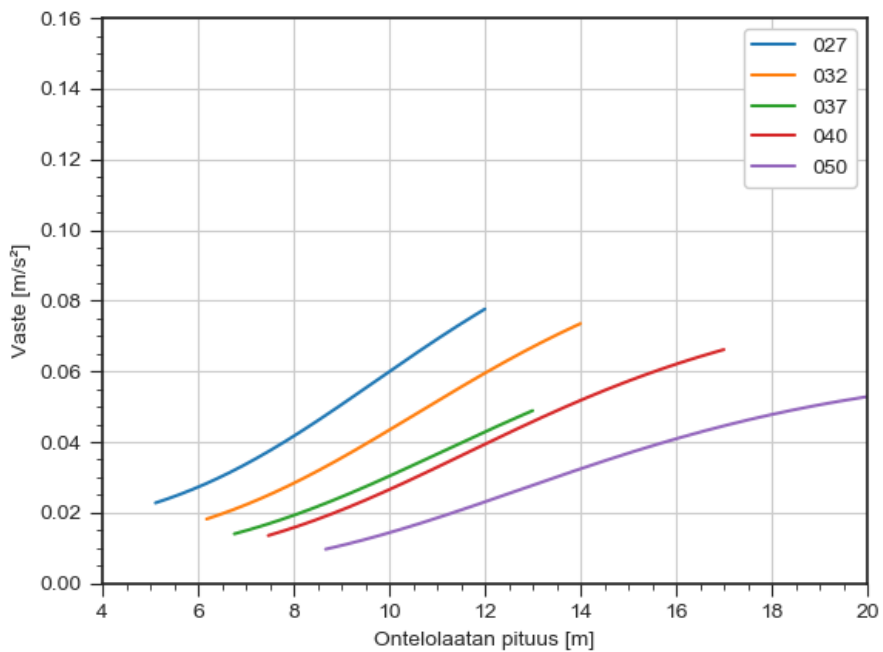
Kuva F.5. Deltapalkkeihin tukeutuvien ontelolaattojen taipumat, kun pintabetoni toimii liittorakenteena.



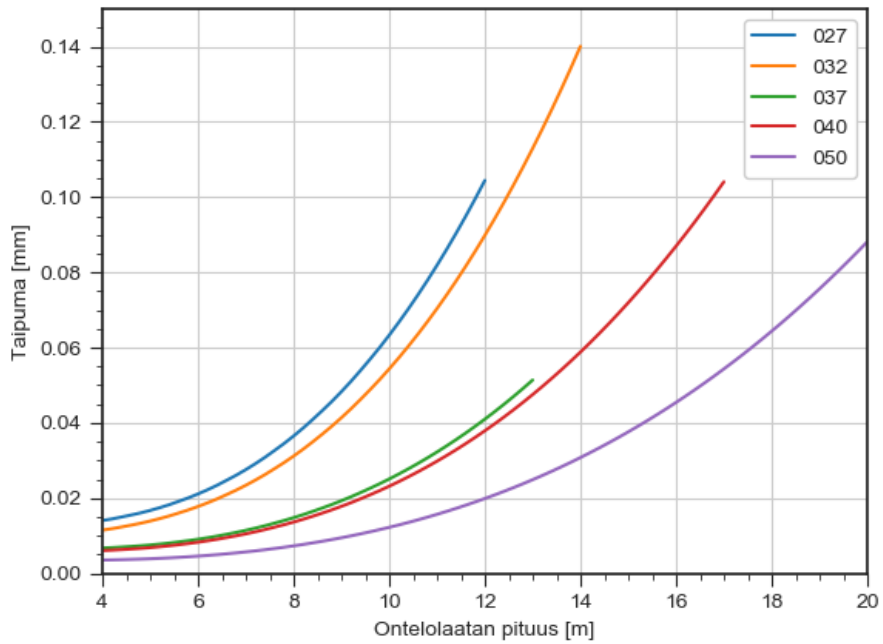
Kuva F.6. Matalataajuuksisten teräsbetonisin leukapalkein tuettujen ontelolaatosten vasteet, kun hyötykuormaa 30kg/m² ja ilman pintabetonia.



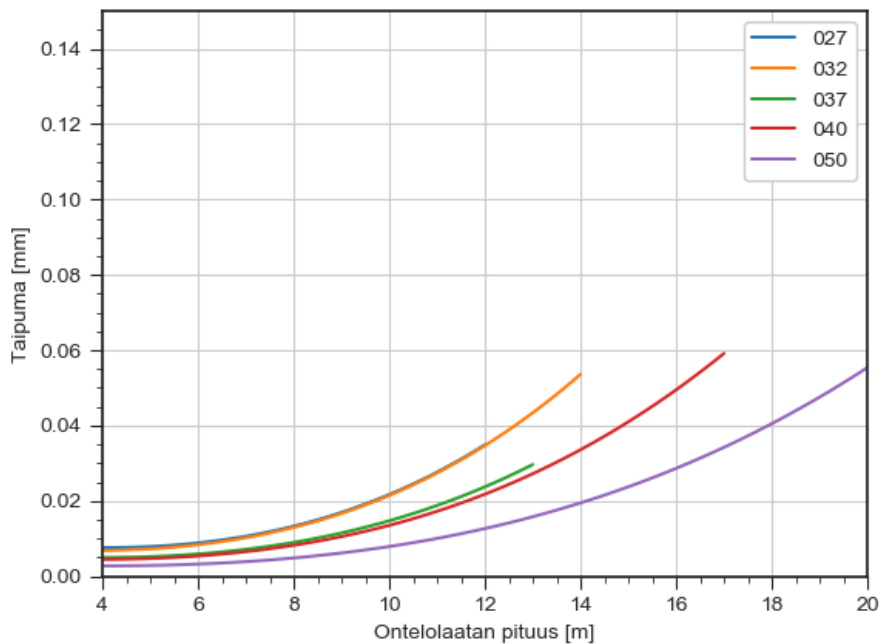
Kuva F.7. Matalataajuuksisten teräsbetonisin leukapalkein tuettujen ontelolaatastosten vasteet, kun hyötykuormaa 30kg/m^2 ja ontelolaatta 60 mm pintabetonilla.



Kuva F.8. Matalataajuuksisten teräsbetonisin leukapalkein tuettujen ontelolaatastosten vasteet, kun hyötykuormaa 30kg/m^2 ja ontelolaatta ja pintabetoni toimivat liittorakenteena.



Kuva F.9. Teräsbetoniin leukapalkkeihin tukeutuvien ontelolaattojen taipumat.



Kuva F.10. Teräsbetoniin leukapalkkeihin tukeutuvien ontelolaattojen taipumat, kun pintabetoni toimii liittorakenteena.