



TEKNILLINEN TIEDEKUNTA

**TERÄKSEN JA BETONIN LIITTOVAIKUTUS
LAITEPERUSTUKSISSA - TAPAUSTUTKIMUS**

Ville Väyrynen

RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN TUTKINTO-OHJELMA

Diplomityö

Marraskuu 2023

TIIVISTELMÄ

Teräksen ja betonin liittovaikutus laiteperustuksissa - tapaustutkimus

Ville Väyrynen

Oulun yliopisto, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma

Diplomityö 2023, 131 s.

Työn ohjaaja(t) yliopistolla: TkL Matti Kangaspuoskari

Tämän diplomityön tavoitteena oli tutkia teräksen ja betonin välistä liittovaikutusta tutkimustapauksen rakenteessa ja sen dynaamista käyttäytymistä. Työssä tutkittiin, miten materiaalien välinen kontakti vaikuttaa laiteperustuksen dynaamiseen käyttäytymiseen ja mitkä betonin ominaisuuksista ovat hyödyllisiä dynaamista kuormaa vastaan.

Kirjallisuuskatsauksessa tarkasteltiin massiivibetonirakenteen lämpötilaa hydrataatiossa ja lämpötilaeron syntymistä betonin ja teräksen välille. Kirjallisessa osassa huomattiin betonin ja teräksen kontaktin määrittämisen monimutkaisuus, sillä yksiselitteisiä kontaktin lujuuksia on haasteellista määrittää. Kokeellisessa osassa selvitettiin betonin lämmönkehityksen ja kutistuman vaikutusta kontaktiin staattisen FEM-laskennan avulla. Tuloksena havaittiin, ettei teräslevyrakenteiden ja betonin välillä ole kontaktia, vaan rakenteet ovat kytkettynä toisiinsa vain leikkausliittimien kautta.

Laiteperustuksen dynaamista käyttäytymistä tutkittiin dynaamisen FEM-laskennan pohjalta saatujen siirtymä- ja taajuusvasteiden avulla. Betonin jäykkyydellä havaittiin olevan suurin vaikutus tutkimustapauksen laiteperustuksen dynaamiseen käyttäytymiseen eli syntyvän amplitudin suuruuteen ja sitä kautta värähtelyn vaimenemiseen. Lisäksi havaittiin, että vaimennusta voidaan tehostaa muuttamalla perustuksen massa-jäykkyys-suhdetta tai ylläpitämällä materiaalien välistä kontaktia. Liittovaikutuksen määrittäminen osoittautui haastavaksi. Vaikka rakennetta voidaan pitää liittorakenteena, varsinaista liittovaikutusta rakenneosien välillä ei havaittu.

Työssä saatiin selville arvokasta tutkimustietoa liittyen liittorakenteisen laiteperustuksen dynaamiseen toimintaan. Lisäksi merkittävänä voidaan pitää tietoa liittyen teräksen ja

betonin välisen kontaktin käyttäytymiseen liittorakenteissa, kun huomioidaan massiivibetonin lämmönkehitys ja kutistuma. Tutkimuksen tuloksia voidaan hyödyntää rakennesuunnittelussa, erityisesti liittorakenteisten laiteperustusten dynaamisissa analyyseissä sekä teräksen ja betonin välisen kontaktin yksityiskohtaisessa ymmärtämisessä liittorakenteissa.

Asiasanat: Liittorakenteet, liittovaikutus, laiteperustus, värähtely, vaimennus.

ABSTRACT

Steel and concrete composite action in machine foundations – Case study

Ville Väyrynen

University of Oulu, Degree Programme of Civil Engineering

Master's thesis 2023, 131 pp.

Supervisor(s) at the university: Lic. Sc. (Tech.) Matti Kangaspuoskari

The purpose of this thesis was to investigate the dynamic behavior of the composite foundation and the composite action between steel and concrete in the case study structure. This thesis investigated how the contact between materials affects the dynamic behavior of the machine foundation and which properties of concrete are useful against dynamic load.

The literature review examined the temperature of massive concrete structures during hydration and the development of a temperature difference between concrete and steel. The complexity of defining the contact between concrete and steel was noticed in the literature research, as it is challenging to determine unambiguous contact strengths. In the experimental study, the effect of heat development and shrinkage of concrete on the contact was investigated using a static FEM analysis. As a result, it was found that there is no contact between the steel plate structures and the concrete. The structures are connected to each other only through shear connectors.

The dynamic behavior of the machine foundation was investigated analyzing responses obtained from dynamic FEM analysis in both time and frequency domain. The stiffness of the concrete was found to have the greatest effect on the dynamic behavior of the machine foundation, i.e. on the magnitude of the amplitude and thus affected the decay of the vibration. In addition, it was found that the damping can be enhanced by changing the mass-stiffness-ratio of the foundation or by maintaining the contact between the materials. The vibration amplitudes caused by the impulse load were small, so the impulse load does not cause problems for the machine foundation in this case. Determining the

composite action was challenging. Although the structure can be considered a composite structure, no actual composite action between the structural parts was observed.

In this work, valuable research information was obtained related to the dynamic behavior of composite machine foundation. In addition, significant information was obtained related to the behavior of the contact between steel and concrete in composite structures, when the heat development and shrinkage of massive concrete is considered. The results of this research can be used in structural design, especially in the dynamic analyses of composite structures and in understanding detailed contact behavior between steel and concrete in composite structures.

Keywords: Composite structures, composite action, machine foundation, vibration, damping.

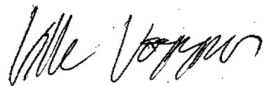
ALKUSANAT

Tämä diplomityö toteutettiin AFRY Finland Oy:n toimeksiannosta vuoden 2023 aikana osana Oulun yliopiston rakennus- ja yhdyskuntatekniikan koulutusohjelmaa. Työn tarkastajina ja ohjaajina toimivat TkL Matti Kangaspuoskari Oulun yliopistolta ja DI Jukka Tuovila AFRY Finland Oy:ltä.

Haluan kiittää ohjaajiani ja AFRY Finland Oy:tä työn mahdollistamisesta ja mielenkiintoisesta aiheesta. Erityisen kiitoksen haluan antaa Janne Komulaiselle AFRY Finland Oy:ltä, joka oli ohjaamassa työtäni säännöllisesti ja jolta sain arvokkaita ohjeita työhön liittyen.

Iso kiitos myös vaimolleni Katariinalle, joka oli minulle tukena koko diplomityöprosessin ajan.

Oulu, 15.11.2023



Ville Väyrynen

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ	2
ABSTRACT.....	4
ALKUSANAT	6
SISÄLLYSLUETTELO.....	7
MERKINNÄT JA LYHENTEET	10
1 JOHDANTO	13
2 LIITTORAKENTEET	15
2.1 Liittorakenteiden historia	16
2.2 Yleisimpiä liittorakenteita.....	16
2.3 Leikkausliitos	19
2.3.1 Leikkausliittimet.....	19
2.4 Teräksen ja betonin välinen tartuntalujuus	20
2.4.1 Leikkaussuuntainen tartuntalujuus	20
2.4.2 Teräksen ja betonin tartuntavetolujuus.....	22
2.4.3 Rajapinnan matemaattinen tarkastelu	22
3 LAITEPERUSTUKSET JA DYNAMIIKKA.....	28
3.1 Laitteperustukset	28
3.1.1 Impulssimaiset laitteet	31
3.2 Yhden vapausasteen vaimentamaton systeemi	32
3.3 Yhden vapausasteen vaimennettu systeemi	36
3.3.1 Kriittinen vaimennus	38
3.3.2 Ylikriittinen vaimennus	40
3.3.3 Alikriittinen vaimennus	41
3.3.4 Logaritminen dekrementti	43
3.4 Pakkovärähtely.....	43
3.4.1 Vaimennettu pakkovärähtely	44
3.4.2 Impulssiheräte.....	47
3.5 Monen vapausasteen värähtely	50
3.5.1 Monen vapausasteen vaimentamaton ominaisvärähtely.....	50
3.5.2 Monen vapausasteen vaimennettu pakkovärähtely	51
3.5.3 Ominaisvärähtely ja taajuusspektri.....	53
3.5.4 Vaimennus puolen tehon pisteiden menetelmällä	56
3.6 Implisiittinen aikaintegrointi.....	57

3.7 Vaimennustyytit	60
4 BETONIN OMINAISUUDET	63
4.1 Lämmönkehitys	64
4.1.1 Massiivirakenteiden lämpötilahaasteet	64
4.1.2 Lämmönkehitykseen vaikuttavat tekijät	65
4.2 Kutistuma	66
4.2.1 Kuivumiskutistuma	67
4.2.2 Autogeeninen kutistuma	68
4.2.3 Kutistuma Eurokoodin mukaan	68
4.2.4 Kutistuma liittorakenteissa	69
4.3 Lujuusominaisuudet	70
4.3.1 Puristuslujuus	70
4.3.2 Vetolujuus	72
4.3.3 Moniaksaalinen puristuslujuus	73
4.3.4 Varhaisiän lujuus ja kimmokerroin	74
5 FEM-LASKENTA	76
5.1 Kontaktilaskenta	76
5.1.1 Geometria	76
5.1.2 Elementtityypit	78
5.1.3 Kuormitukset	80
5.1.4 Reunaehdot	81
5.1.5 Kontakti	83
5.2 Materiaalimallit	83
5.2.1 Teräs	83
5.2.2 Betoni	85
5.2.3 CZM-parametrit	89
5.3 Dynaaminen laskenta	89
5.3.1 Geometria	91
5.3.2 Reunaehdot	93
5.3.3 Vaimennus	93
5.3.4 Transientti vasteanalyysi	94
6 TULOKSET	96
6.1 Kontaktilaskenta	96
6.1.1 Siirtymät ja jännitykset	96
6.1.2 Betonin ja teräksen välinen kontakti	101
6.2 Dynaaminen laskenta	105

6.2.1 Ominaisaajuudet	105
6.2.2 Siirtymä-, nopeus- ja kiihtyvyyssvasteet.....	107
6.2.3 Taajuusspektrit.....	111
6.2.4 Vaimennuskertoimet.....	114
6.2.5 Teräslevyjen ja betonin muodonmuutoksen vertailu.....	115
6.2.6 Herkkyystarkastelu	116
7 TULOSTEN TARKASTELU JA JOHTOPÄÄTÖKSET	118
7.1 Kontaktilaskenta.....	118
7.2 Dynaaminen laskenta	120
8 YHTEENVETO	124
LÄHDELUETTELO.....	127

MERKINNÄT JA LYHENTEET

C	Vaimennusmatriisi
CZM	Cohesive Zone Material. Menetelmä, jolla voidaan tarkastella matemaattisesti rajapintojen irtoamista toisistaan.
c	Vaimennusvakio
c_{cr}	Kriittinen vaimennuskerroin
c_{eq}	Ekvivalentti vaimennuskerroin
c_y	Vaimennuskerroin
D	Dynaaminen vahvistuskerroin
d_n	Irtoamisparametri tavan I irtoamiselle
d_t	Irtoamisparametri tavan II irtoamiselle
d_m	Irtoamisparametri yhdistetylle irtoamiselle
E	Kimmokerroin
E_{cm}	Betonin sekanttimoduuli
E_t	Tangenttimoduuli
f	Kuormitusvektori
f	Taajuus
$F(t_f)dt_f$	Impulssi
$F(\omega)$	Taajuusvastefunktio
$f_{c.2}$	Betonin kaksiakselinen vetolujuus
f_{DP_c}	Drucker-Prager myötöehto jännitystilassa, esiintyy ainoastaan puristusta
f_{DP_t}	Drucker-Prager myötöehto jännitystilassa, missä esiintyy ainoastaan vetoa tai vetoa ja puristusta
F_0	Herätevoima
f_{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä
f_{cm}	Betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä
f_{ctm}	Betonin keskimääräinen vetolujuus

F_k	Kitkavaimennusvoima
f_n	Ominaisuuden n voima modaalikoordinaatistossa
F_v	Viskoosivaimennusvoima
G	Liukukerroin
g	Maan putoamiskiihtyvyys
G_{cn}	Kriittinen murtumisenergia normaalin suunnassa
G_{ct}	Kriittinen murtumisenergia tangentiaalisessa suunnassa
G_n	Murtumisenergia normaalin suunnassa
G_t	Murtumisenergia tangentiaalisessa suunnassa
h	Hystereesivaimennuskerroin
\mathbf{K}	Jäykkyysmatriisi
K_n	Kontaktin normaalin suuntainen jäykkyys
K_t	Kontaktin tangentiaalinen jäykkyys
k_y	Jousen jousivakio
m	Massa
\mathbf{M}	Massamatriisi
M_n	Ominaisuuden n massa modaalikoordinaatistossa
N	Normaalivoima
P	Kontaktin normaalinsuuntainen jännitys
t	Aika
T	Jaksonaika
$\overline{u_n}$	Pintojen välinen etäisyys maksimijännityksen kohdalla
$\overline{u_t}$	Pintojen välinen tangentiaalinen siirtymä maksimijännityksen kohdalla
u_n	Pintojen välinen etäisyys
u_n^c	Pintojen välinen etäisyys, jolla kontakti häviää
u_t	Pintojen välinen tangentiaalinen siirtymä
u_t^c	Pintojen välinen tangentiaalinen siirtymä, jolla kontakti häviää
v	Nopeus

ν	Poissonin vakio
X	Amplitudi
\mathbf{X}	Ominaismuotovektori
\ddot{y}	Kiihtyvyys
$\ddot{\mathbf{y}}$	Kiihtyvyysvektori
\dot{y}	Nopeus
$\dot{\mathbf{y}}$	Nopeusvektori
\dot{Y}_n	Ominaismuodon n nopeus modaalikoordinaatistossa
\ddot{Y}_n	Ominaismuodon n kiihtyvyys modaalikoordinaatistossa
\mathbf{Y}	Modaalikoordinaattivektori
y	Siirtymä
\mathbf{y}	Siirtymävektori
Y_i	Modaalikoordinaatti
Y_n	Ominaismuodon n modaalikoordinaatti
Δ_m	Parametri CZM-menetelmässä
α	Lämpölaajenemiskerroin
β	Taajuussuhde
β_c	Vakio
β_t	Vakio
δ	Logaritminen dekrementti
ε_{cd}	Kuivumiskutistuma
ε_{cs}	Kokonaiskutistuma
ε_{c1}	Betonin puristuslujuutta vastaava puristuma
ε_{ca}	Sisäinen kutistuma
ε_{cr}	Betonin vetolujuutta vastaava venymä
ε_{cu1}	Betonin murtopuristuma
ζ	Suhteellinen vaimennuskerroin
ζ_n	Moodivaimennuskerroin

η	Keinotekoinen vaimennuskerroin
μ	Kitkakerroin
ρ	Tiheys
σ_e	von-Mises vertailujännitys
σ_m	Hydrostaattinen jännitys
σ_{max}	Pintojen välinen suurin normaalin suuntainen jännitys
σ_{Yc}	Vakio
σ_{Yt}	Vakio
τ	Kontaktin tangentiaalinen jännitys
τ_{max}	Pintojen välinen suurin tangentiaalinen jännitys
Φ	Ominaismuotomatriisi
ϕ	Vaihekulma
ϕ_i	Ominaismuotovektori
χ	Parametri CZM-menetelmässä
$\bar{\omega}$	Herätevoiman kulmataajuus
ω	Kulmataajuus
ω_D	Vaimennettu ominaiskulmataajuus
ω_n	Ominaismuodon n ominaiskulmataajuus

1 JOHDANTO

Tämä diplomityö keskittyy betoni-teräs-liittorakenteisen laiteperustuksen tutkimiseen. Tavallisesti massiivirakenteinen laiteperustus valmistetaan ainoastaan betonista, kun valun kuivumiselle on varattu riittävästi aikaa. Tässä työssä perustukselta vaaditaan kuitenkin nopeaa asennusta, joten tavanomaisen betonirakenteisen perustuksen valaminen on pitkän kuivumisajan takia poissuljettu. Kuormituksen dynaamisen luonteen takia myöskään nopeasti kovettuvan betonin käyttö yksistään ei ole mahdollista. Tässä työssä tutkittava rakenne koostuu teräslevyrakenteista, joiden sisällä on tietty määrä betonia. Betoni liitetään teräsrakenteisiin leikkausliittimien avulla. Betonia ympäröivät teräsrakenteet toimivat myös kuormaa kantavana valumuottina.

Liittorakenteisten laiteperustuksen toimintaa eikä teräksen ja betonin välille syntyvää liittovaikutusta tämänkaltaisessa rakenteessa tunneta. Tämän diplomityön tavoitteena on tutkia, miten teräksestä ja betonista valmistettu laiteperustus käyttäytyy dynaamisten kuormitusten vaikutusten alla. Dynaamiseen käyttäytymiseen vaikuttaa teräksen ja betonin välinen kontakti. Tästä syystä työssä tutkitaan betonin ja teräksen välistä kontaktin käyttäytymistä, kun huomioon otetaan betonin lämmönkehitys kuivumisessa ja kutistuma. Kontaktin käyttäytymisen perusteella tutkitaan, voidaanko rakenneosien välille määritellä liittovaikutusta. Dynamiikan näkökulmasta mielenkiintoista on myös tutkia, onko betonin massa- jäykkyys- vai vaimennusominaisuus hyödyllinen dynaamista kuormaa vastaan. Tarkasteltava dynaaminen kuormitustapaus tässä tapauksessa on impulssimainen iskukuormitus.

Tutkimusongelman ratkaisemiseen työssä käytetään kirjallista ja kokeellista tutkimusta. Kirjallisessa osassa perehdytään betonin lämmönkehitykseen, kutistumaan ja lujuusominaisuuksiin. Katsauksessa arvioidaan betonin lämmönkehitystä tutkimustapauksen kaltaisessa massiivibetonirakenteessa ja lämpötilannousun vaikutusta ympäröivään teräsrakenteeseen. Kirjallisessa osassa tutkitaan myös kutistuman suuruutta liittorakenteissa. Tutkimuksen toinen osa on kokeellinen osa, joka keskittyy laskenta-analyysiin. Laskenta-analyysi toteutetaan FEM-laskennalla käyttäen ANSYS-elementtilaskentaohjelmaa. Kokeellisessa osassa selvitetään aluksi betonin ja teräksen välistä kontaktin käyttäytymistä staattista FEM-laskentaa hyödyntäen betonin lämpölaajenemisen ja kutistumisen seurauksena.

Kokeellisessa osassa suoritetaan myös dynaaminen FEM-laskenta, jossa käytetään aikaintegrointimenetelmiä johtuen impulssimaisesta kuormituksesta. Laskennan pohjalta rakenteen toimintaa analysoidaan siirtymä- ja taajuusvasteiden avulla.

Työssä tutkittava rakenne on uusi rakennettava perustus, jolle on ennalta määritelty geometria. Laskenta-analyysissä käytetään yksinkertaistettua geometriaa. Dynaamisessa laskennassa ei suoriteta jännitystarkastelua, vaan dynaamista käyttäytymistä arvioidaan ominaisvärähtelyanalyysin ja vasteista sekä aika- että taajuustasolla. Tutkimuksessa ei huomioida kitkaa perustuksen pohjassa eikä kitkaa perustuksen kiinnitykseen osallistuvien pulttien ja teräsrakenteiden välillä. Tutkimuksen kokeellinen osuus suoritetaan ainoastaan FEM-laskennalla. Työssä ei myöskään tarkastella leikkausliittimien liitoksen kestävyyttä eli mahdollista irtoamista teräsrakenteista.

2 LIITTORAKENTEET

Yleisesti liittorakenteina voidaan pitää rakenteita, joissa erillisiä osia on yhdistetty joko mekaanisella tai muunlaisella liitoksella, jolloin rakenteelle haetaan suurempaa jäykkyyttä tai kestävyyttä verrattuna rakenneosien itsenäiseen toimintaan ilman yhteisvaikutusta. Kuitenkaan kaikkia tämän määritelmän täyttäviä rakenteita ei pidetä liittorakenteina, kuten esimerkiksi teräshybridipalkkeja tai kahden betonirakenneosan muodostamia rakenteita. Yleensä liittorakenteista puhuttaessa tarkoitetaan teräsbetoni-liittorakenteita, joissa rakenneosat eroavat ominaisuuksiltaan merkittävästi toisistaan ja joissa hyödynnetään teräksen lujuusominaisuuksia ja betonin hyvää puristuslujuutta. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 13.)

Viime vuosikymmeninä betoni-teräs-liittorakenteiden käyttö on lisääntynyt merkittävästi johtuen suurista hyödyistä, joita saadaan näiden rakenneosien yhteistoiminnasta. Betoni on edullista, massiivista ja jäykkää kun taas teräs on kevyttä, lujaa ja helppo työstää sekä asentaa. Yleisimpiä betoni-teräs-liittorakenteita ovat liittopalkit, liittopilarit ja liittolaatat. (Spacone 2004.)

Eurokoodi 4 määrittelee liittorakenneosan kantavana rakenneosana, jossa betoni ja teräs on liitetty toisiinsa siten, että niiden välinen pitkittäinen liukuminen sekä irtoaminen toisistaan pysyy rajallisena (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 11). Liittorakenteista puhuttaessa olennaista on liittovaikutus. Eurokoodi 4 määrittelee liittovaikutuksen rakenneosan toimintatapana sen jälkeen, kun leikkausliitos on tullut toimivaksi betonin kovetuttua (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 11). Tästä voidaan päätellä, että eurokoodin mukaan liittovaikutus vaatii leikkausliitoksen rakenneosien välillä.

Usein myös liittovaikutuksen määritelmänä se, että rakenneosat ovat kytköksissä toisiinsa niin vahvasti, että ne toimivat yhdessä yhtenäisenä rakenteena kantaen kuormia. Leikkausliitoksen lujuudesta käytetään nimeä tartuntalujuus (engl. bond strength). Leikkausliitos voidaan toteuttaa joko pelkästään luonnollisella rakenneosien välisellä tartunnalla tai mekaanisilla liittimillä. (Qu et al. 2013.)

2.1 Liittorakenteiden historia

Betoni-teräs-liittorakenteita on käytetty ensimmäisiä kertoja Yhdysvalloissa yli sata vuotta sitten rakennusten ja siltojen rakentamisessa. Alkuvaiheessa ensimmäiset liittorakenteet olivat liittopalkkeja, jotka perustuivat ajatukseen kitkasta ja adheesiosta rakenneosien välillä. Liittopalkit olivat betonilla täytettyjä ja raudalla ympäröityjä rakenteita, joissa käytettiin lisäksi I- tai T-profiilin rautapoikkileikkauksia. (Pelke & Kurrer 2015.)

1880-luvulla betonissa alettiin käyttämään raudoitusta, jolloin myös raudoitettuja betonirakenteita pidettiin myös liittorakenteina. 1890-luvulla rakenteet, joissa betonin sisässä on teräsprofiili, yleistyivät Yhdysvalloissa ja alkoivat korvaamaan lyhyen jännevälin terässiltoja taloudellisuuden vuoksi. Myös Euroopassa liittorakenteita alettiin käyttämään siltojen rakenneosina. 1900-luvun alkupuolella liittovaikutus oli vielä ainoastaan kitkan varassa, kunnes noin 1930-luvulla patentoitiin leikkausliittimet. Liittimet mahdollistivat myös uudenlaiset rakenteet, joissa esimerkiksi betonilaatta oli mahdollista valaa teräsprofiilin laipan päälle. (Pelke & Kurrer 2015.)

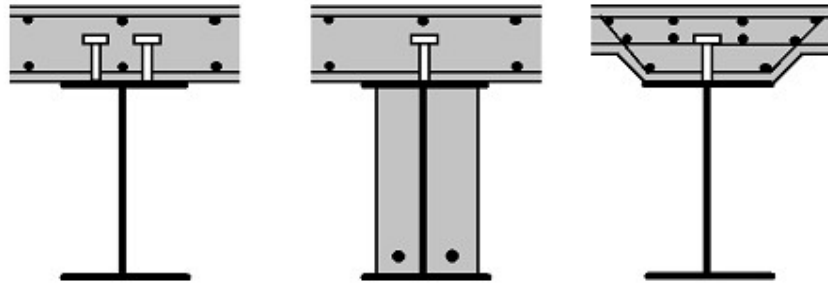
Liittorakenteet yleistyivät nopeasti toisen maailmansodan jälkeen jälleenrakennusaikana teräspulan sekä kustannustehokkuuden takia ja ensimmäinen yksityiskohtainen suunnittelustandardi liittorakenteisiin liittyen oli vuonna 1955 julkaistu DIN 1078 (Suomen Betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 6). Leikkausliittimiä oli kuitenkin tähän aikaan vielä useita, ja ne standardoitiin vasta 1960-luvulla (Pelke & Kurrer 2015).

Suunnitteluohjeita kehitettiin Euroopassa teräs- ja betonirakennejärjestöjen yhteistyönä ja vuonna 1981 julkaistiin liittorakenteiden mallinormi ECCS Composite Structures, joka sisälsi liittopalkkien lisäksi myös liittopilarit ja -laatat. Eurokoodi 4:n esistandardit julkaistiin 1990-luvun alussa ja 2000-luvun alussa julkaistiin liittorakenteiden standardit EN 1994. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 6.)

2.2 Yleisimpiä liittorakenteita

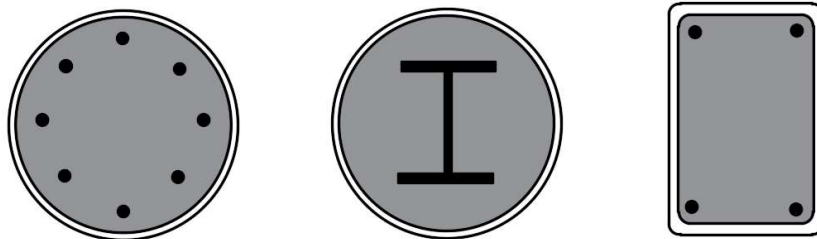
Yleisimmin käytettyjä betoni-teräs-liittorakenteita ovat liittopalkit, liittopilarit ja liittolaatat. Liittopalkit ovat pääasiassa tasakorkeita, joissa teräsprofiili on muuttumaton

koko palkin pituudella (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 123). Eurokoodi 4 määrittelee liittopalkin rakenteena, johon kohdistuu pääasiassa taivutusta, eikä viittaa mihinkään tiettyyn palkkimuotoon (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 11). Eurokoodi 4 esittelee kohdassa 6.1.1 tyypillisiä liittopalkkeja, joissa teräsavoprofiilin päällä on betoni- tai liittolaatta, jotka on nähtävissä kuvassa 1.



Kuva 1. Yleisimpiä liittopalkkeja (mukaillen SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 32).

Liittopilareina pidetään pilareita, joissa teräksen lisäksi toimii raudoitettua tai raudoittamatonta betonia kantavana materiaalina (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 183). Eurokoodi 4 määrittelee liittopilarin pääasiassa puristettuna tai puristettuna ja taivutettuna rakenteena (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 11). Liittopilarit kehittyivät teräspilareista, kun niitä haluttiin palosuojata, ja liittopilareiden poikkileikkaukset ovat yleensä kaksoissymmetrisiä, jolloin teräksellä ja betonilla on sama painopiste (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 183). Eurokoodi esittelee kohdassa 6.7.1 yleisimpiä liittopilaripoikkileikkauksia, jotka on esitetty kuvassa 2.



Kuva 2. Yleisimpiä liittopilaripoikkileikkauksia (mukaillen SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 53).

Kuvan 2 ympyräpoikkileikkauksen betonilla täytetyt teräsputkipilarit, joista käytetään kirjallisuudessa myös nimeä CFST (Concrete-filled steel tube) tuovat merkittäviä etuja verrattuna tavallisiin teräs- tai betonipilareihin. Teräspilari ”sulkeuttaa” betonin, jolloin puristusjännityksen alaisena sen puristuslujuus kasvaa, kun taas betoni tukee teräsputken lommahdusta. Lisäksi teräs toimii betonille pysyvänä valumuottina. (Qu et al. 2013.)

Tämänkaltaisen liittopilarin liittovaikutus perustuu siihen, että puristusjännityksen alaisena betoni laajenee sivuilta, jolloin se kohdistaa normaali-jännitystä ympäröivään teräsrakenteeseen. Tällöin betonin kohdistama jännitys siirtyy teräsputkeen kehäsuuntaiseksi jännitykseksi. Seurauksena teräsputkessa putkeen tulee kaksiakselinen jännitystilä yksiakselisen sijasta. (Fan et al. 2001.)

Liittolaattoina voidaan pitää kaikkia laattoja, jotka on tuotettu erilaisia materiaaleja yhdistelemällä (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 239). Eurokoodi 4 määrittelee liittolaatan laattana, jossa käytetään liittolevyjä, yleensä ohutpoimulevyjä, jotka toimivat paikalleen jäävänä valumuottina. Tällöin levy muodostaa betonin kanssa liittorakenteen (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 11). Liittolaatat ovat yhteen suuntaan kantavia rakenteita, joissa tarvitaan lisäksi poikittaista raudoitusta kantosuuntaan nähden (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 183). Liittolaatan leikkausliitos voidaan toteuttaa mekaanisella ankkuroinnilla, kitka-ankkuroinnilla, kannallisten tappien avulla tai poimulevyn poimuja lysmäämällä (SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 80). Kuvassa 3 on esitettyä liittolaatta.



Kuva 3. Liittolevyn ja betonivalun muodostama liittolaatta (mukaillen SFS-EN 1994-1-1 2005, s. 80).

2.3 Leikkausliitos

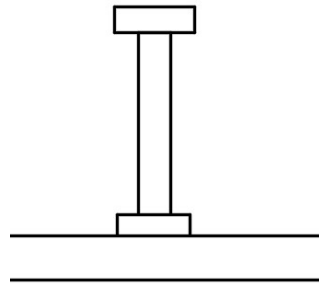
Leikkausliitoksella tarkoitetaan liittorakenteiden tapauksessa kahden päällekkäisen tai rinnakkaisen materiaalin välistä rajapintaa, joka pystyy vastustamaan eri puolille syntyviä liukumia, ja jotka aiheutuvat pinnassa esiintyvistä muodonmuutoseuroista (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 13). Leikkausliitos voidaan toteuttaa joko tartuntaan perustuvana liitoksena tai mekaanisena eli erillisillä liittimillä. Eurokoodi 4 ei ota huomioon leikkausliitoksen mitoituksessa huomioon teräksen ja betonin välistä tartuntaa, vaan keskittyy leikkausvoiman siirtoon liittolevyn ja betonin välillä mekaanisten ankkurien, kitka-ankkurien, hitsattujen tappien ja poimujen lysmäämisen avulla (SFS-EN 1994-1-1 2005 s. 79).

Leikkausliitos voidaan jakaa toiminnan mukaan seuraaviin luokkiin:

- Täydellinen yhteistoiminta, jolloin rakenneosien rajapinnassa ei esiinny mekaaniseen toimintaan merkittävästi vaikuttavia muodonmuutoseuroja eli liukumaa.
- Osittainen yhteistoiminta, jolloin rakenneosien rajapinnassa esiintyy merkittäviä muodonmuutoseuroja, jotka vaikuttavat mekaaniseen toimintaan. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 14.)

2.3.1 Leikkausliittimet

Leikkausliittimien tarkoituksena liittorakenteissa on siirtää leikkausvoimat teräksen ja betonin rajapinnassa, jotta jännitykset siirtyvät rakenneosalta toiselle eli rakenne toimii liittorakenteena. Liittopalkkien ja liittolaattojen tapauksissa yleisimmin käytetyt leikkausliittimet ovat kannallisia tappiliittimiä, joita voidaan kuitenkin käyttää myös pilareissa vahvistamaan leikkausliitosta. Kannallisten tappiliittimien suosio perustuu niiden joustavaan käyttäytymiseen, nopeaan hitsaukseen, hyvään tartuntaan ja raudoituksen helppoon asetteluun betonissa. Kuvassa 4 on esitettyä kannallinen tappiliitin. (Loqman et al. 2018.)



Kuva 4. Kannallinen tappiliitin.

2.4 Teräksen ja betonin välinen tartuntalujuus

2.4.1 Leikkaussuuntainen tartuntalujuus

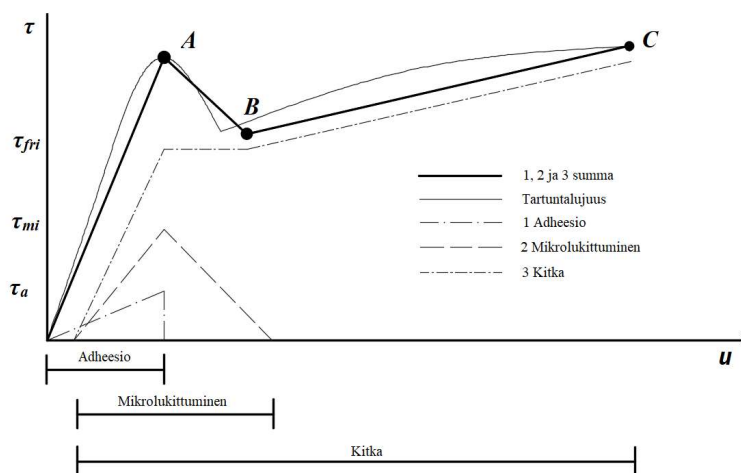
Tutkimusten mukaan teräksen ja betonin väliseen rajapinnan leikkaussuuntaiseen tartuntalujuuteen vaikuttavia merkittävimpiä tekijöitä ovat poikkileikkauksen muoto, pinnankarheus, betonin ikä ja kutistuman suuruus. Rajapinnan tartuntalujuuden voidaan katsoa muodostuvan kolmesta tekijästä, joita ovat kemiallinen adheesio, mikrolukittuminen ja makrolukittuminen. Kemiallinen adheesio syntyy kapillaari-ilmiön seurauksena betonin hydrataatioprosessin aikana. Tutkimuksien mukaan kemiallinen adheesio on hyvin pieni osa liittorakenteiden leikkaussuuntaisesta tartuntalujuudesta ja sen suuruuteen vaikuttavia tekijöitä on monia, päälimmäisenä sementin tyyppi ja betonin vesi-sementtisuhde. (Qu et al. 2013.)

Lisäksi teräksen pintakäsittelyllä, kuten esimerkiksi kiillotuksella ja maalilla on vaikutusta kemiallisen adheesio suuruuteen. Kemiallinen adheesio on ensimmäinen teräksen ja betonin rajapinnan liukumista estävä tekijä, kun rajapinnassa alkaa syntyä leikkausjännityksiä. Mikrolukittumisella tarkoitetaan mikrotasolla tapahtuvaa teräksen pinnankarheuden ja betonipinnan välistä mekaanista hammastusta, joka vastustaa rajapintojen välistä pitkittäistä liukumista. Merkittävin tekijä, joka vaikuttaa mikrolukittumisen suuruuteen, on teräksen pinnankarheus. Mikrolukittuminen on kokonaistartuntalujuudesta adheesiota suurempi, mutta suhteellisen pieni kokonaistartuntalujuuteen verrattuna. (Wang et al. 2022.)

Suurin tekijä, joka vaikuttaa liittorakenteissa tartuntalujuuden suuruuteen teräksen ja betonin rajapinnassa on makrolukittuminen. Makrolukittumisella tarkoitetaan kitkasta

aiheutuvaa rajapintojen välistä leikkausliitosta, jonka aktivoitumiseen vaaditaan kemiallisesta adheesiosta ja mikrolukittumisesta aiheutuvien tartuntalujuuksien rikkoutumista. Koska makrolukittuminen on kitkasta aiheutuvaa, täytyy teräksen ja betonin rajapintaan tulla normaalin suuntaista voimaa. (Qu et al. 2013.)

Kuvassa 5 on esitetty Wang et al. (2022) suorittaman liittopilarin push-out -kokeesta saatu leikkausjännitys-venymäkuvaaja, jossa on esitetty myös edellä mainitut kolme mekanismia.



Kuva 5. Liittopilarin push-out -kokeesta saatu leikkausjännitys-venymäkuvaaja (mukaillen Wang et al. 2022).

Kuvaajasta on havaittavissa, että kemiallisella adheesiolla on pieni vaikutus leikkaussuuntaiseen tartuntalujuuteen, joka on yhteneväinen aikaisempien tutkimusten kanssa. Tähän johtopäätökseen Wang et al. (2022) tulivat, kun he suorittivat myös push-out-kokeen teräslevylle, joka oli betonikuutioiden välissä. Tässä testitapauksessa rajapintaan ei kohdistu juuri ollenkaan normaalivoimaa, jolloin tartuntalujuuden voitiin olettaa sisältävän ainoastaan kemiallisen adheesion. Tällöin tartuntalujuuden suuruus oli 0,014–0,070 MPa.

Verrattuna liittopilareiden push-out-kokeisiin, joissa betonin laajetessa sivusuuntaan, rajapinnassa esiintyy normaalin suuntaista painetta, ja sen seurauksena kitkaa, tartuntalujuuden suurin arvo oli 0,219–0,870 MPa. Rajapinnan pitkittäinen siirtymä, missä kemiallinen adheesio menetettiin, oli noin 0,09 mm. (Qu et al. 2013.)

2.4.2 Teräksen ja betonin tartuntavetolujuus

Tartuntavetolujuutena tarkoitetaan rajapinnan kykyä vastustaa irtoamista, kun rajapintaa kohtisuorassa suunnassa ilmenee vetävää voimaa (Wise et al. 2023). Teräksen ja betonin tartuntavetolujuudesta löytyy kirjallisuudesta hyvin vähän tietoa verrattuna leikkaussuunnan tartuntaan. Wise et al. (2023) tutkivat teräksen ja betonin rajapinnan vetokestävyyttä eri kuormitusnopeuksilla, jossa terässylinterin päälle oli valettu vastaavan poikkileikkauksen omaava betonisylinteri. Koetuloksina he saivat vetotartuntalujuuden arvoiksi 0,29 MPa kuormitusnopeuksella 0,1 mm/min, 0,63 MPa kuormitusnopeuksella 1,0 mm/min ja 0,59 MPa kuormitusnopeuksella 10 mm/min. Wise et al. (2023) selittivät suurta eroa pienimmän ja kahden muun kuormitusnopeuden välillä sillä, että rajapinnassa tapahtuu mahdollista jännitysten häviämistä sementissä. Myös maksimijännitystä vastaava pintojen välinen siirtymä pieneni vetotartuntalujuuksien suhteessa.

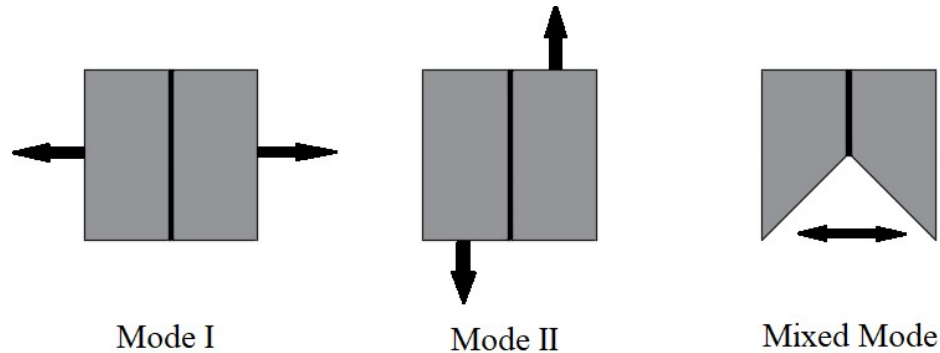
Toisin kuin leikkaussuunnan jännitys-venymäkuvaajassa, tartuntavetolujuuden jännitys-venymä-kuvaajassa jännitys kasvaa lineaarisesti venymän funktiona. Kun tartuntavetolujuus saavutetaan, jännitys häviää lähes kokonaan, eikä niin sanottua pehmenemistä esiinny juuri ollenkaan. Wise et al. (2023) määrittelivät rajapinnan vetosuunnan jäykkyudeksi eli jännitys-venymäkuvaajan kulmakertoimeksi noin 1,0 MPa/mm³, joka oli kaikilla kuormitusnopeuksilla samansuuruinen. Vetotartuntalujuuteen voidaan katsoa siis vaikuttavan merkittävästi kuormitusnopeus. (Wise et al. 2023.)

2.4.3 Rajapinnan matemaattinen tarkastelu

Kahden materiaalin kontaktin murtumista tai niiden rajapinnan delaminaatiota voidaan matemaattisesti tarkastella Cohesive Zone Material (CZM) menetelmällä. Menetelmä perustuu murtumismekanismiin, jossa hyödynnetään kiinnittymisjännitysten ja siirtymien välistä yhteyttä. Edellä mainitut vaikuttavat kriittiseen murtumisenergiaan, pintojen irtoamiseen vaadittu energia. CZM menetelmä sisältää siis konstitutiivisia yhteyksiä kiinnittymisjännitysten ja pintojen siirtymien välillä. (ANSYS 2022 Theory Reference, s. 141.)

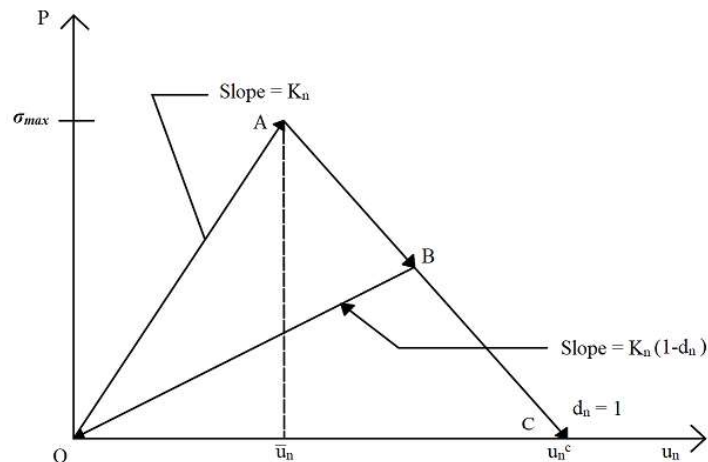
Kontaktin irtoaminen pintojen välillä voi tapahtua CZM-menetelmässä joko pintojen normaalin suunnassa, jolloin puhutaan tavan I irtoamisesta (eng. Mode I debonding), tangentialisessa suunnassa, jolloin puhutaan tavan II irtoamisesta (eng. Mode II

debonding) tai yhdistettynä irtoamisena, joka on yhdistelmä tapaa I ja II (eng. Mixed mode debonding). Kuvassa 6 on esitettyä pintojen irtoamistavat. (ANSYS 2022 Theory Reference, s. 148-151.)



Kuva 6. Pintojen irtoamistavat (mukaiillen Wise et al. 2023).

Kuvassa 7 on esitettyä rajapinnan CZM-menetelmän mukainen tavan I jännitys-siirtymäyhteys. Kuvaajassa K_n kuvaa rajapinnan jäykkyyttä, σ_{max} pintojen kohtisuorassa suunnassa olevaa suurinta vetojännitystä, u_n pintojen välistä siirtymää σ_{max} kohdalla ja u_n^c siirtymää, jolloin pintojen kontakti häviää. Parametri d_n on puolestaan irtoamisparametri. Tavan II irtoamisen jännitys-siirtymäkuvaaja on vastaavanlainen, ainoastaan σ_{max} tilalla on τ_{max} eli pintojen välinen suurin tangenciaalinen jännitys, vaaka-akselin siirtymät ovat pintojen välisiä tangenciaalisia siirtymiä. (ANSYS 2022 Theory Reference, s. 148-150.)



Kuva 7. CZM-menetelmän mukainen jännitys-siirtymäkuvaaja (mukaiillen ANSYS 2022 Theory Reference, s. 149).

Kuvaajasta nähdään, että rajapinnan jännitys kasvaa lineaarisesti aina maksimijännitykseen asti välillä OA, jonka jälkeen välillä AC jännitys pehmenee (eng. softening) aina kriittiseen siirtymään asti, jolloin kontakti pintojen välillä häviää. Kuvaajan pinta-ala kuvaa kriittistä murtumisenergiaa, joka voidaan esittää yhtälöllä

$$G_{cn} = \frac{1}{2} \sigma_{max} u_n^c \quad (1)$$

missä G_{cn} on normaalin suuntainen kriittinen murtumisenergia [J/m^2],
 σ_{max} on pinnan suurin kohtisuora vetojännitys [N/m^2] ja
 u_n^c on pintojen välinen etäisyys, jolloin kontakti häviää [m]
 (ANSYS 2022 Theory Reference, s. 149-150).

Irtoamisparametri tavan I irtoamiselle saadaan yhtälöstä

$$d_n = \left(\frac{u_n - \bar{u}_n}{u_n} \right) \left(\frac{u_n^c}{u_n^c - \bar{u}_n} \right) \quad (2)$$

missä d_n on tavan I irtoamisparametri,
 u_n on pintojen välinen etäisyys [m] ja
 \bar{u}_n on pintojen välinen etäisyys maksimijännityksen kohdalla [m].

Tavan II irtoamisparametri saadaan vastaavanlaisesti

$$d_t = \left(\frac{u_t - \bar{u}_t}{u_t} \right) \left(\frac{u_t^c}{u_t^c - \bar{u}_t} \right) \quad (3)$$

missä d_t on tavan II irtoamisparametri,
 u_t on pintojen välinen tangentialinen siirtymä [m],
 \bar{u}_t on tangentialinen siirtymä maksimijännityksen kohdalla ja
 u_t^c on tangentialinen siirtymä, jolloin kontakti häviää [m].

Kolmiulotteisessa jännitystilassa oletetaan isotrooppista käyttäytymistä, jolloin tangentialisen siirtymän laskemiseen käytetään ekvivalenttista tangentialista siirtymää

$$u_t = \sqrt{u_1^2 + u_2^2} \quad (4)$$

missä u_t on ekvivalenttinen tangentiaalinen siirtymä [m] ja
 u_1 ja u_2 ovat tangentiaaliset siirtymät kahdessa pääsuunnassa [m].

Irtoamisparametri d_t tai d_n saa arvon 0 kun ollaan välillä OA, arvon 0:n ja 1:n väliltä kun ollaan pehmenemisvaiheessa eli välillä AC ja arvon 1, kun saavutetaan kriittinen siirtymä eli kontaktin irtoaminen on tapahtunut. Tavan II irtoamisessa tangentiaalisen jännityksen komponentit ovat

$$\tau_1 = K_t u_1 (1 - d_t) \text{ ja} \quad (5)$$

$$\tau_2 = K_t u_2 (1 - d_t) \quad (6)$$

missä τ_1 ja τ_2 ovat tangentiaaliset jännitykset kahdessa pääsuunnassa [N/m^2] ja
 K_t on kontaktin tangentiaalinen jäykkyys [N/mm^3] ja
 u_1 ja u_2 ovat tangentiaaliset siirtymät kahdessa pääsuunnassa [m].

Tangentiaalinen kriittinen murtumisenergia on puolestaan

$$G_{ct} = \frac{1}{2} \tau_{max} u_t^c \quad (7)$$

missä G_{ct} on tangentiaalinen kriittinen murtumisenergia [J/m^2],
 τ_{max} on pintojen suurin tangentiaalinen jännitys [N/m^2] ja
 u_t^c on pintojen välinen tangentiaalinen siirtymä, jolla kontakti häviää [m].

Kuten jo aikaisemmin tässä kappaleessa mainittiin, irtoaminen voi tapahtua myös tapojen I ja II yhdistelmänä. Yhdistetyssä irtoamisessa pintojen irtoaminen riippuu sekä normaalin suuntaisista että tangentiaalisista komponenteista. Kontaktin normaalin suuntainen jännitys on

$$P = K_n u_n (1 - d_m) \quad (8)$$

missä P on kontaktin normaalijännitys [N/m^2],
 K_n on kontaktin normaalin suuntainen jäykkyys [N/m^3],
 u_n on pintojen välinen etäisyys [m] ja
 d_m on yhdistetyn irtoamisen parametri.

Kontaktin tangentiaalinen jännitys taas on

$$\tau = K_t u_t (1 - d_m) \quad (9)$$

missä τ on kontaktin tangentiaalinen jännitys [N/m^2],
 u_t on pintojen välinen tangentiaalinen siirtymä [m] ja
 d_m on yhdistetyn irtoamisen parametri.

Yhdistetyn irtoamisen parametri on

$$d_m = \left(\frac{\Delta_m - 1}{\Delta_m} \right) \chi \quad (10)$$

missä d_m on tavan I irtoamisparametri.
 Δ_m ja χ ovat parametrejä.

Parametri Δ_m saadaan kaavasta

$$\Delta_m = \sqrt{\left(\frac{u_n}{\bar{u}_n} \right)^2 + \left(\frac{u_t}{\bar{u}_t} \right)^2} \quad (11)$$

missä u_n on pintojen välinen etäisyys [m],
 \bar{u}_n on pintojen välinen etäisyys maksimijännityksen kohdalla [m],
 u_t on pintojen välinen tangentiaalinen siirtymä [m] ja
 \bar{u}_t on tangentiaalinen siirtymä maksimijännityksen kohdalla [m].

Parametri χ taas saadaan kaavasta

$$\chi = \left(\frac{u_n^c}{u_n^c - \bar{u}_n} \right) = \left(\frac{u_t^c}{u_t^c - \bar{u}_t} \right) \quad (12)$$

missä u_n^c on pintojen välinen etäisyys, jolloin kontakti häviää [m] ja
 u_t^c on pintojen tangentiaalinen siirtymä, jolloin kontakti häviää [m].

Yhdistetyssä irtoamisessa kontaktin tangentiaalinen jäykkyys on

$$K_t = \left(\frac{\tau_{max} u_n^c}{\sigma_{max} u_t^c} \right) K_n. \quad (13)$$

Yhdistetyssä irtoamisessa sekä normaalin suuntaiset että tangentin suuntaiset jännitykset vaikuttavat kokonaismurtumisenergiaan, jolloin pintojen irtoaminen voi tapahtua ennen kuin yksittäisten komponenttien kriittiset murtumisenergiat ylittyvät. Yhdistetyn irtoamisen kontaktin menettämisen kriteeri on siten

$$\left(\frac{G_n}{G_{cn}} \right) + \left(\frac{G_t}{G_{tn}} \right) = 1 \quad (14)$$

missä G_n on normaalin suuntainen murtumisenergia [J/m²] ja
 G_t on tangentin suuntainen murtumisenergia [J/m²].
 G_{cn} on normaalin suuntainen kriittinen murtumisenergia [J/m²] ja
 G_{tn} on tangentin suuntainen kriittinen murtumisenergia [J/m²]
 (ANSYS 2022 Theory Reference, s. 149-152).

3 LAITEPERUSTUKSET JA DYNAMIIKKA

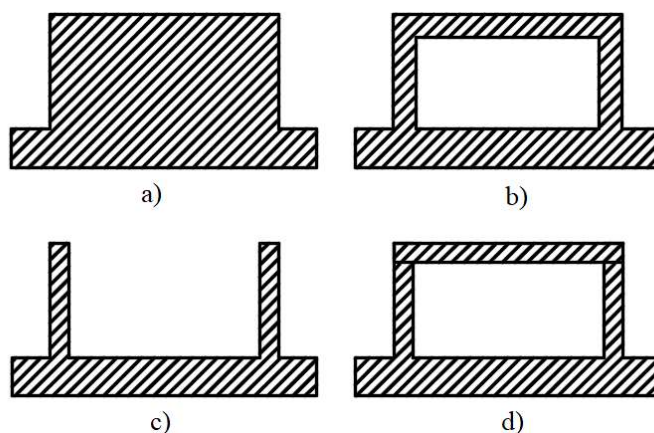
3.1 Laiteperustukset

Laiteperustuksen suunnittelu ja analyysi on monimutkaisempaa kuin staattisesti kuormitetun perustuksen, koska laite kohdistaa perustukseen dynaamisia kuormia. Laitteen käynnistä aiheutuvat dynaamiset kuormitukset johdetaan sitä kannattelevalle perustukselle. Tästä syystä on tärkeää tuntea kuormituksensiirto laitteelta perustukselle ja olla tietoinen perustuksen ja maaperän dynaamisesta käyttäytymisestä. (Srinivasulu & Vaidyanathan 1978, s. 1.)

Koneiden ja laitteiden perustuksilla on suuri vaikutus koneiden toimintaan, sillä huonosti suunniteltu laiteperustus heikentää koneen tehokkuutta ja voi aiheuttaa rakenteellisia, akustisia ja ympäristöllisiä ongelmia sekä lisätä huoltotoimenpiteitä. Laiteperustuksien toiminnan tutkimisessa täytyy selvittää iskujen ja värähtelyjen vaikutuksia perustukseen ja niiden etenemistä aina maaperään asti. (Rao 2011, s. 393.)

Koneen aiheuttaman värähtelyn amplitudi ja sen toimintataajuus ovat merkittävimpiä tekijöitä laiteperustuksen suunnittelussa, mutta myös laiteperustussysteemin ominaistuujuudella on suuri merkitys (Prakash & Puri 2006, s. 1). Laiteperustuksen analyysissä tulee selvittää laiteperustuksen dynaaminen vaste ja tehdä lujuus- sekä stabiliteettilaskennat (Bhatia 2008, s. 10). Laiteperustuksia voidaan luokitella rakenteellisten muotojen mukaan ja ne ovat esitettynä kuvassa 8. Laiteperustus voi olla

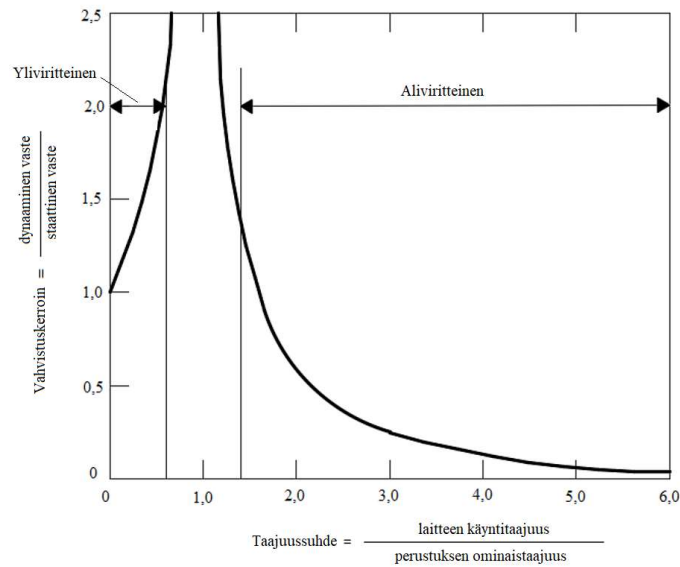
- a) Massiivinen laiteperustus
- b) Laatikkomainen laiteperustus
- c) Seinämäinen laiteperustus
- d) Kehämäinen laiteperustus (Srinivasulu & Vaidyanathan 1978, s. 2).



Kuva 8. Yleisimmät laiteperustustyypit (mukaiillen Srinivasulu & Vaidyanathan 1978, s. 2).

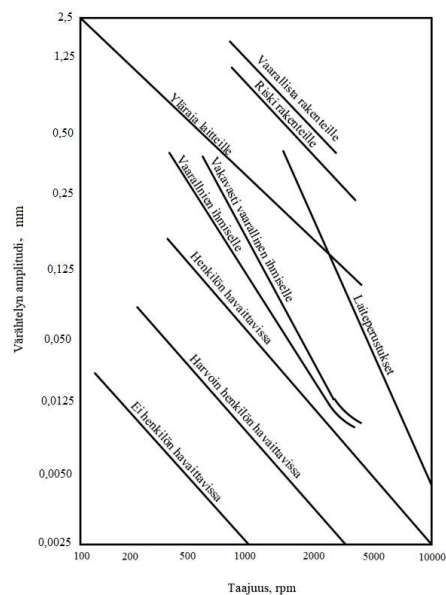
Laitteet, jotka tuottavat impulssimaisia kuormia, perustetaan yleensä massiiviselle laiteperustukselle. Nopeasti pyörivät laitteiden perustuksissa on taas yleistä käyttää kehämäistä laiteperustusta. Suuren massan ansiosta massiivisella laiteperustuksella on alhainen ominaistaajuus, kun taas kehämäisellä suurempi. (Srinivasulu & Vaidyanathan 1978, s. 2.)

Laitteperustuksen on täytettävä dynaamisen kuormituksen vuoksi ehtoja, jotta sen voidaan katsoa toimivan sille tarkoitetulla tavalla. Ensinnäkin laiteperustuksissa ei pitäisi esiintyä resonanssia. Tällä tarkoitetaan sitä, että laiteperustussysteemin ominaistaajuus ei saa olla laitteen käyntitaajuusalueella. Yleensä resonanssialue on yleisesti määrätty ja systeemin ominaistaajuus täytyy olla tämän taajuusalueen ulkopuolella. Kun systeemin ominaistaajuus on suurempi kuin laitteen käyntitaajuus, voidaan perustuksen sanoa olevan yliviriteinen ja taas aliviriteinen, kun ominaistaajuus on pienempi kuin käyntitaajuus. Ominaistaajuus ei myöskään saa olla kokonaisluvulla kerrannainen käyntitaajuuden suhteen, jotta vältetään resonanssilta korkeammilla taajuuksilla. Kuvassa 9 on esitettyinä laiteperustuksen viritys. (Prakash & Puri 2006, s. 3-4.)



Kuva 9. Laitteperustuksen viritys (mukaillen Prakash & Puri 2006, s. 4).

Toisena ehtona on, että laitteen käyntitaajuuden amplitudit eivät saa ylittää tiettyä arvoa, joka on yleensä määritelty laitevalmistajan puolesta. Viimeisimpänä ehtona laitteen värähtelyt eivät saa olla haitallisia niiden läheisyydessä työskenteleville henkilöille eivätkä ne saa vahingoittaa tai olla haitallisia ympäröiville laitteille tai rakenteille. Värähtelyjen haitallisuus on riippuvainen niiden taajuudesta ja amplitudista. Kuvassa 10 on esitettyinä rajoittavia amplitudeja ja taajuuksia. (Prakash & Puri 2006, s. 2.)



Kuva 10. Rajoittavat amplitudit vertikaaliselle värähtelylle (mukaillen Rao 2011, s. 396).

Laitetyypit voidaan luokitella niiden kuormituksen tyypin mukaan eri luokkiin:

- a) Laitteet, jotka tuottavat isku- tai impulssimaisia voimia
- b) Pyörivät tai edestakaisin liikkuvat laitteet (Srinivasulu & Vaidyanathan 1978, s. 4).

Kuvasta 10 huomataan, että värähtelyn amplitudin suuruudesta yksistään ei voida päätellä, onko värähtely vaarallista, vaan värähtelyn taajuudella on myös merkitystä. Matalataajuisessa värähtelyssä sallitut amplitudit ovat suurempia kuin korkeataajuisessa värähtelyssä. Myös laitetyyppien sallitut amplitudit eroavat toisistaan. Esimerkiksi pyörivien laitteiden perustuksille nyrkkisääntönä voidaan pitää amplitudirajana noin 0.1 mm, kun taas impulssimaisia kuormituksia tuottavien laitteiden perustuksille sallitut amplitudit ovat moninkertaisia, muutamia millimetrejä. (Rao 2011, s. 455-456.)

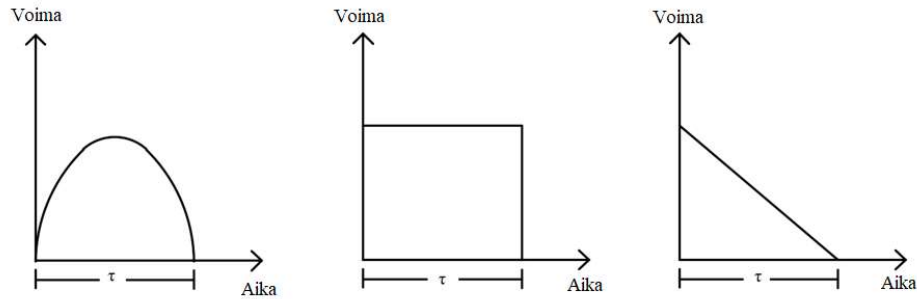
3.1.1 Impulssimaiset laitteet

Impulssikuormitus voidaan luokitella erityiseksi dynaamiseksi kuormitukseksi, jossa esiintyy lyhytaikainen voimakas kuormitus. Impulssi tai isku usein välitetään perustussysteemille, jolloin se on huomioitava sitä suunniteltaessa. Impulssikuormituksia esiintyy esimerkiksi erilaisissa puristimissa, pudotusmurskaimissa ja valssaimissa. Takomapuristimissa perustukseen välittyvät voimat ovat suhteellisen pieniä johtuen prosessin hitaasta nopeudesta, mutta suuren kapasiteetin vuoksi jännitykset ovat merkittäviä ja voivat aiheuttaa ylikuormitusta. Murskaimissa esiintyy hyvin suurta kineettisen energian siirtymistä perustukseen, joka voi aiheuttaa suuria värähtelyjä maaperään. Valssaimissa esiintyy massojen epätasapainoisuuksia, jotka aiheuttavat suuria dynaamisia kuormituksia perustukseen ja maaperään. Impulssikuormitus voidaan jakaa kahteen ryhmään:

- 1) Lyhytkestoinen impulssikuormitus
- 2) Pitkäkestoinen impulssikuormitus. (Bhatia 2008, s. 380, s. 604.)

Lyhytkestoisen impulssin tapauksessa dynaaminen vaste riippuu herätteen suuruudesta ja perustussysteemin ominaisuuksista (Bhatia 2008, s. 381). Vaimennuksella on huomattavasti vähemmän vaikutusta värähtelyn amplitudin suuruuteen impulssikuormitetuissa laiteperustuksissa verrattuna jaksollisten tai harmonisten

kuormien kuormittamissa laiteperustuksissa (Clough & Penzien, s. 73). Kuvassa 11 on esitettyinä erityyppisiä impulssikuormituksia.

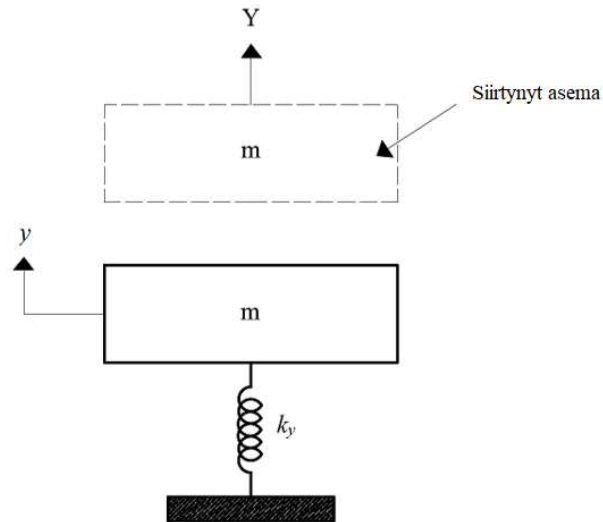


Kuva 11. Tyypillisiä impulssikuormituksia (mukaiillen Bhatia 2008, s. 116).

3.2 Yhden vapausasteen vaimentamaton systeemi

Rakenteiden analyysi ja suunnittelu vaatii idealisatioita ja yksinkertaistettuja oletuksia, jolloin fyysinen systeemi esitetään ideaalisena matemaattisena mallina. Vapausasteella tarkoitetaan systeemin itsenäistä koordinaattia, jonka avulla systeemin paikka voidaan määrittää minä ajanhetkenä tahansa. Todellisuudessa rakenteella on ääretön määrä vapausasteita, mutta sen käyttäytyminen voidaan idealisoida ainoastaan yhden vapausasteen systeemiksi. (Paz & Leigh 2004, s. 3-4.)

Dynaamisen käyttäytymisen kannalta värähtelymekaniikan ymmärtäminen on olennaista. Yksinkertaisin malli, jolla voidaan kuvata rakenteen värähtelyä, on yhden vapausasteen jousi-massa-systeemi. Yhden vapausasteen systeemiksi kutsutaan systeemiä, jossa systeemin massan siirtymä voidaan ilmaista yhden koordinaatin avulla. Lisäksi yhden vapausasteen jousi-massa-systeemissä jousen muodonmuutos tapahtuu ainoastaan yhteen suuntaan. Kuvassa 12 on esitettyinä yhden vapausasteen jousi-massa-systeemi. (Bhatia 2008, s. 54-55.)



Kuva 12. Yhden vapausasteen jousi-massa-systeemi (mukaiillen Bhatia 2008, s. 55).

Kuvan 12 systeemissä systeemillä on massa m ja jousi y -suunnassa jousivakiolla k_y . Levossa systeemin tasapainoyhtälö voidaan kirjoittaa muotoon

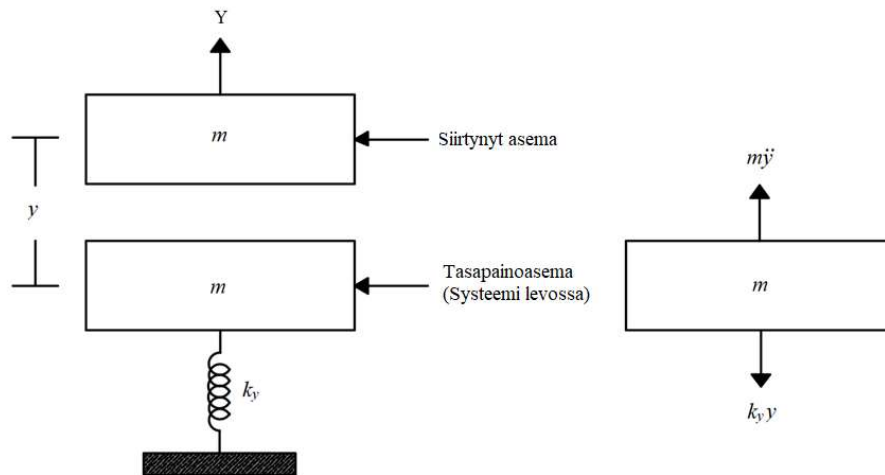
$$k_y y = mg \quad (15)$$

missä k_y on jousen jousivakio [N/m],
 y on massan siirtymä [m],
 m on systeemin massa [kg] ja
 g on maan putoamiskiihtyvyys [m/s^2].

Kuvassa 13 on esitettyä vapaakappalekuva yhden vapausasteen jousi-massa-systeemistä. Kun systeemiä poikkeutetaan tasapainoasemasta siirtymän y verran, massa alkaa värähdellä tasapainoasemansa ympärillä. Kun vapausasteeksi y asetetaan massan keskipiste levossa, systeemissä esiintyvät voimat ovat vapausasteen avulla ilmaistuna maan putoamiskiihtyvyydestä aiheutuva voima $m\ddot{y}$ ja jousivoima $k_y y$. Systeemin tila voidaan minä ajanhetkenä t tahansa ilmaista yhtälöllä

$$m\ddot{y} + k_y y = 0 \quad (16)$$

missä \ddot{y} on massan siirtymän toinen aikaderivaatta eli kiihtyvyys [m/s^2] ja y on massan siirtymä [m]. (Bhatia 2008, s. 56-58.)



Kuva 13. Systemi liikkeessä ja sen vapaakappalekuva (mukaillen Bhatia 2008, s. 58).

Tätä yhtälöä 16 kutsutaan vaimentamattoman vapaan värähtelyn liikeyhtälöksi, jonka ratkaisusta saadaan systeemin ominaiskulmataajuus

$$\omega = \sqrt{\frac{k_y}{m}} \quad (17)$$

missä ω on systeemin ominaiskulmataajuus [rad/s],
 k_y on jousen jousivakio [N/m] ja
 m on systeemin massa [kg].

Kun ominaiskulmataajuuden yhtälö sijoitetaan yhden vapausasteen systeemin liikeyhtälöön 16, tulee yhtälö muotoon

$$\ddot{y} + \omega^2 y = 0 \quad (18)$$

Tätä yhtälöä voidaan kutsua toisen kertaluvun homogeeniseksi yhtälöksi, jonka ratkaisu on muotoa

$$y(t) = A_1 \cos(\omega t) + A_2 \sin(\omega t) \quad (19)$$

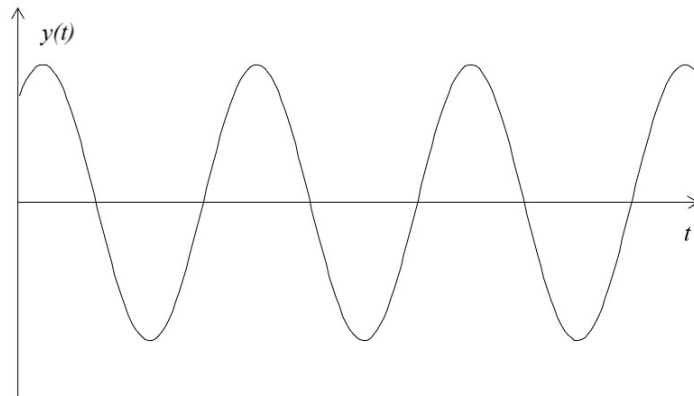
missä $y(t)$ systeemin siirtymä ajanhetkellä t [m],
 t on aika [s] ja
 A_1 ja A_2 ovat integroimisvakioita.

Kun yhtälöön 19 sijoitetaan alkuehdot ajanhetkellä $t = 0$ siirtymä $y(0) = x_0$ ja yhtälön 19 derivoinnin jälkeen nopeus $\dot{y}(0) = v_0$, tulee vapaan vaimentamattoman värähtelyn likeyhtälöksi integroimisvakioiden määrittämisen jälkeen

$$y(t) = x_0 \cos(\omega t) + \frac{v_0}{\omega} \sin(\omega t) \quad (20)$$

missä x_0 on systeemin siirtymä ajanhetkellä $t = 0$ ja
 v_0 on systeemin nopeus ajanhetkellä $t = 0$.
 (Clough & Penzien 1995, s. 24-25.)

Koska systeemissä ei ole vaimennusta, eikä ulkoisia voimia, systeemi värähtelee rajattomasti. Kuvassa 14 on esitetty massan liike ajan suhteen eli systeemin vaste vaimentamattomassa yhdenvapausasteen vapaan värähtelyn systeemissä.



Kuva 14. Vaimentamattoman vapaan värähtelyn systeemin vaste (mukaiillen Bhatia 2008, s. 58).

Yhtälön 20 kuvaama liike on harmonista ja jaksollista. Yhtälön jaksonaika voidaan laskea kaavasta

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (21)$$

missä T on systeemin jaksonaika [s] ja
 ω on systeemin ominaiskulmataajuus.

Jaksonajan käänteislukuna voidaan ilmaista systeemin ominaistaajuus f , jota käytetään yleisemmin kuvaamaan systeemin liikettä ominaiskulmataajuuden sijasta. Ominaistaajuus eroaa ominaiskulmataajuudesta ainoastaan kertoimen 2π verran

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \quad (22)$$

missä f on systeemin ominaistaajuus [1/s],
 ω on systeemin ominaiskulmataajuus [rad/s] ja
 T on systeemin jaksonaika [s].

Yhtälöstä 20 voidaan laskea myös systeemin amplitudi kaavalla

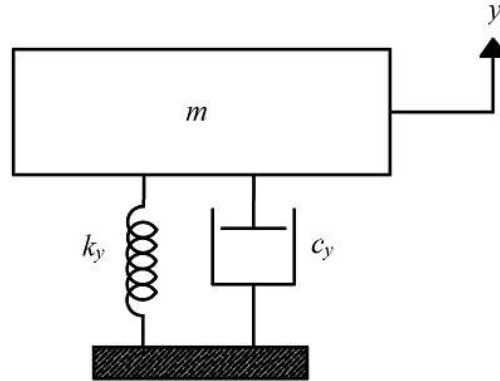
$$X = \sqrt{(x_0)^2 + \left(\frac{v_0}{\omega}\right)^2} \quad (23)$$

missä X on systeemin amplitudi [m],
 x_0 on systeemin alkusiirtymä [m] ja
 v_0 on systeemin alkunopeus [m/s]. (Clough & Penzien 1995, s. 24-25.)

3.3 Yhden vapausasteen vaimennettu systeemi

Todellisuudessa mikään systeemi ei kuitenkaan värähtele rajattomasti, vaan systeemissä esiintyy kitkaa tai muun tyyppisiä vastusvoimia tai mekanismeja. Tätä ilmiötä kutsutaan vaimennukseksi. Vaimennusta ilmenee aina, kun systeemissä on energian häviämistä. Vaimennus aiheuttaa amplitudin pienenemistä ajan kuluessa, joka lopulta taas voi aiheuttaa systeemiin tasapainotilan eli värähtely häviää kokonaan. (Haberman 1968, s. 10.)

Vaimennusta on monenlaista, esimerkiksi viskoosivaimennus, materiaalivaimennus ja Coulombin vaimennus eli kitkavaimennus (Bhatia 2008, s. 80). Yksinkertaisissa dynaamisissa systeemeissä vaimennusvoimien oletetaan olevan verrannollisia nopeuteen ja liikkeen suuntaan verrattuna päinvastaisia (Paz & Leigh 2004, s. 32). Tämänkaltaista vaimennusta kutsutaan viskoosivaimennukseksi. Kuvassa 15 on esitettyä yhden vapausasteen viskoosivaimennettu systeemi.



Kuva 15. Yhden vapausasteen vaimennettu systeemi (mukaiillen Bhatia 2008, s. 28).

Vaimennetussa yhden vapausasteen systeemeissä massaasi vaikuttaa myös vaimennuksesta tuleva voima $c_y\dot{y}$ ja systeemin liikeyhtälö voidaan kirjoittaa muotoon

$$m\ddot{y} + c_y\dot{y} + k_y y = 0 \quad (24)$$

missä c_y vaimennuskerroin [Ns/m],
 m on systeemin massa [kg],
 \ddot{y} on systeemin massan kiihtyvyys [m/s^2],
 \dot{y} on systeemin massan nopeus [m/s]
 k_y on jousen jousivakio [N/m] ja
 y on systeemin massan siirtymä [m].

Kun merkitään $y = e^{st}$, yhtälö 24 tulee muotoon

$$(ms^2 + c_y s + k_y)e^{st} = 0. \quad (25)$$

Koska e^{st} on nolasta poikkeava, saadaan karakteristiselle yhtälölle ratkaisu, jonka juuret ovat

$$s_{1,2} = -\frac{c_y}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c_y}{2m}\right)^2 - \frac{k_y}{m}}. \quad (26)$$

Ja liikeyhtälön yleinen ratkaisu tulee muotoon

$$y = A_1 e^{s_1 t} + A_2 e^{s_2 t} \quad (27)$$

missä A_1 ja A_2 ovat integroimisvakioita alkuehdoista. (Bhatia 2008, s. 30-31.)

Liikeyhtälöllä on mahdollista olla kolmenlaista liikettä riippuen yhtälön 26 juurilausekkeen arvosta. Systeemi on

- 1) Kriittisesti vaimennettu, kun juurilauseke on nolla
- 2) Ylikriittisesti vaimennettu, kun juurilauseke on positiivinen
- 3) Alikriittisesti vaimennettu, kun juurilauseke on negatiivinen (Bhatia 2008, s. 31.)

3.3.1 Kriittinen vaimennus

Kuten edellä mainittiin, kriittisesti vaimennetussa systeemissä yhtälön 26 juurilauseke on nolla ja yhtälön juurilausekkeesta voidaan laskea systeemin kriittinen vaimennuskerto

c_{cr}

$$\left(\frac{c_{cr}}{2m}\right)^2 - \frac{k_y}{m} = 0 \quad (28)$$

$$c_{cr} = 2\sqrt{k_y m} \quad (29)$$

missä c_{cr} on systeemin kriittinen vaimennuskerto [Ns/m],

m on systeemin massa [kg] ja

k_y on jousivakio [N/m].

Kriittisesti vaimennetun systeemin karakteristisen yhtälön juuret ovat yhtä suuria

$$s_{1,2} = -\frac{c_r}{2m}. \quad (30)$$

Joten liikeyhtälön yleinen ratkaisu on muotoa

$$y = (A_1 + A_2 t)e^{-\frac{c_r}{2m}t}. \quad (31)$$

Kriittisesti vaimennetussa systeemissä amplitudi pienenee nopeasti noltaan asti, jonka jälkeen systeemissä ei esiinny enää liikettä. Kriittisesti vaimennetussa systeemissä ei myöskään esiinny värähtelyä. Vaimennusta kuvataan yleensä suhteellisella vaimennuskertoimella ζ , joka on vaimennuskertoimen suhde kriittiseen vaimennuskertoimeen.

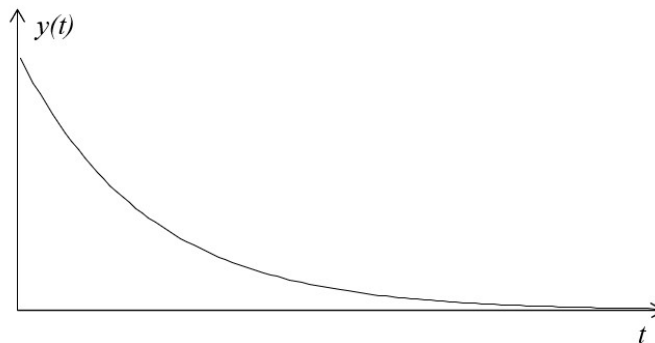
$$\zeta = \frac{c_y}{c_{cr}} \quad (32)$$

missä ζ on systeemin suhteellinen vaimennuskerroin,

c_y on vaimennuskerroin [Ns/m] ja

c_{cr} on kriittinen vaimennuskerroin [Ns/m].

Kriittisesti vaimennetussa vapaan värähtelyn systeemissä on pienin määrä vaimennusta, jolla massan värähtelyä ei esiinny (Bhatia 2008, s. 83). Vaimennus on siis yhtälön 29 mukaista. Kuvassa 16 on esitetty tämänkaltaisen systeemin massan liike ajan funktiona eli vaste.



Kuva 16. Kriittisesti vaimennetun systeemin vaste (mukaillen Bhatia 2008, s. 83).

3.3.2 Ylikriittinen vaimennus

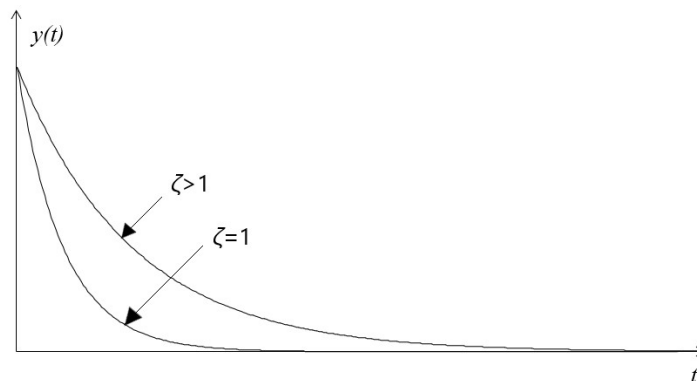
Ylikriittisesti vaimennetussa systeemissä suhteellinen vaimennuskerroin on suurempi kuin yksi, joten yhtälön 26 juurilauseke saa positiivisen arvon. Tällöin karakteristinen yhtälö saa ratkaisukseen kaksi toisistaan eroavaa reaalijuurtta (Paz & Leigh 2004, s. 34). Ylikriittisesti vaimennetun systeemin karakteristisen liikeyhtälön juuret voidaan esittää suhteellisen vaimennuskertoimen ja ominaiskulmataajuuden avulla kaavan 33 mukaan (Bhatia 2008, s. 83).

$$s_{1,2} = -\omega\zeta \pm \omega\sqrt{\zeta^2 - 1}. \quad (33)$$

Tällöin liikeyhtälön yleinen ratkaisu saa muodon

$$y(t) = A_1 e^{(-\omega\zeta - \omega\sqrt{\zeta^2 - 1})t} + A_2 e^{(-\omega\zeta + \omega\sqrt{\zeta^2 - 1})t}. \quad (34)$$

Ylikriittisesti vaimennetussa systeemissä ei myöskään esiinny värähtelyä, vaan liike lähestyy eksponentiaalisesti kohti nollaa kuten kriittisesti vaimennetussa systeemissä. Ylikriittisesti vaimennetussa systeemissä kuitenkin systeemin liike palautuu hitaammin kohti tasapainoasemaansa (Paz & Leigh 2004, s. 34). Yleensä systeemeissä ei kuitenkaan yleensä esiinny ylikriittistä vaimennusta. Kuvassa 17 on esitettyä ylikriittisesti vaimennetun systeemin vaste eli $\zeta > 1$ verrattuna kriittisesti vaimennetun systeemin vasteeseen.



Kuva 17. Ylikriittisesti ja kriittisesti vaimennetun systeemin vaste (mukaihen Bhatia 2008, s. 85).

3.3.3 Alikriittinen vaimennus

Kun suhteellinen vaimennuskerroin on pienempi kuin yksi, on kyseessä alikriittinen vaimennus. Tällöin yhtälön 26 juurilauseke saa negatiivisen arvon, joten karakteristisen yhtälön juuret ovat kompleksilukuja. Yhtälön juuret ovat

$$s_{1,2} = -\frac{c_y}{2m} \pm i \sqrt{\frac{k_y}{m} - \left(\frac{c_y}{2m}\right)^2} \quad (36)$$

missä $i = \sqrt{-1}$ on imaginääriyksikkö.

Tässä tapauksessa juurien määrittämiseen voidaan käyttää Eulerin yhtälöitä

$$e^{ix} = \cos(x) + i \sin(x) \quad (37)$$

$$e^{-i} = \cos(x) - i \sin(x). \quad (38)$$

Tällöin alikriittisesti vaimennetun systeemin liikeyhtälön 24 yleinen ratkaisu on muotoa

$$y(t) = e^{-\left(\frac{c_y}{2m}\right)t} (A_1 \cos(\omega_D t) + A_2 \sin(\omega_D t)) \quad (39)$$

missä ω_D on systeemin vaimennettu ominaiskulmataajuus [rad/s].

Alikriittisesti vaimennetun systeemin vaimennettu ominaiskulmataajuus saadaan yhtälöstä

$$\omega_D = \sqrt{\frac{k_y}{m} - \left(\frac{c_y}{2m}\right)^2} = \omega \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (40)$$

missä m on systeemin massa [kg],

k_y on jousivakio [N/m],

c_y on systeemin kriittinen vaimennuskerroin [Ns/m],

ω on systeemin ominaiskulmataajuus [rad/s] ja

ζ on suhteellinen vaimennuskerroin.

Kun yhtälöön 39 sijoitetaan alkuehdot ajanhetkellä $t = 0$, siirtymä $y(0) = x_0$ ja yhtälön 39 derivoinnin jälkeen nopeus $\dot{y}(0) = v_0$, integroimisvakioiden määrittämisen jälkeen yhtälö tulee muotoon

$$y(t) = e^{-\zeta\omega t} \left(x_0 \cos(\omega_D t) + \frac{v_0 + x_0 \zeta \omega}{\omega_D} \sin(\omega_D t) \right). \quad (41)$$

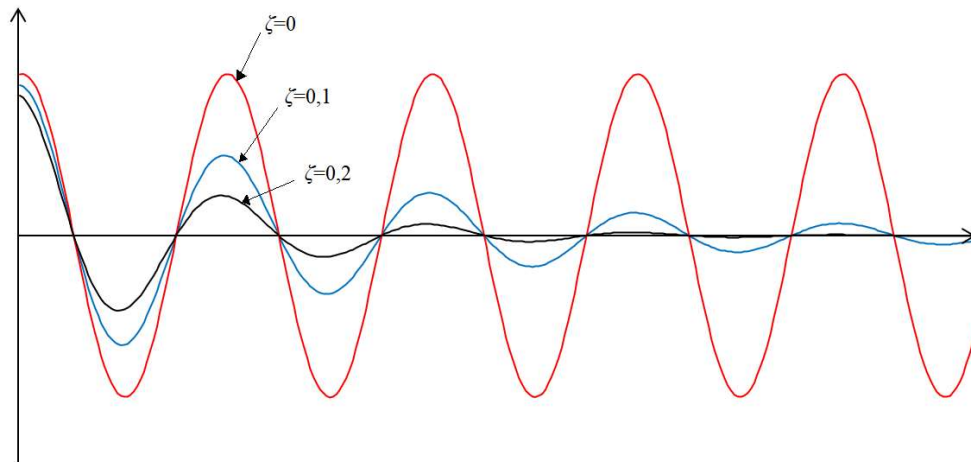
Vaihtoehtoisesti yhtälö 41 voidaan kirjoittaa muodossa

$$y(t) = X e^{-\zeta\omega t} \cos(\omega_D t - \alpha) \quad (42)$$

missä $X = \sqrt{v_0^2 + \frac{(v_0 + x_0 \zeta \omega)^2}{\omega_D^2}}$ ja (43)

$$\tan \alpha = \frac{(v_0 + x_0 \zeta \omega)}{\omega_D x_0}. \quad (44)$$

Alikriittisesti vaimennetun systeemin liikkeessä esiintyy värähtelyä, mutta systeemin amplitudi ei ole vakio vaan pienenee perättäisten syklien edetessä. Sykliä aikaväli eli jaksonaika pysyy kuitenkin vakiona. Kuvassa 18 on esitettyä systeemin vasteet erisuuruuksilla suhteellisilla vaimennuskertoimilla.



Kuva 18. Alikriittisesti vaimennetun systeemin vasteet suhteellisilla vaimennuskertoimilla 0,1 ja 0,2 verrattuna vaimentamattomaan systeemin (mukaan Bhatia 2008, s. 87).

3.3.4 Logaritminen dekrementti

Todellisuuden rakenteissa todellinen vaimennuksen luonne on hyvin monimutkaista ja vaikeaa määrittellä. Yleinen menetelmä vaimennuksen määrittämiseen on määrittellä ekvivalentti viskoosivaimennussuhde, joka voidaan määrittellä vastaamaan hyvin todellista värähtelyn vaimenemista. Vaimeneminen voidaan ilmaista logaritmisin dekrementin δ avulla, joka lasketaan ottamalla kahden peräkkäisen amplitudipiikin suhteesta luonnollinen logaritmi

$$\delta = \ln \frac{y_n}{y_{n+1}} \quad (43)$$

missä δ on vaimennuksen logaritminen dekrementti ja y_n ja y_{n+1} ovat kahden peräkkäisen amplitudin huippuarvot [m]. (Clough & Penzien 1995, s. 29.)

Kun kahden peräkkäisten amplitudien arvojen suhde lasketaan yhtälöstä 43 ajanhetkellä $n \left(\frac{2\pi}{\omega_D} \right)$ ja $(n + 1) \left(\frac{2\pi}{\omega_D} \right)$ saadaan niiden suhteeksi

$$\frac{y_n}{y_{n+1}} = e^{\left(\frac{2\pi\zeta\omega}{\omega_D} \right)}. \quad (44)$$

Tämän jälkeen ottamalla luonnollinen puolittain luonnollinen logaritmi ja sijoittamalla kaavaan 43, tulee logaritmisin dekrementin lauseke muotoon

$$\delta = \ln \frac{y_n}{y_{n+1}} = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}}. \quad (45)$$

Kuten huomataan, yhtälöistä voidaan nyt ratkaista suhteellinen vaimennuskerroin, kun tiedetään kahden peräkkäisen amplitudin huippuarvot. Tällä tavalla voidaan määrittellä esimerkiksi kokeellisesti todellisen rakenteen vaimennuskerroin. (Paz & Leigh 2004, s. 36-38.)

3.4 Pakkovärähtely

Kun systeemi altistetaan ajasta riippuvaiselle voimalle, alkaa siinä tapahtumaan liikettä. Herätevoimasta aiheutuvaa värähtelyä kutsutaan pakkovärähtelyksi. Laiteperustuksien

tapauksissa laite yleensä aiheuttaa herätevoiman, mutta joskus voima voi myös tulla ulkoisista lähteistä. (Bhatia 2008, s. 89.)

3.4.1 Vaimennettu pakkovärähtely

Yleisin pakkovärähtelyn tapaus on yhden vapausasteen jousi-massa-vaimennin-systeemi, johon kohdistetaan harmoninen voima. Tällöin systeemin siirtymät ja voimat voidaan esittää sini- ja kosinifunktioiden avulla. Tämänkaltainen dynaamisen systeemin liike on yksi tärkeimmistä, kun puhutaan mekaanisista värähtelyistä ja rakenteiden dynamiikan sovellutuksista. (Paz & Leigh 2004, s. 14.)

Kun yhden vapausasteen pakkovärähtelyn systeemissä on myös viskoosivaimennusta ja herätteen ollessa harmonista, liikeyhtälö tulee muotoon

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + k_y y = F_0 \sin(\bar{\omega}t) \quad (46)$$

missä F_0 on systeemiin kohdistettu herätevoima [N] ja $\bar{\omega}$ on herätevoiman kulmataajuus.

Kun yhtälö 46 jaetaan massalla m sekä käytetään yhteyksiä $\frac{c}{m} = 2\zeta\omega$ ja $\omega = \sqrt{\frac{k_y}{m}}$, tulee se muotoon

$$\ddot{y}(t) + 2\zeta\omega\dot{y}(t) + \omega^2 y(t) = \frac{F_0}{m} \sin(\bar{\omega}t) \quad (47)$$

missä $\ddot{y}(t)$ on systeemin kiihtyvyyden ajanhetkellä t [m/s^2],
 $\dot{y}(t)$ on systeemin nopeus ajanhetkellä t [m/s],
 $y(t)$ on systeemin siirtymä ajanhetkellä t [m]
 ζ on suhteellinen vaimennuskerroin ja
 ω on systeemin vapaan värähtelyn kulmataajuus [rad/s].

Tässä tapauksessa liikeyhtälön 47 ratkaisu koostuu homogeenisen muodon yleisestä ratkaisusta ja yksittäisratkaisusta. Liikeyhtälön yleinen ratkaisu saadaan alikriittisesti vaimennetun systeemin yleisestä ratkaisusta eli yhtälöstä 39. Eli yhtälön 47 homogeenisen osan ratkaisu on

$$y_c(t) = e^{-\zeta\omega t}(A_1 \cos(\omega_D t) + A_2 \sin(\omega_D t)). \quad (48)$$

Differentiaaliyhtälön 47 yksittäisratkaisu on taas muotoa

$$y_p(t) = C_1 \sin(\bar{\omega}t) + C_2 \cos(\bar{\omega}t) \quad (49)$$

missä C_1 ja C_2 ovat vakioita.

Kun yhtälön 49 mukainen yksittäisratkaisu sijoitetaan alkuperäiseen differentiaaliyhtälöön 47, sini- ja kosinikomponenttien erottelun jälkeen yhtälö tulee muotoon

$$\begin{aligned} &(-C_1 \bar{\omega}^2 + C_2 \bar{\omega} 2\zeta\omega + C_1 \bar{\omega}^2) \cos(\bar{\omega}t) + \\ &(-C_2 \bar{\omega}^2 + C_1 \bar{\omega} 2\zeta\omega + C_2 \bar{\omega}^2 - \frac{F_0}{m}) \sin(\bar{\omega}t) = 0 \end{aligned} \quad (50)$$

Jotta yhtälöllä 50 on ratkaisu millä tahansa ajanhetkellä t , täytyy sulkulausekkeiden arvoiksi tulla nolla. Yhtälöparista saadaan ratkaistua vakiot C_1 ja C_2 . Kun saadut vakiot sijoitetaan yhtälöön 49, tulee yksittäisratkaisuksi

$$y_p(t) = \frac{F_0}{k_y[(1-\beta^2)^2 + (2\beta\zeta)^2]} [(1-\beta^2)\sin(\bar{\omega}t) - 2\zeta\beta\cos(\bar{\omega}t)] \quad (51)$$

missä β on taajuussuhde.

Taajuussuhde on harmonisen voiman kulmataajuuden suhde systeemin vapaan värähtelyn kulmataajuuteen

$$\beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega}. \quad (52)$$

Yhtälö 51 voidaan kirjoittaa yksinkertaisemmin muodossa

$$y_p(t) = X \sin(\bar{\omega}t - \phi) \quad (53)$$

missä X on amplitudi [m] ja
 ϕ on vaihekulma [rad].

Kaavassa 53 esiintyvä värähtelyn amplitudi X voidaan kirjoittaa muodossa

$$X = \frac{F_0}{k_y \sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\beta\zeta)^2}}. \quad (54)$$

Tai muodossa

$$X = \frac{F_0}{\sqrt{(k_y - m\bar{\omega})^2 + (c\bar{\omega})^2}}. \quad (55)$$

Vaihekulma kertoo, kuinka paljon systeemin vaste on jäljessä kuormitusta. Vaihekulma voi saada arvon väliltä $0 < \phi < 1$ ja se saadaan yhtälöstä

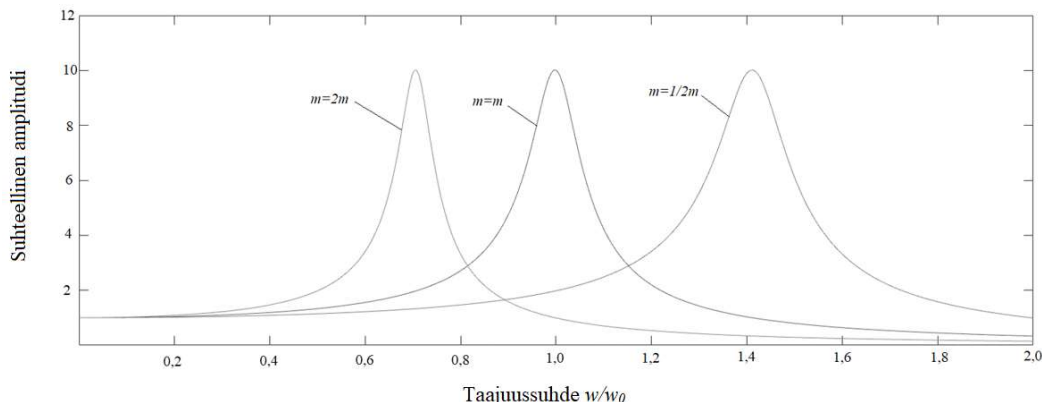
$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{2\zeta\beta}{1-\beta^2}\right). \quad (56)$$

Vaimennetun pakkovärähtelyn liikeyhtälön ratkaisu koostuu siis homogeenisestä osasta, joka kuvaa transienttia värähtelyä ja yksittäisratkaisusta, joka kuvaa vakiotilan värähtelyä. Transientti värähtely on kuitenkin ohimenevää ja se vaimenee nopeasti pois, joten se jätetään yleensä tarkastelun ulkopuolelle. Transienttia värähtelyä kuvaavasta yhtälöstä 48 voidaan ratkaista vakiot A_1 ja A_2 millä tahansa alkuehdoilla. Vaimennettua harmonista pakkovärähtelyä tarkasteltaessa ollaan siis yleensä kiinnostuneita ainoastaan yksittäisratkaisusta eli vakiotilan värähtelystä, joka johtuu harmonisesta voimasta. (Clough & Penzien, s. 36-38.)

Amplitudin yhtälöstä 54 voidaan havaita, että kun herätteen taajuus on sama kuin ulkoisen herätteen taajuus eli taajuussuhde $\beta = 1$, on värähtelyn amplitudi suuri. Tätä ilmiötä kutsutaan resonanssiksi, mutta todellisuudessa rakenteiden materiaalit vaurioituvat ennen hyvin korkeita amplitudeja. Resonanssia on kuitenkin vältettävä rakenteita suunniteltaessa. (Paz & Leigh 2004, s. 50-52.)

Amplitudin toisesta yhtälöstä, eli yhtälöstä 55 huomataan nimittäjässä olevan termi $k - m\bar{\omega}$. Tästä voidaan päätellä, kun vaimennus ja herätevoima pysyvät vakioina, herätteen kulmataajuuden kasvaessa amplitudin suuruus tulee massasta riippuvaiseksi. Puolestaan taas, kun kulmataajuus pienenee, amplitudi tulee jäykkyydestä riippuvaiseksi. Tästä

voidaan päätellä, että massaa kasvattamalla voidaan pienentää korkeataajuuksisen herätteen amplitudia, ja jäykkyyttä kasvattamalla matalataajuuksisen herätteen amplitudia. Kuvassa 19 on esitettyä massan vaikutus maksimiampitudin sijaintiin taajuussuhteen muuttuessa, kun herätevoima, jäykkyys ja vaimennus pidetään vakiona.



Kuva 19. Massan vaikutus amplitudin suuruuteen eri taajuussuhteilla.

Kuvasta 19 huomataan, että korkeimmilla taajuussuhteella ja suurimmalla massalla, suhteellinen amplitudi on huomattavasti pienempi kuin pienemmällä massoilla. Kun heräte on hyvin matalataajuuksinen, on suhteellinen amplitudi lähellä arvoa yksi, ja tilanne vastaa lähelle staattista kuormitusta. Tässä tapauksessa ainoastaan systeemin jäykkyydellä on vaikutusta amplitudin suuruuteen. Kuvasta huomataan myös resonanssin vaikutus, kun herätetaajuus on lähellä ominaistajuutta. Tällöin suhteellinen amplitudi kasvaa huomattavasti ja on suurimmillaan, kun herätetaajuus on yhtä suuri kuin systeemin ominaistajuus. Dynaaminen vahvistuskerroin on kerroin, joka kuvaa värähtelyn vakiotilan amplitudin suhdetta staattisen tapauksen siirtymään. Harmonisen herätteen kuormittamassa systeemissä dynaaminen vahvistuskerroin resonanssitaajuudella eli kun taajuussuhde on yksi, voidaan laskea yhtälöstä

$$D = \frac{1}{2\zeta} \quad (57)$$

missä D on dynaaminen vahvistuskerroin (Paz & Leigh 2004, s. 55-56).

3.4.2 Impulssiheräte

Vaikka harmonisia herätteitä esiintyy todellisuuden rakenteellisissa systeemeissä, usein herätteen luonne ei kuitenkaan ole harmonista. Impulssiheräte on voima, joka vaikuttaa

systemiin lyhyen ajan ja se voidaan määrittellä voiman suuruuden ja sen keston perusteella. Kun voima $F(t_f)$ vaikuttaa massaun, muuttuu massan nopeus Newtonin lain mukaan

$$m \frac{dv}{dt_f} = F(t_f) \rightarrow dv = \frac{F(t_f)dt_f}{m} \quad (58)$$

missä dv on nopeuden muutos,
 t_f on ajanhetki, jolloin voima alkaa vaikuttamaan [s] ja
 $F(t_f)dt_f$ on impulssi [Ns].

Kun oletetaan impulssin vaikuttavan vaimentamattomaan systeemiin, ajanhetkellä t_f systeemi kokee nopeuden muutoksen. Kun yhtälön 58 nopeuden muutos sijoitetaan vaimentamattoman vapaan värähtelyn liikeyhtälöön 20 derivoinnin jälkeen yhdessä alkuehdon $y(\tau) = 0$ kanssa, tulee yhtälö muotoon

$$dy(t) = \frac{F(t_f)dt_f}{m\omega} \sin(\omega(t - t_f)) \quad (59)$$

missä dy on siirtymän muutos,
 t on aika [s],
 m on massa [kg] ja
 ω on kulmataajuus [rad].

Voiman $F(t_f)$ eli impulssin aiheuttama vaste vaimentamattomaan systeemiin voidaan ajatella koostuvan monista, hyvin lyhyiden impulssien sarjoista ajanhetkinä dt_f . Tällöin systeemin vaste minä ajanhetkenä t tahansa välillä $[0, t]$ voidaan saada differentiaalisiiirtymien $dy(t)$ summana tai integraalina

$$y(t) = \frac{1}{m\omega} \int_0^t F(t_f) \sin(\omega(t - t_f)) dt_f. \quad (60)$$

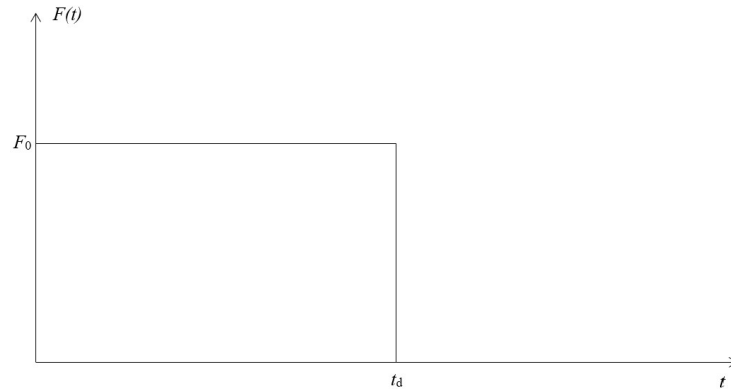
Yhtälö 60 kuvaa systeemin kokonaisvastetta, joka aiheutuu impulssista $F(t_f)$. Se sisältää alkuehtoja $y_0 = 0$ ja $v_0 = 0$ vastaavat sekä transientin että vakiotilan värähtelyn komponentit. (Paz & Leigh, s. 101-102.)

Tarkastellaan seuraavaksi vaimentamatonta yhden vapausasteen systeemiä, johon kohdistuu suorakaiteen muotoinen heräte eli impulssi. Tämänkaltaisen impulssin voima-aika-kuvaaja on esitetty kuvassa 20. Kun heräte F_0 sijoitetaan yhtälöön 60, integroimisen jälkeen siirtymäksi ja nopeudeksi aikavälillä $[0, t_d]$ saadaan

$$y_d = \frac{F_0}{k} (1 - \cos(\omega t_d)) \quad (61)$$

$$v_d = \frac{F_0}{k} \omega \sin(\omega t_d) \quad (62)$$

missä y_d on siirtymä aikavälillä $[0, t_d]$ [m] ja v_d on nopeus aikavälillä $[0, t_d]$ [m/s] (Paz & Leigh 2004, s. 101-105).



Kuva 20. Suorakaiteen muotoisen impulssin voima-aika-kuvaaja (mukaiillen Paz & Leigh 2004, s. 104)

Herätteen poistamisen eli ajan t_d jälkeen, systeemin vaste saadaan sijoittamalla alkuehdoiksi vapaan värähtelyn vasteen yhtälöön 20 yhtälöiden 61 ja 62 mukaiset siirtymät ja nopeudet $y(0) = y_d$ ja $\dot{y}(0) = v_d$. Tällöin vaimentamattoman systeemin vaste ajan t_d jälkeen tulee muotoon (Paz & Leigh 2004, s. 104)

$$y(t) = \frac{F_0}{k} (\cos(\omega(t - t_d)) - \cos(\omega t)). \quad (63)$$

missä k on systeemin jousivakio [N/m].

Impulssiherätteen kuormittamassa vaimennetussa systeemissä impulssin aiheuttama alkunopeus yhtälöstä 59 sijoitetaan vaimennetun vapaan värähtelyn liikeyhtälöön 39

alkuehdoilla $y(0) = 0$ ja $\dot{y}(0) = v_d$ ja korvaamalla $t = t - t_f$, integroimisvakioiden määrityksen jälkeen, systeemin liikkeen muutos on

$$dy(t) = e^{-\zeta\omega(t-t_f)} \frac{F(t_f)dt_f}{m\omega_D} \sin(\omega_D(t-t_f)) \quad (64)$$

Josta vastetermit integroimalla tai summaamalla saadaan impulssiherätteen kuormittaman vaimennetun systeemin vasteeksi herätteen vaikuttamisen aikana (Paz & Leigh 2004, s. 110)

$$y(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t F(t_f) e^{-\zeta\omega(t-t_f)} \sin(\omega_D(t-t_f)) dt_f. \quad (65)$$

3.5 Monen vapausasteen värähtely

Vaikka yhden vapausasteen systeemi on yksinkertaisin tapa esittää värähtelyn käyttäytymistä, todellinen systeemi on monimutkainen eikä yhden vapausasteen systeemillä saada aina riittävän tarkkoja tuloksia. Tällöin systeemiä voidaan kuvata useamman vapausasteen systeeminä eli kun $N > 1$, jolloin lineaarisessa tapauksessa värähtelevän systeemin liikettä kuvaa N kappaletta lineaarisia yhtälöitä. (Bhatia 2008, s. 162.)

3.5.1 Monen vapausasteen vaimentamaton ominaisvärähtely

Monen vapausasteen vapaan vaimentamattoman värähtelyn liikeyhtälö on muotoa, kun siinä ei esiinny vaimennusta eikä ulkoista herätettä

$$\mathbf{K}\mathbf{y} + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{y}} = \mathbf{0} \quad (66)$$

missä \mathbf{K} on systeemin jäykkyysmatriisi,

\mathbf{y} on siirtymävektori,

\mathbf{M} on systeemin massamatriisi ja

$\ddot{\mathbf{y}}$ on siirtymävektorin toinen aikaderivaatta

Ratkaisu tämänkaltaiselle matriisiyhtälölle, jossa värähtely on harmonista, saadaan yhtälöstä

$$[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}]\mathbf{X} = \mathbf{0}. \quad (67)$$

missä ω on ominaiskulmataajuus [rad] ja
 \mathbf{X} on ominaismuotoa kuvaava muotovektori.

Yhtälöä voidaan kutsua ominaisarvoyhtälöksi, jossa ω^2 ovat ominaisarvojen neliöitä ja jotka kuvaavat vapaan värähtelyn ominaistajuuksia. Vektori \mathbf{X} taas kuvaa ominaistajuuksia vastaavia muotoja. Yhtälöllä on ei-triviaaleja ratkaisuja, kun yhtälön determinantti on nolla

$$\det[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}] = 0. \quad (68)$$

Determinantin kehittämällä saadaan algebrallinen N asteen yhtälö, jossa N kuvaa systeemin vapausasteita. N vapausasteen systeemillä on siis N määrä ratkaisuja eli ominaistajuuksia. Alinta ominaistajuutta kutsutaan ensimmäiseksi ominaistajuudeksi ja vastaavaa ominaismuotoa ensimmäiseksi ominaismuodoksi. Ominaisajuutta ω_n vastaava ominaismuoto ratkaistua yhtälöstä 40 sijoittamalla siihen ominaistajuus. (Clough & Penzien 1995 s. 201-202.)

3.5.2 Monen vapausasteen vaimennettu pakkovärähtely

Yleensä dynaamisissa ongelmissa systeemissä ilmenee myös vaimennusta ja kuormitusta, jolloin monen vapausasteen systeemin liikeyhtälö on

$$\mathbf{K}\mathbf{y} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{y}} + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{y}} = \mathbf{f} \quad (69)$$

missä \mathbf{C} on systeemin vaimennusmatriisi,
 $\dot{\mathbf{y}}$ on siirtymävektorin toinen aikaderivaatta ja
 \mathbf{f} on kuormitusvektori.

Tehokas tapa ratkaista monivapausasteinen liikeyhtälö on moodisuperpositiomenetelmä, jolloin monen vapausasteen liikeyhtälö jaetaan yleensä muutamaksi yhden vapausasteen yhtälöksi. Moodisuperpositiossa rakenteen vasteen oletetaan olevan lähellä tiettyä vapaan värähtelyn ominaismuotoa tai useamman ominaismuodon yhdistelmää. Tätä menetelmää

kuitenkin rajaa se, että systeemin käyttäytyminen täytyy olla lineaarista. (Clough & Penzien 1995 s. 225, s. 259.)

Moodisuperpositiomenetelmässä mikä tahansa siirtymä \mathbf{y} voidaan ilmaista yhdistämällä sopivia ominaismuotoja ja niiden amplitudeja. Siirtymävektori \mathbf{y} voidaan ilmaista modaalikoordinaattien avulla seuraavasti

$$\mathbf{y} = \sum_{i=1}^N \phi_i Y_i = \boldsymbol{\phi} \mathbf{Y} \quad (70)$$

missä ϕ_i on ominaismuotovektori,
 Y_i on modaalikoordinaatti,
 N on käytettyjen ominaismuotojen lukumäärä
 $\boldsymbol{\phi}$ on ominaismuotomatriisi
 \mathbf{Y} on modaalikoordinaattivektori ja
 $i = 1, 2, \dots, N$.

Kun yhtälö 71 sijoitetaan liikeyhtälöön 70 ja kerrotaan se puolittain ominaismuotovektorin transpoosilla ϕ_n^T , tulee se muotoon

$$\phi_n^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi} \mathbf{Y} + \phi_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi} \dot{\mathbf{Y}} + \phi_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi} \ddot{\mathbf{Y}} = \phi_n^T \mathbf{f} \quad (71)$$

Edellä tehdyn liikeyhtälön muutoksen ja ominaismuotojen ortogonaaliominaisuuksien vuoksi kaikki paitsi ominaismuodon n termit häviävät yhtälöstä. Lisäksi kun käytetään kulmataajuuden ja vaimennuskertoimen yhtälöä, saadaan liikeyhtälöksi modaalikoordinaatistossa

$$\ddot{Y}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{f_n}{M_n} \quad (72)$$

missä \ddot{Y}_n on ominaisuudon n kiihtyvyys modaalikoordinaatistossa,
 \dot{Y}_n on ominaisuudon n nopeus modaalikoordinaatistossa,
 Y_n on ominaisuudon n modaalikoordinaatit
 ζ_n on moodivaimennuskerroin
 ω_n on ominaisuudon n ominaiskulmanopeus ja
 f_n on ominaisuudon n voima modaalikoordinaatistossa ja
 M_n on ominaisuudon n massa modaalikoordinaatistossa.

Ylhäällä esitetty yhtälö 73 on yhden ominaisuudon liikeyhtälö ja koko systeemin vaste moodisuperpositioperiaatteessa saadaan ratkaisemalla N määrä kytkeytymättömiä moodiyhtälöitä ja superponoimalla eli yhdistämällä ne. Jokainen moodiyhtälö on yhden vapausasteen liikeyhtälö, jotka voidaan ratkaista joko aika- tai taajuustasolla. Moodisuperposition mukainen liikeyhtälön ratkaisuperiaate vaatii siis myös moodianalyysin ratkaisun. (Clough & Penzien 1995, s. 219-224.)

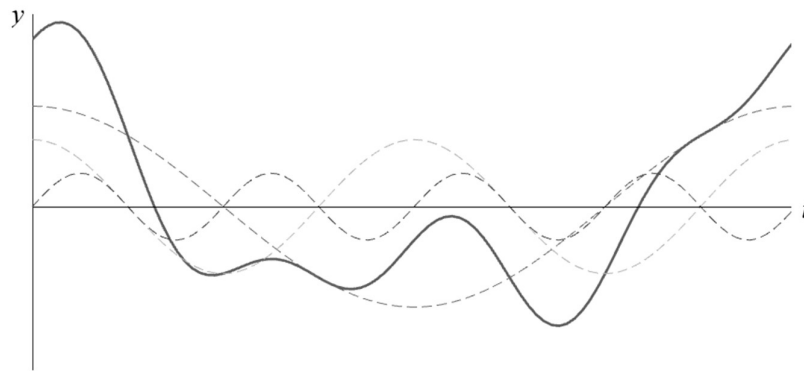
3.5.3 Ominaisvärähtely ja taajuuspektri

Aikaisemmin esitettiin, että pakkovärähtely johtuu ulkoisesta voimasta tai herätteestä, joka kohdistetaan systeemiin. Resonanssivärähtelyä esiintyy, kun yksi tai useampi systeemin ominaistaajuus eli resonanssitaajuus herätetään. Moodit eli resonanssit ovat systeemin ominaisuuksia, jotka ovat riippuvaisia materiaaliominaisuuksista kuten massasta, jäykkyydestä ja vaimennuksesta ja reunaehdoista. Jokaisella moodilla on ominainen ominaistaajuus, ominaisuoto ja moodivaimennus. Kun systeemin värähtelytaajuus on lähellä ominaistaajuutta, kokonaisvärähtelyn muoto on lähellä kyseisen ominaistaajuuden ominaisuotoa. Mitä korkeampi ominaistaajuus on, yleensä sitä monimutkaisempi on ominaisuoto. (Schwarz & Richardson 1999.)

Systeemin värähtely voidaan sanoa aiheutuvan yhden tai useamman moodien heräämisestä. Kun tutkitaan monen vapausasteen systeemin värähtelyä, usein havaitaan, että kokonaisvärähtely koostuu useammasta kuin yhdestä ominaisvärähtelytaajuudesta ja muodosta. Taajuusvastefunktio eli FRF (eng. Frequency Response Function) on olennainen analyysityökalu, jolla voidaan erotella systeemin dynaamiset ominaisuudet. FRF-kuvaajassa vaaka-akselilla on taajuus ja pystyakselilla mittaustavasta tai analysointitavasta riippuen esimerkiksi siirtymä tai kiihtyvyys. Usein myös pystyakselilla esitettävä suure jaetaan systeemin kohdistetulla voimalla. Systeemistä kokeellisesti tai

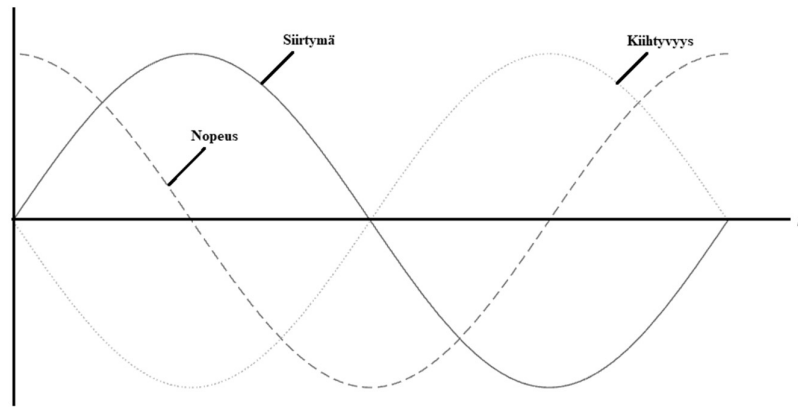
laskennallisesti saatu vaste aikatasolla voidaan Fourier muunnoksella muuttaa taajuusvasteeksi, josta on havaittavissa eri taajuuDET, joilla systeemi värähtelee. Yleensä käytetty menetelmä on FFT (eng. Fast Fourier Transform). (Schwarz & Richardson 1999.)

Kun systeemi alkaa värähtelemään ulkoisen herätteen ansiota, voi systeemin vaste näyttää hyvin satunnaiselta. FFT-muunnoksen avulla kuitenkin voidaan huomata, että kokonaisvärähtely sisältää ainoastaan ominaistaajuuksia ja systeemin vaste on ominaisvärähtelyiden summa (Schwarz & Richardson 1999). Kuvasta 20 huomataan, että ei-harmoninen, jaksollinen värähtely koostuu kolmesta harmonisesta komponenteista ja kokonaisvärähtely on näiden summa.



Kuva 21. Kokonaisvärähtely ja sen harmoniset komponentit.

Ei-harmoninen liike (yhtenäinen viiva) koostuu siis harmonisista komponenteista (katkoviivat), jotka tässä tapauksessa ovat $y_1 = a \cos(\omega_1)$, $y_2 = b \cos(\omega_2)$ ja $y_3 = c \sin(\omega_3)$. Kokonaisvärähtelyn kuvaaja voidaan esittää näiden komponenttien summana $y = y_1 + y_2 + y_3$. Koska nopeus on siirtymän ensimmäinen aikaderivaatta ja kiihtyvyys toinen aikaderivaatta, voidaan siirtymäkuvaajasta derivoimalla saada nopeus- ja kiihtyvyytkuvaajat. Esimerkiksi värähtelyä kuvaavan yksinkertaisen siniaallon $y = a \sin(\omega)$, nopeus on $\dot{y} = a\omega \cos(\omega)$ ja kiihtyvyys $\ddot{y} = -a\omega^2 \sin(\omega)$. Kun yhden värähtelyjakson vaihe on 2π tai 360° , kuvasta 22 huomataan, että nopeuden kuvaaja on 90° vaihe-eron verran siirtymää edellä ja kiihtyvyys taas 180° vaihe-eron verran siirtymää edellä. (Mobley 1999, s. 20-24.)



Kuva 22. Värähelyn siirtymän yksi värähtelyjakso ja nopeus- sekä kiihtyvyyskuvaajat (mukaillen Mobley 1999, s. 20).

Aikatason signaalin Fourier muunnos taajuustasolle voidaan esittää yleisesti yhtälöllä

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} y(t)e^{-i\omega t} dt \quad (73)$$

missä $F(\omega)$ on taajuusvastefunktio ja $y(t)$ on vaste aikatasolla.

Tämänkaltaisen Fourier muunnos sisältää integroinnin, joten se vaatii, että muunnettava signaali on jatkuva. Yleensä kuitenkin signaali on diskreetti, eli se koostuu tietyn väliajoin esiintyvistä arvoista. Tällöin ei Fourier muunnoksena voida käyttää yllä olevaa yhtälöä, mutta Fourier muunnos voidaan tehdä diskreetin Fourier muunnoksen eli DFT (eng. Discrete Fourier Transform) avulla. Aikaisignaalin lukusarja muutetaan taajuustason lukusarjaksi

$$F_n = \sum_{m=1}^{N-1} y(t_m)e^{-i\left(\frac{2\pi nm}{N}\right)} \quad n = 0, 1, 2, \dots, (N-1) \quad (74)$$

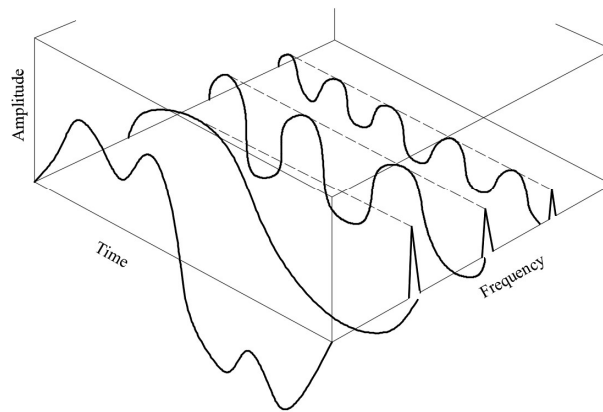
missä F_n on kompleksilukuinen amplitudi diskreetillä ominaistaajuudella ω_n , $y(t_m)$ on aikatason vasteen arvo diskreettinä ajanhetkellä t_m ja N on aikaisignaalin lukuarvojen määrä.

DFT:ssä aikaisignaalin pituus T on jaettuna N osaan datapisteiden lukumäärän mukaan, jolloin aika Δt datapisteiden välillä saadaan jakamalla signaalin pituus pisteiden lukumäärällä. Tällöin aikatason vasteen arvot lasketaan ajanhetkillä $t_m = m\Delta t$, jossa

$m = 0, 1, 2, \dots, (N - 1)$. DFT käyttää siis summausta integroinnin sijaan, jotta voidaan analysoida ei-jatkuvaa aikataason signaalia. (Clough & Penzien 1995, s. 99-102.)

FFT taas on erittäin tehokas ja tarkka, yksinkertaistettu menetelmä DFT:stä, mutta jossa on sama periaate. Yleensä aikataason signaali muutetaan taajuustasolle lähes aina FFT:n avulla, koska DFT:ssä taajuusvasteen määrittely vaatii N^2 laskutoimitusta. FFT:ssä taas laskutoimitusten määrä on huomattavasti pienempi ja siten laskenta-aika alle prosentin luokkaa verrattuna DFT-muunnokseen. (Clough & Penzien 1995, s. 102-105)

Kuvassa 23 on esitettyä systeemin aikataason signaalin yhteys taajuustason spektriin. Kuvassa aikataason signaali sisältää siis kolmea harmonista värähtelyliikettä, joiden amplitudit ja taajuudet saadaan FFT:n avulla. (Mobley 1999, s. 46.)



Kuva 23. Aikataason signaalin yhteys taajuustason signaaliin (mukaillen Mobley 1999, s. 46).

3.5.4 Vaimennus puolen tehon pisteiden menetelmällä

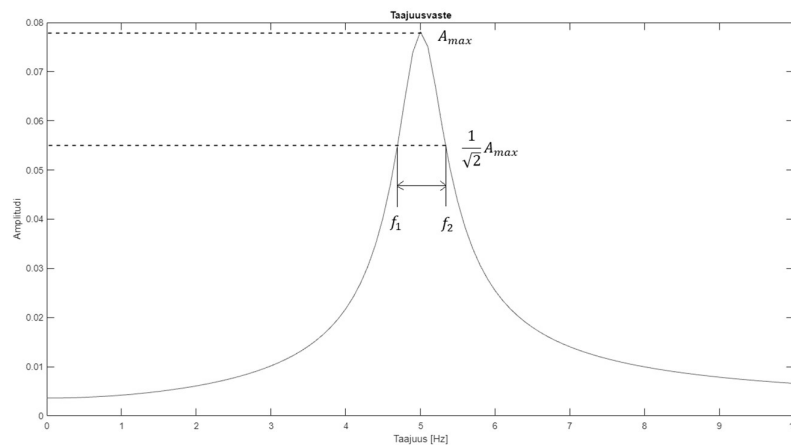
Toinen menetelmä, jolla voidaan arvioida systeemissä esiintyvää vaimennusta, on puolen tehon pisteiden menetelmä. (engl. Half-Power Method) Menetelmällä systeemin vaimennus lasketaan taajuusvastekuvaajasta, koska siinä olevien huippujen muoto riippuu systeemissä olevasta vaimennuksesta. Kuvassa 24 on esitettyä sellaisen systeemin taajuusvaste, jossa vaste sisältää ainoastaan yhtä ominaistaajuutta. Vaimennuskerroin tällä ominaistaajuudella voidaan laskea kahden taajuuden välisenä kaistanleveytenä. Kaksi taajuutta mitataan resonanssiamplitudin molemmilta puolilta kertomalla se luvulla $1/\sqrt{2}$. Taajuuksia f_1 ja f_2 , joiden väliltä kaistanleveys mitataan,

kutsutaan myös puolen tehon pisteiksi. Vaimennuskerroin saadaan tämän jälkeen seuraavasta yhtälöstä

$$\zeta = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} \quad (75)$$

missä f_1 ja f_2 ovat taajuudet huipun molemmilla puolilla, kun amplitudi on kerrottuna luvulla $1/\sqrt{2}$.

Puolen tehon pisteiden menetelmä soveltuu lisäksi sellaisten systeemien vaimennuksen määrittämiseen, joiden taajuusvasteet sisältävät useampaa taajuuskomponenttia. Tällöin jokaiselle ominaistaajuudelle voidaan samalla tapaa laskea moodivaimennuskertoimet taajuusvasteen huippuarvoista. Kuvassa 24 on esitettyä puolen tehon pisteiden menetelmän periaate. (Clough & Penzien 1995, s. 53-55.)



Kuva 24. Puolen tehon pisteiden menetelmä (mukaillen Clough & Penzien 1995, s. 55).

3.6 Implisiittinen aikaintegrointi

Kun systeemissä esiintyy epälinearisuuksia, esimerkiksi kun rakenteiden jäykkyys muuttuu tai systeemin massa- ja vaimennusvakiot muuttuvat äkillisen voimakkaan dynaamisen herätteen vaikutuksesta, liikeyhtälön ratkaisemiseksi ei voida käyttää moodisuperpositioperiaatetta. Yleinen epälineaarisen liikeyhtälön ratkaisutapa on käyttää asteittaista menetelmää (eng. step-by-step procedure). Asteittäisiä menetelmiä on monia, mutta jokaisessa niissä kuormitus ja systeemin vastehistoria on jaettu osiin ajan suhteen eli aika-askeliin. Aikaintegrointimenetelmissä systeemin vaste lasketaan jokaisen aika-

askeleen lopussa, ja seuraavan aika-askeleen lähtötilana käytetään edellisen askeleen fysikaalisia ominaisuuksia. Menetelmässä systeemin tilan voidaan kuvitella koostuvan siis monista, perättäisistä ja muuttuvista systeemeistä. Useissa tapauksissa myös lineaarisen systeemin ratkaisuun on tehokasta käyttää aikaintegrointimenetelmiä. (Clough & Penzien, 1995, s. 112, s. 326.)

ANSYS käyttää myös moodisuperpositiomenetelmän mukaisessa transientissa vasteanalyysissä moodiyhtälöiden 123 ratkaisemiseen Newmark- β mukaista aikaintegrointia, joka esitetään seuraavassa kappaleessa (ANSYS 2022, Theory Reference, s. 793).

Dynaamista liikeyhtälöä voidaan sanoa differentiaaliyhtälön alkuarvotehtäväksi, jossa systeemin tila tunnetaan tietyllä ajanhetkellä ja systeemin muutos voidaan kuvata yhden muuttujan eli ajan differentiaaliyhtälöillä. Tarkastelun kohteena on selvittää systeemin tila myöhemmällä ajanhetkellä. Monimutkaisten differentiaaliyhtälöiden tapauksessa usein tarvitaan numeerista approksimaatiota, jotka voidaan jakaa eksplisiittisiin ja implisiittisiin menetelmiin. Elementtilaskennassa numeerisina menetelminä käytetään eksplisiittistä ja implisiittistä aikaintegrointia. (Haataja ym. 2002, s. 209-210, s. 256.)

Aikaintegrointimenetelmien yleinen periaate voidaan esittää seuraavien yhtälöiden avulla

$$\dot{\mathbf{y}}_{n+1} = \dot{\mathbf{y}}_n + \int_0^{\Delta t} \ddot{\mathbf{y}}(t) dt \quad (76)$$

$$\mathbf{y}_{n+1} = \mathbf{y}_n + \int_0^{\Delta t} \dot{\mathbf{y}}(t) dt \quad (77)$$

missä $\dot{\mathbf{y}}_{n+1}$ on siirtymävektorin ensimmäinen aikaderivaatta aika-askeleen lopussa,

$\dot{\mathbf{y}}_n$ on siirtymävektorin ensimmäinen aikaderivaatta edellisen aika-askeleen lopussa,

\mathbf{y}_{n+1} on siirtymävektori aika-askeleen lopussa

\mathbf{y}_n on siirtymävektori edellisen aika-askeleen lopussa

Δt on aika-askel [s]. (Clough & Penzien, 1995, s. 112, s. 120.)

Implisiittisissä menetelmissä sallittu aika-askel on pidempi kuin eksplisiittisissä menetelmissä ja ne ovat yleensä stabiilimpia. Implisiittisissä menetelmissä laskettava

approksimaatio esiintyy kuitenkin yhtälön molemmilla puolilla, joten joka aika-askeleella on ratkaistava mahdollisesti epälineaarinen yhtälöryhmä. Tämä on laskennallisesti huomattavasti raskaampaa. (Haataja ym. 2002, s. 256.)

Yleisesti käytetty implisiittinen aikaintegrointimenetelmä on Newmark- β menetelmä, jossa aika-askeleen lopun siirtymä- ja nopeusvektorit ovat muotoa

$$\dot{\mathbf{y}}_{n+1} = \dot{\mathbf{y}}_n + (1 - \gamma)\Delta t\ddot{\mathbf{y}}_n + \gamma\Delta t\ddot{\mathbf{y}}_{n+1} \quad (78)$$

$$\mathbf{y}_{n+1} = \mathbf{y}_n + \Delta t\dot{\mathbf{y}}_n + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\ddot{\mathbf{y}}_n + \beta\Delta t^2\ddot{\mathbf{y}}_{n+1} \quad (79)$$

missä $\ddot{\mathbf{y}}_n$ on siirtymävektorin toinen aikaderivaatta aika-askeleen alussa
 $\ddot{\mathbf{y}}_{n+1}$ on siirtymävektorin toinen aikaderivaatta edellisen aika-askeleen lopussa ja
 β ja γ ovat Newmarkin menetelmän parametreja (Clough & Penzien, 1995, s. 112, s. 121).

Yhtälöistä 79 ja 80 huomataan, että parametrilla γ voidaan painottaa loppu- ja alkukiihtyvyyttä nopeuden muutoksessa. Tämä tarkoittaa sitä, että sillä voidaan säätää aikaintegroinnissa systeemin keinotekoista eli numeerista vaimennusta. Kun $\gamma = \frac{1}{2}$, systeemissä ei ole numeerista vaimennusta. Parametrilla β voidaan taas painottaa loppu- ja alkukiihtyvyyttä siirtymän muutoksessa. Systeemin voidaan sanoa olevan ehdoitta stabiili kun $\beta \geq \frac{1}{2}$ ja $\gamma \geq \frac{1}{4}\left(\frac{1}{2} + \beta\right)$. (ANSYS 2022 Theory reference, s. 789.)

Newmarkin aikaintegrointimenetelmässä liikeyhtälö voidaan kirjoittaa muodossa

$$\mathbf{K}\mathbf{y}_{n+1} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{y}}_{n+1} + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{y}}_{n+1} = \mathbf{f}_{n+1} \quad (80)$$

missä \mathbf{f}_{n+1} on kuormitusvektori aika-askeleen lopussa

Yhtälöissä 79, 80 ja 81 esiintyy kolme tuntematonta, siirtymä-, nopeus- ja kiihtyvyyksvektorit aika-askeleen lopussa sekä kolme tunnettua, edellä mainitut vektorit aika-askeleen alussa. Tällöin yhtälöistä voidaan ratkaista tuntemattomat vektorit, joita

käytetään taas seuraavan aika-askelen alussa tunnettuina. (ANSYS 2022, Theory reference, s. 788.)

Newmark- β menetelmän heikkous on se, että matalilla taajuuksilla parametrin β ollessa $> \frac{1}{2}$ eli kun numeerista vaimennusta esiintyy, ratkaisun tarkkuus on heikko. Toisaalta, kun numeerista vaimennusta ei esiinny, systeemissä voi ilmetä korkeilla taajuuksilla häiriötä. (ANSYS 2022, Theory reference, s. 789.)

Newmark- β menetelmästä kehitetty yleistetty α -menetelmä vaimentaa vain vähän matalataajuuksista värähtelyä, mutta se vaimentaa riittävästi korkeataajuuksista värähtelyä ilman laskentatarkkuuden menetystä. Yleistetyn α -menetelmässä yhtälöiden 61 ja 62 lisäksi esitetään seuraavat yhtälöt

$$\mathbf{K}\mathbf{y}_{n+1-\alpha_f} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{y}}_{n+1-\alpha_f} + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{y}}_{n+1-\alpha_m} = \mathbf{f}_{n+1-\alpha_f} \quad (81)$$

$$\ddot{\mathbf{y}}_{n+1-\alpha_m} = (1 - \alpha_m)\ddot{\mathbf{y}}_{n+1} + \alpha_m\ddot{\mathbf{y}}_n \quad (82)$$

$$\dot{\mathbf{y}}_{n+1-\alpha_f} = (1 - \alpha_f)\dot{\mathbf{y}}_{n+1} + \alpha_f\dot{\mathbf{y}}_n \quad (83)$$

$$\mathbf{y}_{n+1-\alpha_f} = (1 - \alpha_f)\mathbf{y}_{n+1} + \alpha_f\mathbf{y}_n \quad (84)$$

$$\mathbf{f}_{n+1-\alpha_f} = (1 - \alpha_f)\mathbf{f}_{n+1} + \alpha_f\mathbf{f}_n \quad (85)$$

missä α_m ja α_f on ovat parametreja
(Chung & Hulbert 1993, s. 372).

Yleistetty α -menetelmä voidaan sanoa olevan ehdoitta stabiili ja se omaa toisen asteen tarkkuuden kun $\gamma = \frac{1}{2} - \alpha_m + \alpha_f$, $\beta \geq \frac{1}{4} + \frac{1}{2}(\alpha_f + \alpha_m)$ ja $\alpha_m \leq \alpha_f \leq \frac{1}{2}$ (Chung & Hulbert 1993, s. 372).

3.7 Vaimennustyypit

Vaimennus voidaan jakaa sen tyyppin mukaan eri luokkiin, joista edellä käsiteltiin ainoastaan viskoosivaimennusta. Tässä tapauksessa vaimennusvoima on verrannollinen systeemin nopeuteen ja viskoosivaimennus aiheutuu fluidivirtauksen energiahäviöstä.

Kun mekaaninen systeemi värähtelee väliaineessa, sen vastus värähtelevään kappaleeseen aiheuttaa liike-energian muuttumista lämmöksi ja värähtelyn amplitudi pienenee. Energian määrä riippuu monesta eri tekijästä, esimerkiksi kappaleen muodosta ja koosta, fluidin viskositeetista, värähtelyn taajuudesta ja värähtelevän kappaleen nopeudesta. Viskoosivaimennusvoima voidaan ilmaista seuraavanlaisesti

$$F_v = c\dot{y} \quad (86)$$

missä F_v on viskoosivaimennusvoima [N] ja c on vaimennusvakio.

Rakenteellinen vaimennus, josta käytetään myös nimeä hystereesivaimennus, johtuu rakenteen sisäisestä kitkasta. Kun kappale deformoituu, ilmenee rakenteen sisällä pintojen välistä liukumista, jolloin energiaa absorboituu itse kappaleeseen kitkavoimien vaikutuksesta. Tällöin rakenteen jännitys-venymäkäyrässä ilmenee hystereesisilmukka, joka sisään jäävä pinta-ala kuvaa energiahäviötä tilavuusyksikköä kohden yhden syklin aikana. Syklin aikana kulunut energia sisäisen kitkan vaikutuksesta on todettu olevan riippumaton värähtelyn taajuudesta, mutta suurin piirtein verrannollinen amplitudin neliöön. Rakenteellisessa vaimennuksessa ekvivalentti vaimennuskerroin voidaan kirjoittaa muodossa

$$c_{eq} = \frac{h}{\omega} \quad (87)$$

missä c_{eq} on ekvivalentti vaimennuskerroin ja h on hystereesivaimennuskerroin.

Kolmas yleinen vaimennustyyppi on Coulombin vaimennus eli kitkavaimennus, joka johtuu kuivien pintojen liikkumisesta toisiinsa nähden. Vaimennusvoima on verrannollinen pintaan kohdistuvaan normaalivoimaan ja niiden välillä olevaan kitkakertoimeen. Vaimennusvoima voidaan esittää yhtälöllä

$$F_k = \mu N \quad (88)$$

missä μ on kitkakerroin ja N on pintaan kohdistuva normaalivoima [N].

Todellisuudessa vaimennuksen määrittäminen monimutkaisissa systeemeissä on vaikeaa energiahäviön määrittämisen kautta. Koska systeemien vaimennus on useasti epälineaarista, eivät ne noudata edellä esitettyjä lineaarisia vaimennusmalleja. Kuitenkin lineaarisilla vaimennusmalleilla, joissa vaimennuksen oletetaan olevan verrannollinen esimerkiksi nopeuteen tai siirtymiin, voidaan saada hyväksyttävä approksimaatio systeemin kokonaisvaimennuksesta. Kokonaisvaimennus on summa eri vaimennustyypeistä. (Cai et al. 2002.)

4 BETONIN OMINAISUUDET

Betonirakenteen toiminnan kannalta tärkeimpiä ominaisuuksia ovat lujuus ja säilyvyys rasituksia vastaan sekä betonin ominaiset muodonmuutokset, kuten kutistuma ja viruma. Betonin ominaisuudet voidaan jakaa karkeasti kolmeen luokkaan: betonimassan ominaisuudet, alle vuorokauden ikäisen betonin ominaisuudet ja kovettuneen betonin ominaisuudet. (Haara 2018, s. 69.)

Merkittävin tekijä, joka vaikuttaa betonin fysikaalisiin ominaisuuksiin on sementti, jota betonissa on yleensä noin 25–30 % kokonaistilavuudesta. Sementin lisäksi myös suhteellisella veden määrällä on keskeinen vaikutus betonin ajasta riippuviin ominaisuuksiin. Sementin kemiallista reaktiota veden kanssa kutsutaan hydrataatioksi, jolloin betoni kovettuu ja alkaa saavuttamaan lujuutta. Hydrataatiossa kaikki vesi ei kuitenkaan sitoudu sementtiin, vaan osa on vapaana huokosissa, jotka voivat tyhjentyä eli vesi haihtuu pois. Tämä aiheuttaa betonissa kosteuden poistumista eli kuivumista aina siihen asti, kunnes betonirakenne on saavuttanut ympäristön kanssa tasapainokosteuden. Osa huokosista voi tyhjentyä myös suljetuissa olosuhteissa tai kun betoni on saavuttanut ympäristön kanssa tasapainokosteuden, jolloin betonista ei poistu eikä siihen tule vettä ympäristöstä. Tällöin on kyse autogeenisestä kutistumasta, joka on merkittävää etenkin korkealujuusbetoneissa. (Leskelä 2008, s. 27.)

Hydrataatioreaktion seurauksena betonissa vapautuu myös lämpöä, jolloin betonirakenteen lämpötila nousee. Betonirakenteen toiminnan kannalta on tärkeää olla tietoinen, mitä betonirakenteessa tapahtuu ensimmäisten kahden vuorokauden aikana, koska betonin sitoutumiseen ja kovettumiseen vaikuttavat valinnat ovat merkittäviä kokonaisuutta tarkastellen. (Haara 2018, s. 70.)

Kun hydrataation seurauksena syntyneet hydrataatiotuotteet ovat sitoutuneet, on syntynyt sementtikiveä ja betoni on kovettunut. Lujuuden kehitykseen vaikuttaa esimerkiksi sementin ja sideaineiden määrä sekä lämpötila. Betonin saavutettu lujuus on taas pääsääntöisesti riippuvainen sementtikiven lujuudesta, runkoaineen tilavuusosuudesta ja sementtikiven välillä olevasta tartunnasta. Muodonmuutoksista kutistumaa tapahtuu sekä betonin sitoutumisvaiheessa että kovettuneessa betonissa, kun taas virumaa esiintyy kuormitetussa betonissa ajan kuluessa. Virumaa yleensä pidetään haitallisena

muodonmuutoksena, mutta tietyissä tapauksissa sillä voi olla myös edullinen vaikutus. (Haara 2018, s. 80-81, s. 96.)

4.1 Lämmönkehitys

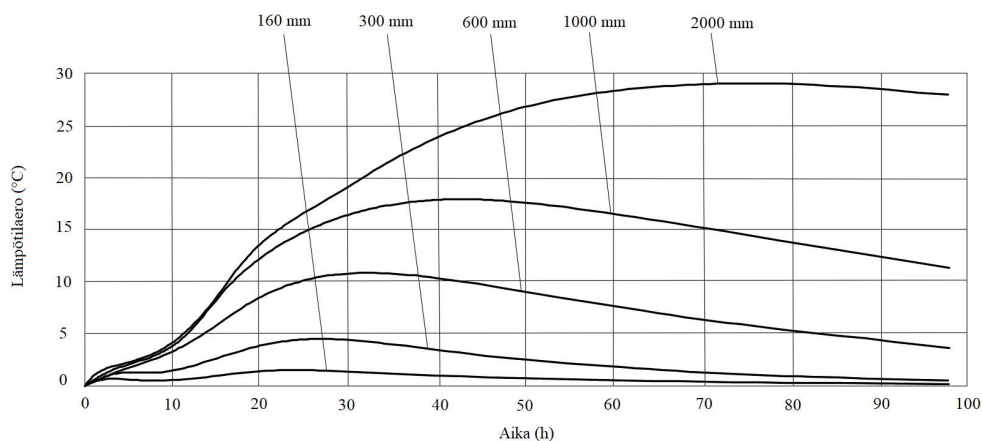
Hydrataatioreaktiossa vapautuu aina lämpöä, jolloin betonirakenteen lämpötila nousee. Lämpötilan suuruuteen vaikuttaa merkittävästi betonirakenteen koko, sillä pienissä rakenteissa lämpö pääsee poistumaan nopeasti pinnalta, eikä suuria lämpötiloja eikä lämpötilaeroja synny. Massiivisissa betonirakenteissa taas lämpö ei pääse poistumaan keskeltä samassa nopeudessa kuin sitä poistuu pinnoilta, jolloin betonirakenteeseen syntyy lämpötilaeroja. Tällöin on mahdollista, että betonin pintaan syntyy vetojännityksiä, jotka vetolujuuden ylittäessä aiheuttavat rakenteeseen halkeilua. Yleensä lämpötilaeron rajana voidaan pitää 20 astetta, jota suuremmalla erolla rakenne alkaa halkeilla. (Haara 2018, s. 377.)

Kun betonirakenteen lämpötila nousee hydrataation seurauksena, se myös laajenee. Tavallisen betonin lämpölaajenemiskerroin on noin $10 \cdot 10^{-6}$ 1/°C. Laajeneminen voi aiheuttaa ongelmia, jos betonin laajenemista rajoitetaan esimerkiksi ympärillä olevien rakenteiden vaikutuksesta. (Holt 2001, s. 23-24.)

4.1.1 Massiivirakenteiden lämpötilahaasteet

Massiivisista betonirakenteista voidaan puhua, kun rakenteen pienin sivumitta on yli 1000 mm. Tällöin tarvitaan usein erityistoimenpiteitä suurten lämpötilojen aiheuttamia halkeiluja ja betonin lujuuden menettämistä vastaan. Betonissa tapahtuu lujuuskatoa, jos sen lämpötila nousee yli 60 asteeseen. Aina betonin lämpötilan kehityksen rajoittaminen kyseiseen lämpötilaan ei ole mahdollista, jolloin tavoitelujuutta nostamalla voidaan lujuuskato ottaa suunnittelussa huomioon. Jos lämpötila nousee yli 70 asteeseen, voi sementin ja veden hydrataatioreaktio häiriintyä ja johtaa rakenteen myöhempään vaurioitumiseen. (Haara 2018, s. 376-377, s. 121)

Massiivibetonirakenteisiin syntyvään lämpötilaeroon vaikuttaa olennaisesti rakenteen paksuus. Kuvassa 25 on havaittavissa, että paksuissa betonirakenteissa pinnan ja keskiosan välille syntyvä lämpötilaero on huomattavasti suurempi kuin ohuissa rakenteissa.

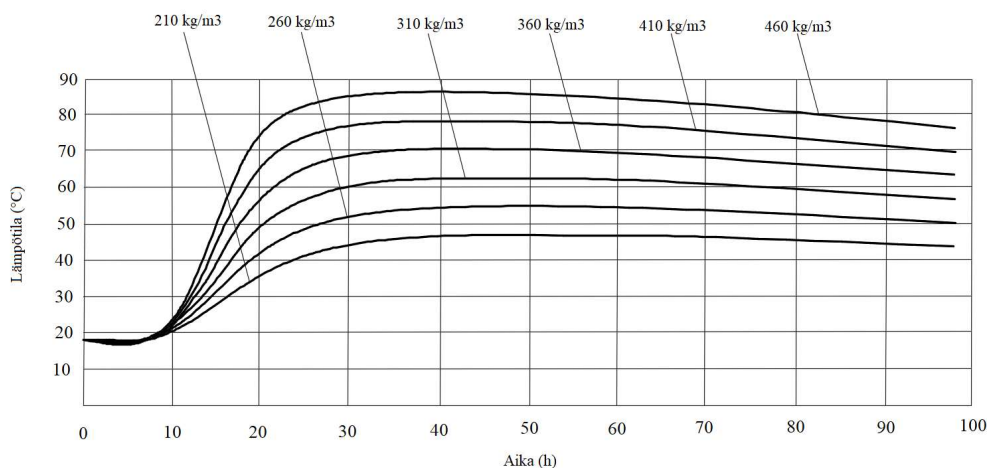


Kuva 25. Betonirakenteen paksuuden vaikutus syntyvään lämpötilaeroon keski- ja pintaosan välillä (mukaiillen Haara 2018, s. 377).

Massiivisissa betonirakenteissa lämmönkehitys tulee ottaa huomioon suunnittelussa ja valmistuksessa sekä tarvittaessa tuottaa lämmön- ja lujuudenkehityslaskelmat. Betonirakenteen paksuuden lisäksi lämmönkehitykseen vaikuttaa myös betonirakenteen tilavuuden ja pinta-alan suhde. Massiivirakenteen eristäminen saattaa kuulosta epäloogiselta, mutta täysin eristetyssä rakenteessa lämpötilaero on nolla johtuen yhtä suuresta lämpenemisestä koko kappaleessa. Maksimilämpötila keskipisteessä tällöin kuitenkin nousee hieman, mutta vaikutus syvällä betonissa on mitätön. (Haara 2018, s. 379-380)

4.1.2 Lämmönkehitykseen vaikuttavat tekijät

Betonin lämmönkehitykseen ja maksimilämpötilaan voidaan vaikuttaa betonin koostumuksella. Lämmönkehitykseen voidaan vaikuttaa muuttamalla sementtimäärää, sementtityyppiä, sementin kemiallista koostumusta ja sementin hienoutta (Haara 2018, s. 377). Myös vesi-sementtisuhteella on vaikutusta lämmönkehitykseen (Holt 2001, s. 23). Kuitenkin suurimpana lämmöntuottoon vaikuttavana tekijänä voidaan pitää sementin määrää (Haara 2018, s. 378). Kuvasta 26 nähdään sementin määrän vaikutus 2000 mm paksun betonirakenteen keskiosan lämpötilaan ajan suhteen. Kuvaajasta päätellen maksimilämpötila saavutetaan noin kahden vuorokauden iässä.



Kuva 26. Sementin määrän vaikutus betonirakenteen keskiosan maksimilämpötilaan (mukaillen Haara 2018, s. 378).

Sementin määrän lisäksi myös sementtityypillä on vaikutusta lämmöntuottoon. Nopeasti kovettuvat sementit eivät sovi massiivirakenteisiin korkean hydrataatiolämmön vuoksi. Alhaisimpia lämmöntuottoja suomalaisista sementeistä omaavat SR- ja Plus-sementit. Hydrataatiolämpöä on mahdollista myös pienentää käyttämällä karkeaa sementtiä tai käyttämällä masuunikuonaa tai lentotuhkaa sementin sijasta, sillä ne omaavat merkittävästi pienemmän reaktiolämmön. Koska lämmöntuoton alentaminen hidastaa lujituksenkehitystä, on tämä huomioitava esimerkiksi aikataulutuksessa. (Haara 2018, s. 378-379.)

4.2 Kutistuma

Betonin kutistuma on luonnollinen ominaisuus eikä sitä voida välttää. Kutistuminen johtuu betonissa olevan veden liikkeestä tai sen poistumisesta (Holt 2001, s. 13). Sementin ja veden hydrataatioreaktion seurauksena lopputuotteet ovat tilavuudeltaan pienempiä kuin lähtötuotteet, jonka seurauksena betonin tilavuus pienenee (Haara 2018, s. 79). Kuivumisessa tapahtuva kutistuminen johtuu taas veden poistumisesta betonista ja sen seurauksena tapahtuvasta tilavuudenmuutoksesta. Kutistumisesta johtuva muodonmuutos betoniin ei yksistään aiheuta ongelmia, vaan kun kutistuminen on estetty, alkaa betonissa esiintyä vetojännityksiä. Kun betonin vetolujuus, joka on huomattavasti pienempi kuin puristuslujuus ylittyy, syntyy betoniin halkeamia. Betonin vapaata kutistumaa voidaan estää esimerkiksi raudoituksella tai muilla rakenne-elementeillä, jolloin puhutaan estetyistä kutistumasta (Holt 2001, s. 20).

Betonin kutistuminen voidaan jakaa ajallisesti kahteen eri vaiheeseen, joita ovat varhaisvaiheen ja myöhäisvaiheen kutistuma. Näistä ainoastaan jälkimmäinen on yleensä kiinnostukseen kohteena betonirakenteiden suunnittelussa. Kuitenkin varhaisvaiheen aikana, etenkin ensimmäisten tuntien aikana, betonin lujuus ei ole vielä kehittynyt. Tällöin hyvin matalan rajavenymän takia betoni voi halkeilla. (Holt et al. 2004, s. 521.)

Betonin kutistuma voidaan myös jakaa tyyppin mukaan: kuivumis- ja autogeeniseen kutistumaan. Kuivumiskutistuma on ennen kaikkea riippuvainen ympäristön olosuhteista, kun taas autogeeniseen kutistumaan vaikuttaa ainoastaan betonin materiaaliominaisuudet (Holt et al. 2004, s. 521). Kuivumiskutistuma tulee merkittävämmäksi normaalilujuusbetoneissa, kun taas autogeeninen kutistuma korkealujuusbetoneissa (Leskelä 2008, s. 41). Kuivumiskutistuma esitetään kappaleessa 4.2.1 ja autogeeninen kutistuma kappaleessa 4.2.2.

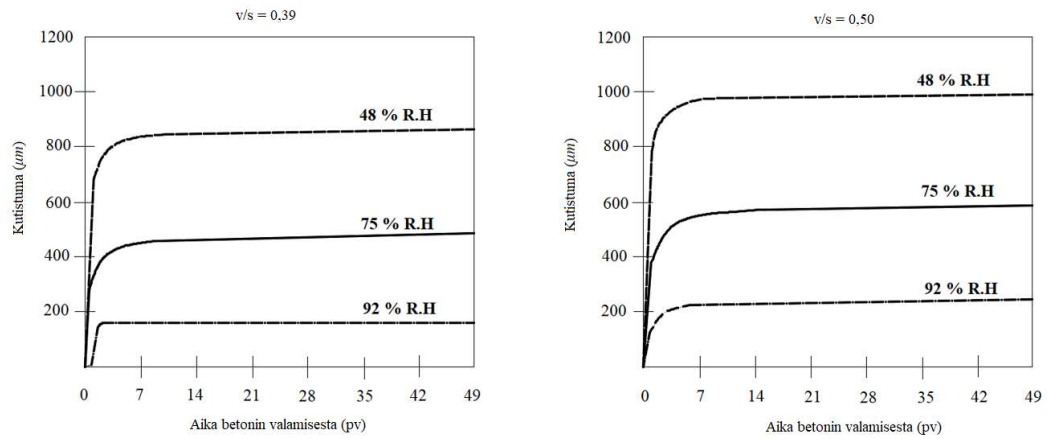
4.2.1 Kuivumiskutistuma

Kuivumiskutistumaa esiintyy betonissa, kun siitä poistuu vettä eli betonirakenne kuivuu. Kosteus, joka ei sitoudu betoniin, voi poistua rakenteesta, joten kutistuminen on suorassa suhteessa betonirakenteesta poistuvaan kosteuteen. Kuivumiskutistuma on palautumatonta, mutta betonin kuivuminen ja kastuminen myöhemmällä iällä voi aiheuttaa kutistumista ja laajenemista, joka taas on palautuvaa. (Haara 2018, s. 96-97.)

Ympäristön olosuhteista kuivumiskutistuman suuruuteen vaikuttaa muun muassa lämpötila, suhteellinen ympäristön kosteus sekä tuulen nopeus (Holt et al. 2004, s. 521-523). Kuivumiskutistuma on usein havaittavissa betonipintaan ilmestyvistä halkeamista (Holt 2001, s. 26).

Lisäksi betonirakenteen geometrialla on merkitystä kuivumiskutistuman suuruuteen. Koska kosteus poistuu ensin rakenteen pintaosista ja viimeiseksi sisältä, betonin kosteus jakaantuu epätasaisesti ja aiheuttaa puristus- ja vetojännityksiä. Massiivirakenteissa kosteus ei välttämättä poistu sen sisäosista milloinkaan, jolloin näissä paikoissa kuivumiskutistumaa ei myöskään esiinny. Kosteuden poistuminen ja sen seurauksena kuivumiskutistuma rakenteessa alkaa heti, kun betonirakenteen muotit puretaan ja vesi pääsee haihtumaan sen pinnoilta. Tästä syystä kuivumiskutistumaa ei esiinny juuri ollenkaan rakenteissa, joissa kosteuden siirtyminen on estetty tai kun ympäristön

suhteellinen kosteus on lähellä sataa prosenttia. Kuvassa 27 on havainnollistettu ympäristön suhteellisen kosteuden ja vesi-sementtisuhteen vaikutusta kuivumiskutistuman suuruuteen. (Haara 2018, s. 97.)



Kuva 27. Kuivumiskutistuma eri vesi-sementtisuhteella $v/s = 0,35$ ja $v/s = 0,50$ ja eri suhteellisella kosteudella (mukaiillen Bissonette et al. 1999)

4.2.2 Autogeeninen kutistuma

Autogeeninen kutistuma puolestaan on betonin tilavuudenmuutosta, silloin kun kosteudensiirtymistä ei esiinny betonirakenteen ja ympäristön välillä. Autogeenista kutistumaa ei voida kokonaan poistaa, mutta sen suuruuteen voidaan vaikuttaa betonin valinnalla ja suhteutuksella. Autogeenista kutistumaa tapahtuu, kun betonissa vesi reagoi sementin kanssa. Sementin ja veden hydrataatiotuotteiden absoluuttinen tilavuus on pienempi kuin lähtötuotteiden tilavuus, jolloin betonissa tapahtuu tilavuuden muutosta. (Holt 2001, s. 4, s. 33.)

4.2.3 Kutistuma Eurokoodin mukaan

SFS-EN 1992-1-1 mukaan betonin kokonaiskutistuma koostuu kahdesta osasta, joita ovat kuivumiskutistuma ja sisäinen kutistuma. Sisäinen kutistuma on käännetty englanninkielisestä sanasta autogenous shrinkage eli autogeenistä kutistumasta. Eurokoodin mukaan kokonaiskutistuma saadaan kaavasta

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (89)$$

missä ε_{cs} on kokonaiskutistuma,
 ε_{cd} on kuivumiskutistuma ja
 ε_{ca} on sisäinen kutistuma (SFS-EN 1992-1-1, s. 33).

Eurokoodin laskentatavalla kuivumiskutistumaan ε_{cd} vaikuttaa ympäristön suhteellinen kosteus, rakenteen muunnettu paksuus, betonin puristuslujuus, sementtityyppi sekä betonin ikä tarkasteluhetkellä. Sisäiseen kutistumaan vaikuttaa ainoastaan betonin lujuus sekä ikä tarkasteluhetkellä. Sisäinen kutistuma lasketaan kaavoista (SFS-EN 1992-1-1, s. 34)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad (90)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (91)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (92)$$

missä $\varepsilon_{ca}(t)$ on sisäinen kutistuma ajanhetkellä t ,
 t on aika vuorokausina ja
 f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk ikäisenä [N/m^2].

4.2.4 Kutistuma liittorakenteissa

Liittorakenteiden tapauksissa, joissa teräsprofiili on täytetty sisustastaan betonilla, betoni ei ole juurikaan vuorovaikutuksessa ympäristön kanssa, eikä siitä pysty haihtumaan kosteutta ilmaan. Tästä taas seuraa, että betonin suhteellinen kosteus pysyy samana ja kuivumiskutistumaa ei esiinny. Tämänkaltaisissa rakenteissa huomioon on otettava ainoastaan autogeeninen kutistuma. (Wang et al. 2019, s. 270.)

Geng et al. (2012) sekä Samarakkody et al. (2017) vertasivat eurokoodin kutistumamallia kokeellisiin tuloksiin. Tulosten mukaan eurokoodin analyttinen kutistumamalli ilman kuivumiskutistumaa kuvaa hyvin liittopilarin todellista kutistumaa.

Liittopilareissa kutistuman suuruudella on merkittävä vaikutus teräsprofiilin ja betonin välille syntyvään tartunnan lujuuteen. Koska kutistuma määritetään suhteellisena pituuden muutoksena, liittopilarin poikkileikkauksen koon kasvaessa myös rako teräsprofiilin sisäpinnan ja betonin ulkopinnan välillä kasvaa. Tämän seurauksena

leikkausliitoksen lujuus näiden kahden materiaalin välillä pienenee. (Tao et al. 2016, s. 2.)

Tao et al. (2016) havaitsivat tutkiessaan liittopilareiden kutistumaa, että teräksen ja betonin välille ei ilmestynyt rakoja, kun poikkileikkauksen koko oli pienempi kuin 200 mm. Kun taas poikkileikkauksen koko oli suurempi, 400 mm ja 600 mm, silmin nähtävä rako oli havaittavissa teräksen ja betonin rajapinnalla lähes koko poikkileikkauksen ympärillä.

Uy (2001) tutki kutistuman suuruutta liittopilareiden tapauksissa ja raportoi kutistuman olevan noin $160 \mu\epsilon$ 140 päivän päästä suljetuissa olosuhteissa. Eurokoodi SFS-EN 1994-1-1 Liite C antaa opastavia arvoja liittorakenteiden vapaille kutistumille. Verrattaessa Uyn saamaan kutistuman arvoon, Eurokoodin 4 liitteen C mukaan kutistuma on suuruudeltaan $200 \mu\epsilon$ ei-kuivissa tai täyteisissä rakenneosissa, joihin liittopilarin voidaan käsittää kuuluvan (SFS-EN 1994-1-1, s. 100).

4.3 Lujuusominaisuudet

Betonin tärkeimpänä ominaisuutena voidaan pitää sen puristuslujuutta. Vetolujuus betonilla on puristuslujuutta huomattavasti pienempi, ainoastaan noin 5-8 % puristuslujuudesta. Betonin puristuslujuuden kasvaessa vetolujuus pienenee suhteellisesti. Vetolujuuden tunteminen on etenkin tärkeää, kun suunnitellaan betonirakenteita ilman raudoitusta tai rakenteen halkeamariskejä arvioitaessa. (Haara 2018, s. 84.)

4.3.1 Puristuslujuus

Rakenneteknisesti betonin tärkein ominaisuus on kyky kestää korkeita puristusjännityksiä. Betonin puristuslujuus määritellään 28 vuorokauden iässä lieriö- ja kuutiokokeiden perusteella, jonka mukaan eurokoodi jaottelee betonin eri lujuusluokkiin. Betonin monet ominaisuudet, kuten vetolujuus ja kimmokerroin, ovat verrannollisia puristuslujuuteen. Eurokoodissa betonin lujuusluokat ilmaistaan kirjaimella C ja perään tulevalla lukuarvolla lieriölujuus/kuutiolujuus, $f_{ck}/f_{ck.cube}$. Taulukossa 1 on esitetty betonin lujuusluokat Eurokoodi 2 mukaan. (Haara 2018, s. 85.)

Taulukko 1. Betonin lujuusluokat (mukaillen SFS-EN 1992-1-1, s. 30).

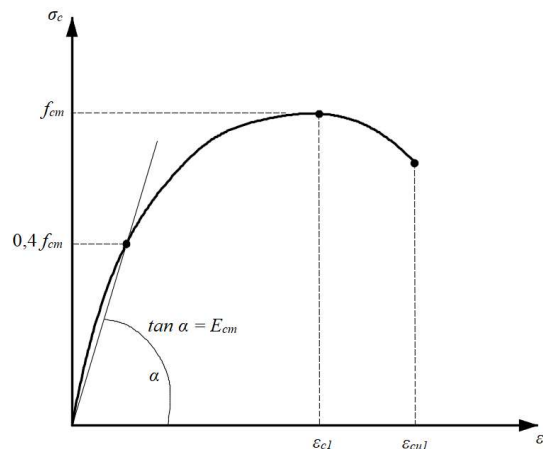
C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105

Betonin lieriölujuuden keskiarvo määritetään kaavasta

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (93)$$

missä f_{cm} on keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä [MPa] ja (Leskelä 2008, s. 33).

Betonin käyttäytyminen on lineaarisesti kimmoisaa jännitykseen $0,4f_{cm}$ asti, minkä alapuolella betonin jännitys-muodonmuutosyhteyttä voidaan kuvata vakiokimmokertoimella. Kun tämä jännitys ylitetään, alkaa betonissa ilmenevään mikrohalkeamia, jolloin betonin muodonmuutokset alkavat kasvaa nopeammin jännityksen suhteen ja jännitys-muodonmuutoskäyrä pyöristyy. Betoniin alkaa myös muodostua plastista muodonmuutosta ja käyttäytyminen on epälineaarista. Kun jännitys saavuttaa keskimääräisen puristuslujuuden f_{cm} , betonin käyttäytymistä kutsutaan pehmeneväksi, eli jännitys alkaa laskea ja muodonmuutos kasvaa. Kuvassa 28 on eurokoodissa 2 esitetty jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuva. (Leskelä 2008, s. 28, s. 34-36.)



Kuva 28. Betonin jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuva (mukaillen SFS-EN 1992-1-1, s. 35).

Kuvassa 28 ε_{c1} kuvaa muodonmuutosta jännityksen huippuarvon kohdalla ja ε_{cu} kuvaa murtopuristumaa. Betonin lujuuden kasvaessa ε_{c1} myös kasvaa, mutta suhde murtopuristumaan ε_{cu1} pienenee, eli betonin käyttäytyminen muuttuu hauraammaksi. (Leskelä 2008, s. 35)

Betonin käyttäytymistä alle $0,4f_{cm}$ jännityksillä kuvataan sekanttimoduulilla E_{cm} eli kimmokertoimen likimääräisellä arvolla jännitystasojen välillä $\sigma_c = 0$ ja $0,4f_{cm}$. Sekanttimoduuli voidaan laskea kaavasta

$$E_{cm} = 22(0,10 f_{cm})^{0,3} \quad (94)$$

missä E_{cm} on betonin sekanttimoduuli [GPa] ja
 f_{cm} on keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä [MPa].
 (Haara 2018, s. 94.)

4.3.2 Vetolujuus

Betonin vetolujuus on suhteellisen pieni verrattuna puristuslujuuteen, joten rakenteiden mitoitus harvoin perustuu betonin vetolujuuteen. Betonirakenteissa vetojännitykset otetaan vastaan käyttämällä raudoitusta. Vetojännityksen ylittyminen on havaittavissa betonirakenteessa halkeiluna. Halkeilun estäminen kokonaan läheskään aina mahdollista eikä välttämätöntä, mutta niiden määrää, paikkoja ja kokoja tulee hallita rakenteen toiminnan ja säilyvyyden varmistamiseksi (Haara 2018, s. 89). Betonin vetolujuus voidaan laskea kaavoista

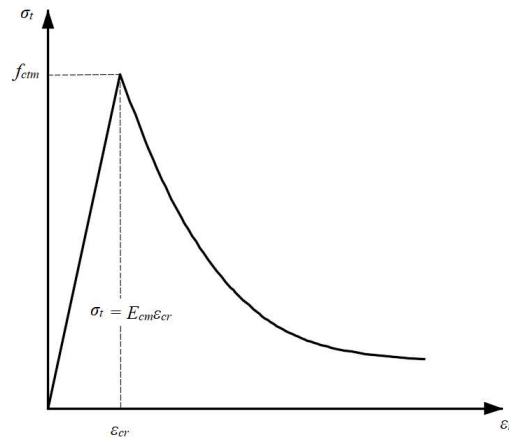
$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{(2/3)} \quad \text{kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (95)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + 0,1f_{ck}) \quad \text{kun } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (96)$$

missä f_{ctm} on keskimääräinen vetolujuus [MPa] (SFS-EN 1992-1-1, s. 30).

Kuvassa 29 on esitetty betonin jännitys-muodonmuutos-kuvaaja vetojännityksen alaisena. Kuvaajasta huomataan, että betonin muodonmuutos on lineaarisesti kimmoisaa jännitykseen f_{ctm} asti, jonka jälkeen jännitys tippuu nopeasti muodonmuutoksen

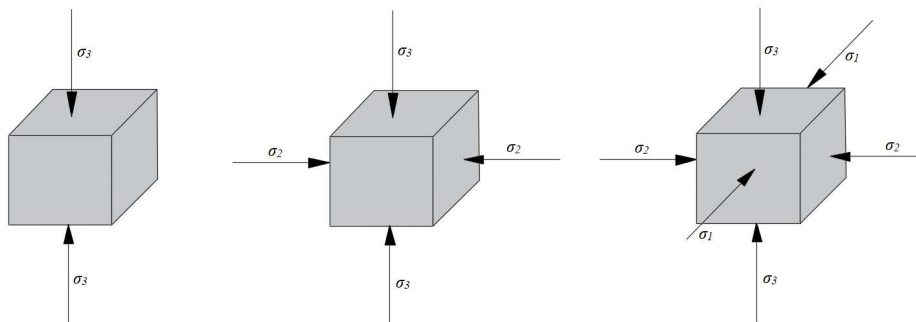
kasvaessa. Kuvaajassa ε_{cr} on vetolujuutta vastaava murtovenymä. Murtovenymä on murtopuristumaan verrattuna pieni. (Leskelä 2008, s. 39).



Kuva 29. Betonin jännitys-muodonmuutos-kuvaaja vetojännityksen alaisena (mukaillen Helmi 2019).

4.3.3 Moniaksaalinen puristuslujuus

Betoni on aksiaalisessa jännitystilassa esimerkiksi taivutetun suorakaidepalkin palkin puristusvyöhykkeellä tai hakaraidoitettussa pilarissa. Kun betonin puristuu määräävän jännityksen suuntaan ja laajeneminen eli dilataatio on estetty kahdessa poikittaisessa suunnassa, voidaan sanoa betonin olevan suljettuna. Suljetussa betonissa sisäiset halkeamat alkavat myöhemmin ja niiden kasvu hidastuu, jolloin ne tapahtuvat suuremman määräävän jännityksen alaisena. Tästä syystä betonin puristuslujuus on suurempi moniaksaalisessa jännitystilassa verrattuna yksiaksaaliseen jännitystilaan. Kuvassa 30 on esitettyä mahdolliset puristusjännitystilat. (Leskelä 2008, s. 37.)



Kuva 30. Betonin puristusjännitystilat: yksiaksaalinen, kaksiaksaalinen ja kolmiaksaalinen (mukaillen He et al. 2020).

Betonin kaksiakiaalinen puristuslujuus on arviolta 1,18–1,27-kertainen verrattuna yksiakiaalisen puristuslujuuteen (He et al. 2020). Eurokoodi määrittelee betonin paikallisen puristuskestävyyden, mutta kaksiakiaalisen puristuslujuuden määritelmää siitä ei löydy. Fib Model Code 2010:n mukaan se voidaan arvioida kaavalla

$$f_{c,2} = (1,2 - \frac{f_{cm}}{1000})f_{cm} \quad (97)$$

missä f_{cm} on betonin kaksiakiaalinen puristuslujuus [N/m^2]
(The International Federation for Structural Concrete 2010).

4.3.4 Varhaisiän lujuus ja kimmokerroin

Betonin tavallinen lujuuden arvosteluikä on 28 vuorokautta, mutta lujuudenkehitys ei ole suoraviivaista. Vetolujuuden ja puristuslujuuden oletetaan kehittyvän samaan tahtiin, kun betonin ikä on alle 28 vuorokautta (Leskelä 2008, s. 33-34). Lujuudenkehitystä voidaan arvioida käyttämällä tietokonesovelluksia, rakenteesta mitattujen lämpötilojen perusteella tai yksinkertaisien laskukaavojen avulla (Haara 2018, s. 92). Eurokoodi 2 mukaan betonin iästä riippuvaa puristuslujuutta alle 28 vuorokauden ikäisenä 20 asteen keskilämpötilassa voidaan arvioida kaavalla

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (98)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right) \quad (99)$$

missä $f_{cm}(t)$ on betonin puristuslujuus ajanhetkellä t [N/m^2]
 t on ikä vuorokausina
 s on sementin tyypistä riippuva kerroin (SFS-EN 1992-1-1, s. 28).

Betonirakenteen lujuudenkehitykseen vaikuttavia tekijöitä on esimerkiksi betonin lämpötila, sementin määrä ja käytetyt lisäaineet (Haara 2018, s. 93). Betonin kimmokerroin varhaisessa vaiheessa on myös pienempi, mutta se kehittyy nopeammin kuin betonin lujuus. Sekanttimoduuli tietyllä ajanhetkellä t voidaan arvioida kaavalla

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3} E_{cm} \quad (100)$$

missä $E_{cm}(t)$ on betonin sekanttmoduuli ajanhetkellä t [N/m^2]
(SFS-EN 1992-1-1, s. 31).

5 FEM-LASKENTA

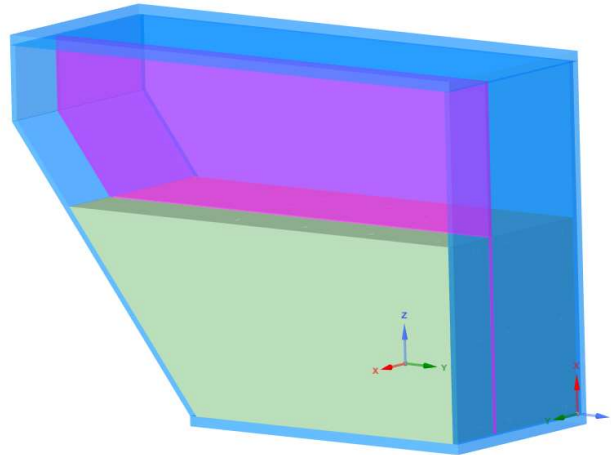
Tämän työn kokeellinen osa eli laskenta-analyysi suoritettiin kahdessa osassa FEM-laskennalla, joista ensimmäisessä tutkittiin teräksen ja betonin välillä olevaa kontaktia eli liittovaikutusta tämän työn tapauksen rakenteessa. Laskennan toisessa osassa tutkittiin työn tapauksen perustuksen dynaamista käyttäytymistä, kun siihen kohdistetaan iskumainen kuormitus.

5.1 Kontaktilaskenta

Kontaktilaskenta suoritettiin ANSYS 2022R2 Mechanical elementtilaskentaohjelman Static Structural- moduulissa. Laskennan tavoitteena oli selvittää, millainen kontakti betonin ja teräksen välillä on, kun huomioidaan betonin muodonmuutokset eli lämmönkehitys kuivumisessa ja tämän jälkeen tapahtuva kutistuma. Lisäksi tutkittiin lämmönkehityksen vaikutusta ympäröivään teräsrakenteeseen.

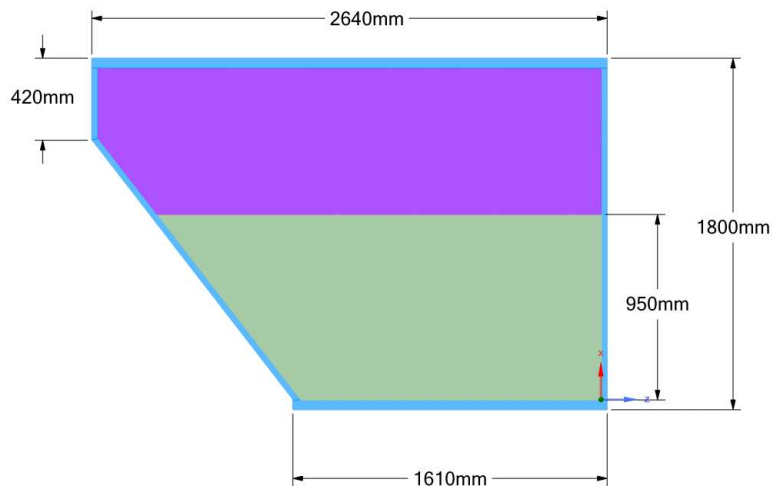
5.1.1 Geometria

Geometria luotiin ANSYS 2022R2 ohjelmaan integroidulla SpaceClaim mallinnusohjelmalla. Perustuksen geometria koostuu eri paksuisista teräslevyrakenteista, leikkausliittimistä ja betonista. Perustuksen laippojen eli ylälevyn ja pohjalevyn paksuus on 50 mm, jäykistelevyn paksuus perustuksen keskellä on 25 mm ja muut teräslevyt ovat paksuudeltaan 30 mm. Perustuksesta mallinnettiin ainoastaan puolikas, jotta laskenta-aika voidaan minimoida. Kuvassa 31 on esitettyä perutuksen geometria, jossa betoni on nähtävissä vihreänä.



Kuva 31. Kontaktilaskennassa käytetty perustuksen 3D-geomeria.

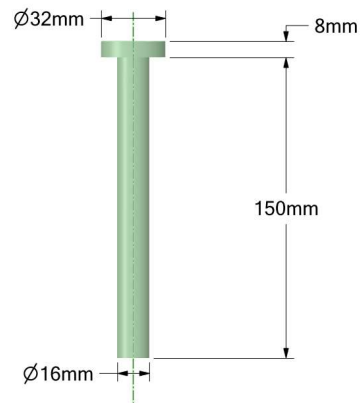
Mitoiltaan x -akselin suhteen puolitettu perustus on 2,64 m leveä, 1,8 m korkea ja sen syvyys on 1,0 metriä. Betonin yläpinnan korkeus on 0,95 m pohjalevyn yläpinnasta. Kuvassa 32 on esitetty perustuksen poikkileikkauksen mitat. Betoni on kuvassa vihreällä.



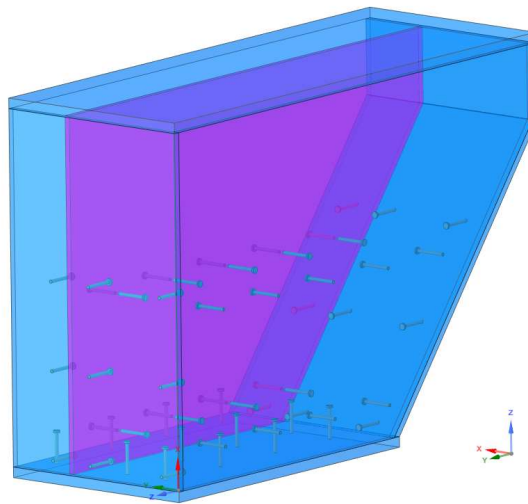
Kuva 32. Perustuksen poikkileikkauksen päämitat.

Leikkausliittimien varren halkaisija on 16 mm ja niiden päiden halkaisija taas 32 mm. Liittimen varren pituus taas on 150 mm ja pään paksuus 8 mm. Leikkausliittimiä

sijoitettiin sekä pohjalevyyn, uumalevyihin sekä jäykistelevyyn. Kuvassa 33 on esitettyinä leikkausliittimien dimensiot ja kuvassa 34 niiden sijainnit.



Kuva 33. Leikkausliittimien dimensiot.

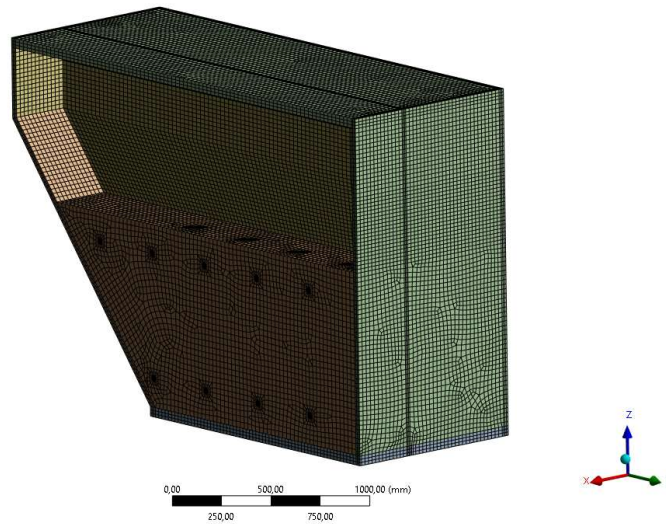


Kuva 34. Leikkausliittimien sijainnit.

5.1.2 Elementtityypit

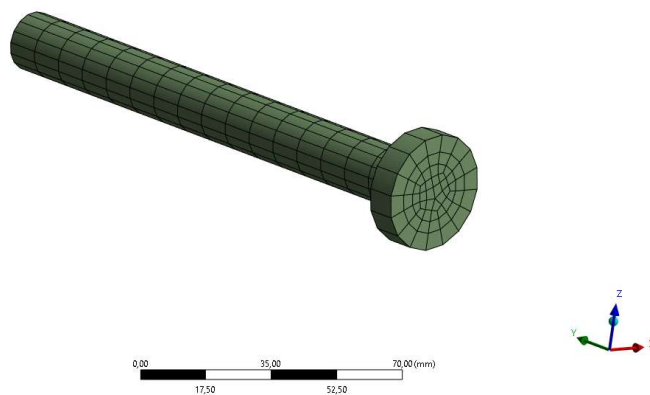
Elementtityypeinä laskentamallissa käytettiin lineaarisia solidielementtejä, joista suurin osa oli kahdeksansolmuisia kuusitahokkaita elementtejä. Lisäksi ANSYS-ohjelman verkottaja loi pienen määrän nelisolmuisia tetra-, kuusisolmuisia kiila- ja viisisolmuisia pyramidielementtejä paikkoihin, joissa kuitenkin ei esiinny merkittäviä jännityksiä

laskennan kannalta. Suurin osa näistä elementeistä sijaitsi betonin sisäpuolella keskiosissa. Kokonaisuudessaan kontaktilaskennan elementtiverkko sisälsi 349801 solidielementtiä ja 345563 solmupistettä. Kuvassa 35 on esitettyä tässä laskennassa käytetty elementtiverkko.



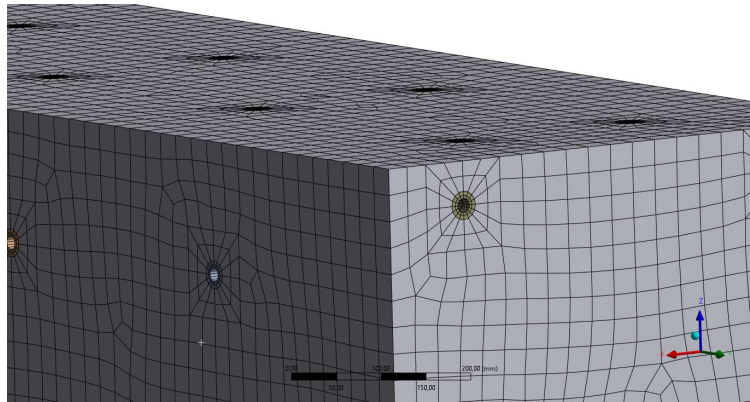
Kuva 35. Laskentamallin elementtiverkko.

Leikkausliittimille käytettiin tiheämpää verkkoa, jossa liittimien reunat jaettiin kuuteentoista osaan. Leikkausliittimien varsi jaettiin pituussuunnassa myös kuuteentoista osaan. Kuvassa on 36 esitettyä leikkausliittimien elementtiverkko.



Kuva 36. Leikkausliittimien elementtiverkko.

Betonin elementtiverkko luotiin siten, että leikkausliittimien elementtiverkon solmut ovat suoraan kytköksissä betonin elementtiverkon solmuihin. Tämä vaati betonin geometrian jakamista leikkausliittimien sijainneissa 32 mm halkaisijaltaan oleviin lieriöihin, joissa on liittimen varren kokoinen 16 mm halkaisijaltaan oleva reikä. Lieriöt kytkettiin betonin solmuihin Ansysksen Shared Topology- toiminnolla. Lisäksi betonin pintoihin tehtiin neliön muotoisia apupintoja strukturoimaan verkotusta. Kuvassa 37 on esitettyä betonin elementtiverkko.



Kuva 37. Betonin elementtiverkko.

5.1.3 Kuormitukset

Lämmönkehityksessä tapahtuva lämpötilannousu arvioitiin kirjallisuuden perusteella, jolloin betonille asetettiin vakiolämpötila 70 °C. Teräsrakenteiden lämpötila arvioitiin massiivibetoniin syntyvien lämpötilaerojen perusteella. Teräslevyrakenteiden ja leikkausliittimien lämpötilaksi asetettiin 50 °C. Kutistumasta aiheutuva muodonmuutos huomioitiin muuttamalla arvioitu kutistuma ekvivalenttisiksi lämpötilamuutoksiksi. Betonin lämpölaajenemiskerroin tiedetään olevan $10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$ ja kutistuman tämänkaltaisessa rakenteessa arvioitiin kirjallisuuden perusteella olevan noin 200 $\mu\epsilon$. Betonin lämpötilanmuutokseksi huoneenlämmöstä $\Delta^\circ\text{C} = -20^\circ\text{C}$ eli lämpötila asetettiin 0 °C. Koska betonin lujuus on alhaisempi maksimilämpötilan kohdalla, ennen kutistumista betonin materiaaliarvot muutettiin täyteen lujuuteen. Materiaaliparametrit on esitetty kappaleessa 5.2.2.

Lämpötilakuormien lisäksi laskennassa otettiin huomioon rakenteen omasta painosta aiheutuva kuormitus. Kuormitukset jaettiin neljään aika-askeleeseen, joista ensimmäisessä kuormituksena oli ainoastaan omapaino, toisessa lämpölaajenemisesta aiheutuvat lämpökuormat, kolmannessa betonin materiaalimallin muutos ja neljännessä kutistumisesta aiheutuva muodonmuutos ekvivalenttisenä lämpökuormana. Neljännessä aika-askeleessa teräksen ja betonin lämpötila palautettiin takaisin huoneenlämpötilaan, jonka lisäksi betonille lisättiin kutistumisesta ekvivalentti lämpötilanmuutos. Ympäristön lämpötilana laskennassa käytettiin 20°C. Taulukossa 2 on esitettyinä aika-askeleet ja niiden kuvaukset.

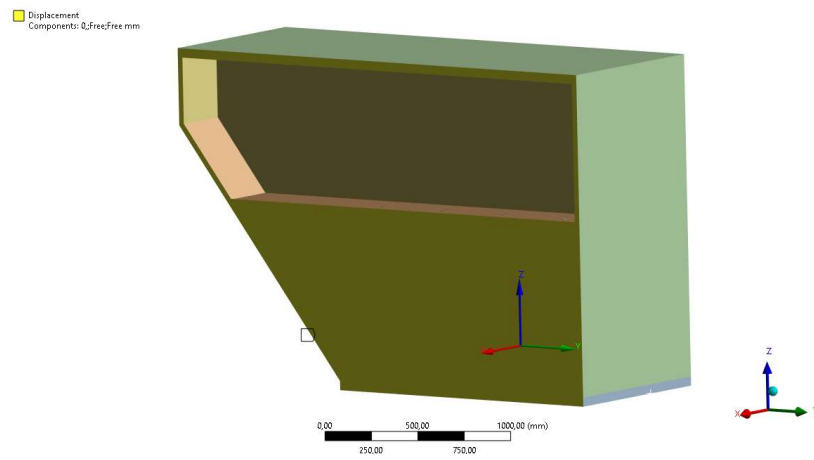
Taulukko 2. Kontaktilaskennan aika-askeleet

Aika-askeleen kuvaus	Aika	Omapaino	Lämpötila betoni	Lämpötila teräs
Omapaino	1s	9,8066 m/s ²	20 °C	20 °C
Lämpölaajeneminen	2s	9,8066 m/s ²	70 °C	50 °C
Materiaalimallin muutos	3s	9,8066 m/s ²	70 °C	50 °C
Kutistuminen	4s	9,8066 m/s ²	0 °C	20 °C

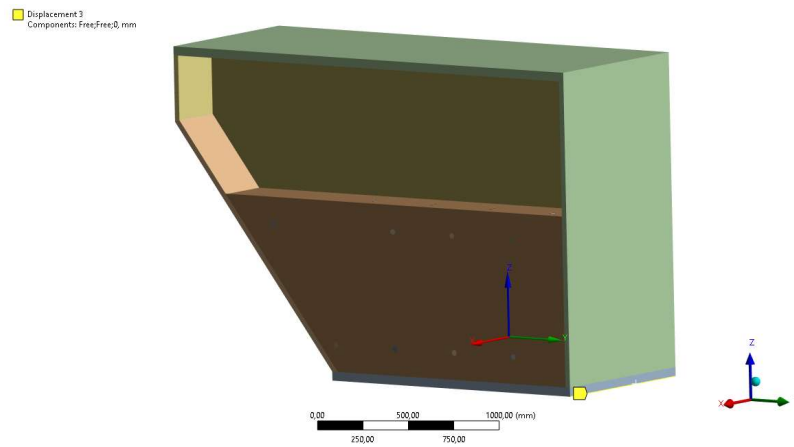
5.1.4 Reunaehdot

Laskentamallissa hyödynnettiin symmetriareunaehto, jolla laskenta-aika saadaan huomattavasti pienemmäksi. Symmetriareunaehto mallinnettiin siirtymäreunaehtona, jolloin puolitetun rakenteen katkaisukohtaan pintojen siirtymät estettiin niiden normaalin suunnassa.

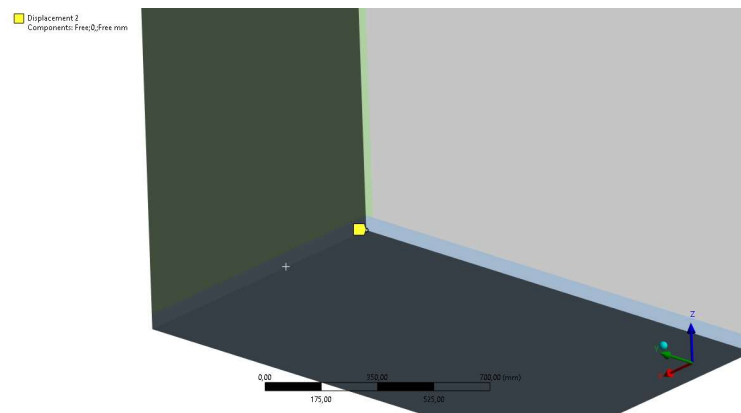
Laitteperustuksen pohjan tuenta mallinnettiin käyttämällä Compression Only- tuentaa, jossa tuennalle määritetty pinta voi liukua kitkattomasti ja nousta ylöspäin, mutta ei painua alaspäin pintaa kohtisuorassa suunnassa. Jotta laskentamallissa ei esiinny jäykän kappaleen liikettä, täytyy mallissa lisäksi tukea kahden muun suunnan liike (Z ja Y). Z-suunnan tuenta määritettiin valittuun reunaan ja Y-suunnan tuenta valittuun pisteeseen. Siirtymäreunaehdot ovat nähtävissä kuvista 38, 39 ja 40.



Kuva 38. Laskentamallin symmetriareunaehto.



Kuva 39. Z-suunnan siirtymäreunaehto (kuvassa keltaisella).



Kuva 40. Y-suunnan siirtymäreunaehto (kuvassa keltaisella).

5.1.5 Kontakti

Laskentamallissa määritetyt kontaktit on merkittävä osa laskenta-analyysiä. Teräksen ja betonin väliset kontaktit määritettiin Bonded-kontaktina, jonka lisäksi kontakteille määritettiin Contact Debonding ominaisuus, joka sallii pintojen välisen irtoamisen CZM-menetelmän mukaan. Contact Debonding simulaatiolla pyrittiin kuvaamaan ainoastaan adheesion osuutta teräksen ja betonin välisessä rajapinnassa. Kontaktille määritettiin myös kitkakerroin, jonka arvona käytettiin 0,25. Kontakti ottaa huomioon kitkakertoimen, jos pintojen välillä esiintyy normaalinsuuntaista painetta tai kun kontakti on irronnut.

Ansyksessä kahden pinnan välisessä kontaktissa määritetään toinen kontaktipinnaksi ja toinen kohdepinnaksi. Tämänkaltaista pintojen välistä kontaktia käytettiin tässä työssä betonin ja teräksen välillä. ANSYS käyttää kontaktipintojen analyysissä kontaktielementtejä CONTA174 ja TARGE170, joista ensimmäinen asetetaan kontaktipinnalle ja jälkimmäinen kohdepinnalle. Edellä mainitut elementit sijoitetaan solidielementtien pinnoille, joille on määritetty kontakti. (ANSYS 2022 Element Reference, s. 588.)

Pintojen valinnassa olennaista on se, että kontaktipinta ei voi työntyä kohdepinnan sisään, mutta kohdepinnan työntyminen kontaktipinnan sisään on mahdollista. Tämän työn laskennassa teräsrakenteet määritettiin kohdepinnaksi ja betoni kontaktipinnaksi.

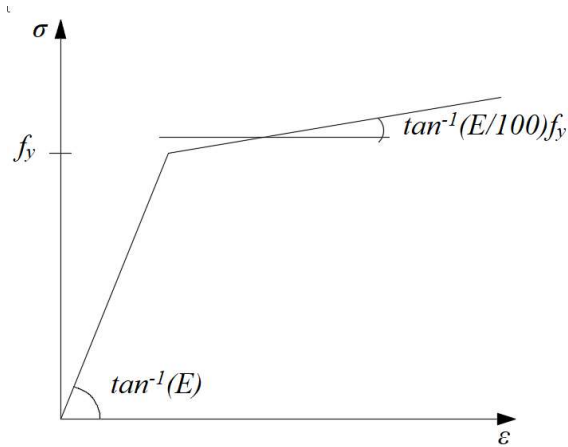
Teräsrakenteiden välinen kontakti mallinnettiin Ansyksen Shared Topology toiminnolla, jossa ohjelma liittää rakenteiden elementtiverkot yhteen liittymäkohdissa. Teräksisten leikkausliittimien kontakti teräslevyrakenteisiin mallinnettiin MPC-kontaktilla, jossa kahden eri pintojen solmut kytketään toisiinsa yhtälörajoitteiden avulla.

5.2 Materiaalimallit

5.2.1 Teräs

Eurokoodi 3 materiaalimallien mukaan teräksen käyttäytyminen on lineaarisesti kimmoista eli venymä kasvaa jännityksen mukaan kimmokertoimen suhteessa aina myötöjännitykseen asti. Myötöjännityksen ylittyessä venymä alkaa kasvamaan nopeammin ja teräkseen muodostuu plastista eli pysyvää muodonmuutosta. Eurokoodi 3

antaa vaihtoehtoja teräksen käyttäytymisen mallintamiseen rakenneanalyysissä, joista tässä työssä käytetään c) kohdan mukaan. Materiaalin käyttäytyminen on esitetty kuvassa 41. (SFS-EN 1993-1-5 2006 s. 52.)



Kuva 41. Teräksen käyttäytyminen (mukaiillen SFS-EN 1993-1-5 2006 s. 52).

Tässä käyttäytymisessä myötöjännityksen ylittyessä teräs myötölujenee lineaarisesti syötetyn kulmakertoimen eli tangenttimoduulin mukaan. Käytetyt teräksen materiaaliominaisuudet ovat lueteltuna taulukossa 3, jossa kimmokerrotimeksi E , Poissonin vakiona ν ja lineaarisena lämpölaajenemiskertoimena α käytetään Eurokoodin 3 mukaisia arvoja (SFS-EN 1993-1-1 2005, s. 28).

Taulukko 3. Teräksen materiaaliominaisuudet

Kuvaus	Parametri	Arvo	Yksikkö
Kimmokerroin	E	210	GPa
Liukkerroin	G	$E/2(1+\nu)$	
Poissonin vakio	ν	0,3	
Tiheys	ρ	7850	kg/m ³
Lämpölaajenemiskerroin	α	12×10^{-6}	1/°C
Tangenttimoduuli	E_t	2,1	GPa

5.2.2 Betoni

Betonin materiaalikäyttäytyminen on monimutkaista, sillä se käyttäytyy eri tavalla puristus- ja vetojännityksen alaisena sekä siinä esiintyy halkeilua ja murskaantumista. Yksi betonin käyttäytymistä kuvaava materiaalmalli on Drucker-Prager myötöehto, joka on käytettävänä ANSYS 2022R2-elementtilaskentaohjelmassa. Drucker-Prager materiaalmalli on yksi yksinkertaisimmista plastisista materiaalmalleista paineriippuvaisille materiaaleille. Myötöehdossa betonin epälineaarista käyttäytymistä kuvataan klassisen plastisuusteorian periaatteiden mukaan ja jossa suuret erot betonin käyttäytymisessä veto- ja puristusjännityksen alaisena voidaan ottaa huomioon. (Arslan 2006.)

Drucker-Prager myötöehtona on yleisesti metalleilla käytetty von Mises, johon yhdistetään riippuvuus hydrostaattisesta jännityksestä (ANSYS 2022 Theory Reference, s. 70). Jännitystilassa, jossa esiintyy joko ainoastaan vetoa tai vetoa ja puristusta, Drucker-Prager myötöehto on muotoa

$$f_{DPt} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \beta_t \sigma_m - \sigma_{Yt} \quad (101)$$

missä

f_{DPt} on myötöehto

σ_e on von Mises vertailujännitys [MPa]

σ_m hydrostaattinen jännitys [MPa] ja

β_t ja σ_{Yt} ovat vakioita (ANSYS 2022 Material Reference, s. 208).

Von Mises vertailujännitys pääjännitysten avulla lausuttuna on (ANSYS 2022 Theory Reference, s. 19)

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (102)$$

missä

σ_1, σ_2 ja σ_3 ovat pääjännityksiä [MPa].

Hydrostaattinen jännitys, joka lasketaan pääjännitysten keskiarvosta, on muotoa

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}. \quad (103)$$

Vakiot β_t ja σ_{Yt} voidaan ilmaista yksiakiaalisten veto- ja puristuslujuuksien avulla seuraavasti

$$\beta_t = \frac{\sqrt{3}(f_{cm} - f_{ctm})}{f_{cm} + f_{ctm}} \quad (104)$$

$$\sigma_{Yt} = \frac{2f_{cm}f_{ctm}}{\sqrt{3}(f_{cm} + f_{ctm})} \quad (105)$$

missä f_{cm} betonin yksiakiaalinen puristuslujuus [MPa] ja f_{ctm} on betonin vetolujuus [MPa].

Jännitystilassa, jossa ilmenee taas ainoastaan puristusta, myötöehto tulee muotoon

$$f_{DPc} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} + \beta_c \sigma_m - \sigma_{Yc} \quad (106)$$

missä f_{DPc} on myötöehto ja β_c ja σ_{Yc} ovat vakioita.

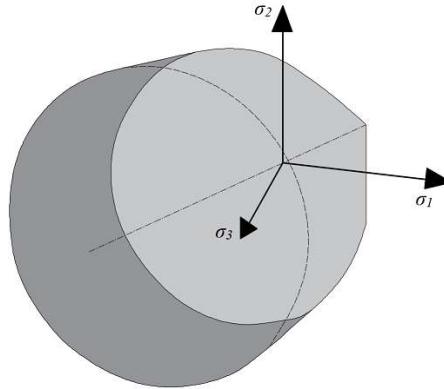
Tässä tapauksessa vakiot β_c ja σ_{Yc} voidaan ilmaista yksiakiaalisen ja kaksiakiaalisen puristuslujuuksien avulla seuraavasti

$$\beta_c = \frac{\sqrt{3}(f_{c,2} - f_{cm})}{2f_{c,2} - f_{cm}} \quad (107)$$

$$\sigma_{Yc} = \frac{f_{c,2}f_{cm}}{\sqrt{3}(2f_{c,2} - f_{cm})}. \quad (108)$$

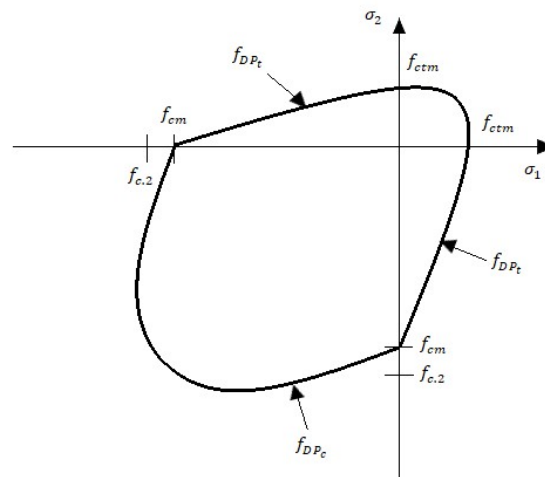
missä $f_{c,2}$ betonin kaksiakiaalinen puristuslujuus [MPa].

Myötöehdon periaate voidaan esittää kolmiulotteisessa koordinaatistossa myötöpinnan avulla kuvan 42 mukaisesti. (ANSYS 2022 Material Reference, s. 208-209).



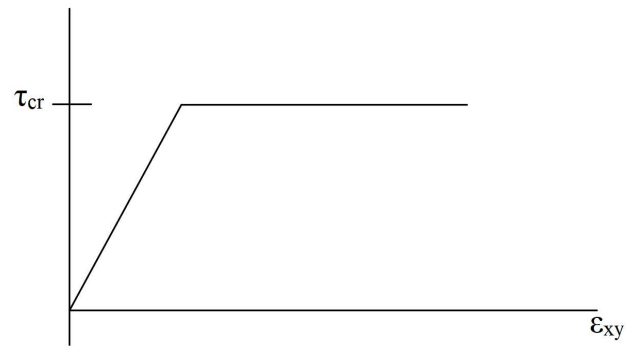
Kuva 42. Drucker-Prager myötöpinnan periaatekuva kolmiulotteisessa koordinaatistossa (mukaillen ANSYS 2022 Material Reference, s. 209).

Myötöehto voidaan esittää myös tasojännitystilassa eli kun $\sigma_3 = 0$. Kuvasta 43 huomataan, että materiaalimallin myötöpinta sallii määritettyä puristuslujuutta suuremman jännityksen, kun toinenkin pääjännitys on puristusta.



Kuva 43. Drucker-Prager myötöpinta tasojännitystilassa (mukaillen ANSYS 2022 Material Reference, s. 210).

Drucker-Prager mallissa myötöpinta ei muutu progressiivisen myötämisen aikana, joten se ei ota huomioon myötökovettumista tai myötöpehmenemistä. Materiaalin käyttäytyminen on siis ideaaliplastista. Kuvassa 44 on esitetty Drucker-Prager mallin jännitys-venymäkuvaaja.



Kuva 44. Drucker-Prager materiaalimallin jännitys-venymäkuvaaja (mukaiillen ANSYS 2022 Theory Reference, s. 69).

Drucker-Prager myötöehdon määrittämiseen vaaditaan kolme parametria, joita ovat yksiakselinen puristuslujuus, kaksiakselinen puristuslujuus sekä yksiakselinen vetolujuus. Taulukossa 4 on esitettyä C40/50 lujuusluokan betonin käytetyt materiaaliparametrit.

Taulukko 4. Betonin materiaaliominaisuudet

Kuvaus	Parametri	Arvo	Yksikkö
Kimmokerroin	E	35	GPa
Liukkerroin	G	$E/2(1+\nu)$	
Poissonin vakio	ν	0,2	
Tiheys	ρ	2400	kg/m^3
Lämpölaajenemiskerroin	α	10×10^{-6}	$1/^\circ\text{C}$
Yksiakselinen puristuslujuus	f_{cm}	40	MPa
Yksiakselinen vetolujuus	f_{ctm}	3,5	MPa
Kaksiakselinen puristuslujuus	f_{c2}	46,4	MPa

Lämpölaajenemisanalyysissä betonin arvioitiin saavan kirjallisuuskatsauksen perusteella maksimilämpötilansa noin kahden vuorokauden ikäisenä, jolloin betoni ei ole saavuttanut vielä täyttä lujuutta. Varhaisiän lujuudet arvioitiin tähän aika-asteeseen kaavojen 99, 100 ja 101 perusteella. Muut materiaaliominaisuudet pysyivät samoina aika-asteiden välillä. Taulukossa 5 on esitettyä aika-asteissa 1 ja 2 käytetyt betonin lujuusarvot.

Taulukko 5. Betonin varhaisiän lujuudet

Kuvaus	Parametri	Arvo	Yksikkö
Yksiaksaalinen puristuslujuus	f_{cm}	24	MPa
Yksiaksaalinen vetolujuus	f_{ctm}	2,1	MPa
Kaksiaksaalinen puristuslujuus	$f_{c,2}$	28,2	MPa

5.2.3 CZM-parametrit

Teräksen ja betonin materiaaliominaisuuksien lisäksi Contact Debonding ominaisuuden käyttö vaatii Cohesive Zone Material materiaaliominaisuuksien syöttämistä. CZM-materiaaliksi valittiin aikaisemmin jo esitetty Separation-Distance based Debonding, jossa vaadittuja materiaaliparametrejä ovat kontaktipintojen väliset suurimmat veto- ja leikkausjännitykset, sekä näiden suuntaiset siirtymät, jolloin kontakti irtoaa. Lisäksi materiaaliominaisuuksena täytyy syöttää keinotekoinen vaimennuskerroin (Artificial Damping Coefficient), jolla voidaan helpottaa laskennassa esiintyviä konvergointihaasteita. Kertoimella on yksikkönä sekunti, ja tässä työssä sille käytettiin arvona aika-askeleen kymmenesosaa. Taulukossa 6 on esitettynä laskennassa käytetyt CZM-materiaaliominaisuudet.

Taulukko 6. CZM-materiaaliparametrit

Kuvaus	Parametri	Arvo	Yksikkö
Normaalin suuntainen maksimi kontaktijännitys	σ_{max}	0,01	MPa
Tangentiaalinen maksimi kontaktijännitys	τ_{max}	0,03	MPa
Pintojen väli kontaktin irtoamisessa	u_n^c	0,1	mm
Pintojen tangentiaalinen siirtymä kontaktin irtoamisessa	u_t^c	0,09	mm
Keinotekoinen vaimennuskerroin	η	0,002	s

5.3 Dynaaminen laskenta

Dynaamisen laskentaosuuden tavoitteena oli selvittää, miten tämän työn liittorakenteisen perustuksen materiaalit käyttäytyvät yhdessä dynaamisesti, kun siihen kohdistetaan

iskumainen kuormitus. Dynaamisessa laskennassa tutkittiin aikaisemmin määriteltyä teräksen ja betonin välistä kontaktin vaikutusta dynaamiseen käyttäytymiseen. Lisäksi tässä diplomityön osassa tutkittiin, mikä betonin ominaisuuksista on hyödyllinen dynaamista kuormitusta vastaan. Tässä osiossa perustukselle ei suoritettu jännitustarkastelua, koska se oli rajattu työn ulkopuolelle. Edellä mainituiden syiden takia laskenta suoritettiin kolmessa eri osassa.

- 1) Teräksen ja betonin välillä kiinteä kontakti. Pinnat eivät pysty liukumaan eivätkä irtoamaan toisistaan.
- 2) Teräksen ja betonin välillä ei kontaktia. Betoni ainoastaan kontaktissa leikkausliittimien kanssa.
- 3) Laskennassa ainoastaan perustuksen teräsrakenteet, ei betonia.

Dynaaminen laskenta suoritettiin ANSYS 2022R2 Mechanical elementtilaskentaohjelman Transient Structural- moduulissa, johon linkitettiin Modal-moduuli. Tätä laskentatapaa kutsutaan moodisuperpositioperiaatteeksi (MSUP Transient), jossa systeemin vaste lasketaan moodianalyysistä saatavien ominaisvektorien lineaarikombinaatioiden avulla. Moodisuperpositioperiaatteen mukainen lineaarinen Transient-analyysi on huomattavasti laskentatehokkaampi kuin ns. täysi (Full) Transient, koska täysi menetelmä käyttää systeemin kokonaisia systeemimatriiseja. Menetelmän laskennallinen raskaus tulee siitä, että jokaisella aika-askeleella joudutaan iteroimaan systeemimatriisit. (ANSYS 2022R2 Structural Analysis Guide, s. 130.)

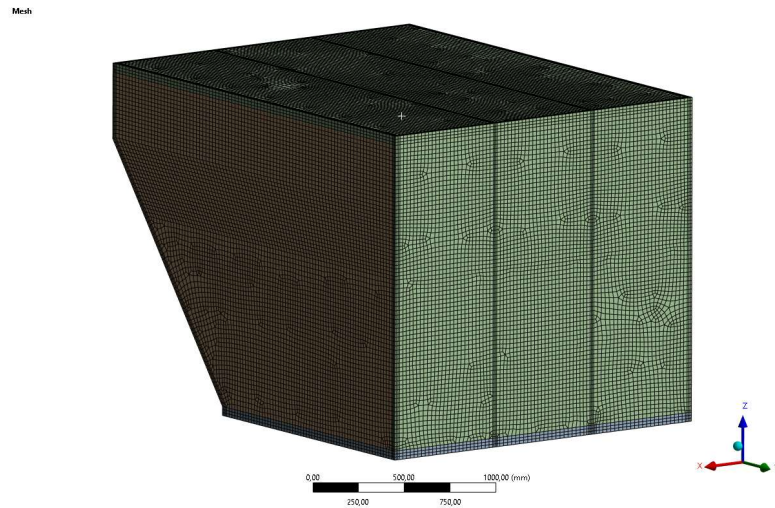
Tässä työssä elementtimäärä oli hyvin suuri, joten täyden Transient-analyysin laskenta-aika olisi mennyt kohtuuttoman pitkäksi. Moodianalyysissä eri ominaismuotojen ja -taajuuksien lukumääräksi asetettiin 50, joiden perusteella laskentaohjelma laskee systeemin vasteen Transient Structural- moduulissa. Tällöin systeemin värähtelyyn osallistuvan kumulatiivinen massa saatiin vaakasuunnissa noin 80 prosenttiin.

Lisäksi dynaamisen laskennan lopussa suoritettiin herkkyysanalyysi, jossa tarkasteltiin, onko betonin jäykkyys- vai massaominaisuus hyödyllinen dynaamista kuormitusta vastaan. Laskennat suoritettiin mallissa, missä betonin ja teräksen välillä ei ole kontaktia. Herkkyysanalyysi suoritettiin laskennoilla, missä betonilla ei ole ollenkaan massaa ja missä betonilla on kolminkertainen massa todelliseen massaan verrattuna. Laskenta

suoritettiin pienemmällä aikavälillä, koska tässä tapauksessa haluttiin tarkastella maksimiampplitudia ja vaimennusta lyhyellä aikavälillä.

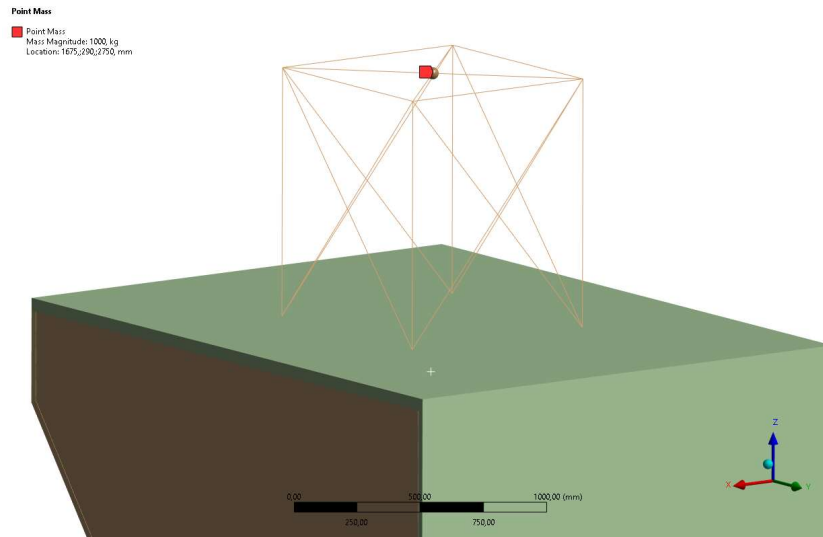
5.3.1 Geometria

Toisin kuin kontaktilaskennassa, dynaamisen käyttäytymisen kuvaamiseen ei voida hyödyntää symmetriareunaehtoa, sillä kaikki dynaamiset vasteet käyttäytyvät symmetrisesti. Tästä syystä geometriana käytettiin koko mallin geometriaa. Kuvassa 45 on esitettyä dynaamisen laskentamallin perustuksen geometria ja elementtiverkko.



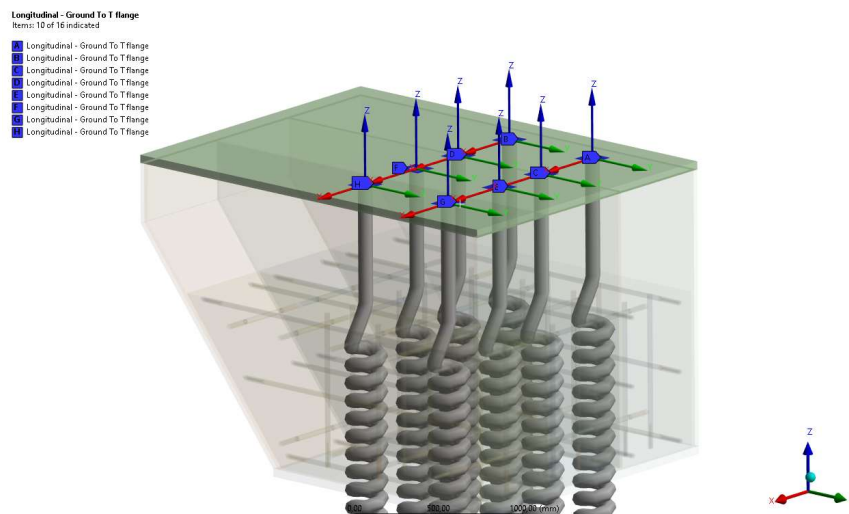
Kuva 45. Dynaamisen laskentamallin perustuksen elementtiverkko.

Dynaamisen kuormituksen mallintamista varten perustuksen päälle mallinnettiin palkkielementeistä 1,0 m korkea teräsristikkorakenne. Ristikkorakenne haluttiin mallintaa tavalla, jossa sillä on riittävä jäykkyys, mutta ei massaa, jotta perustuksen ominaistajuudet eivät vääristy. Palkkirakenteelle mallinnettiin kuitenkin ylätasen keskipisteeseen kuvitteellinen 1000 kg suuruinen pistemassa, jotta voidaan tarkastella perustuksen dynaamista käyttäytymistä massan värähdellessä yläpuolella. Palkkirakenne jäykistettiin x-ristikoinnilla ja palkit olivat poikkileikkaukseltaan 100x100 mm umpisuorakaideprofiilia. Palkkirakenne ja pistemassa on esitetty kuvassa 46.



Kuva 46. Palkkirakenne perustuksen päällä ja pistemassa.

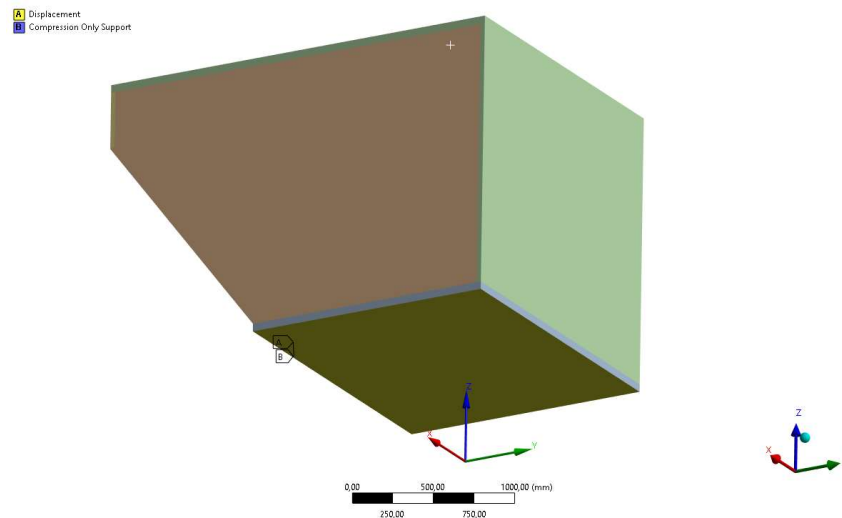
Perustuksen kiinnitys alla oleviin rakenteisiin mallinnettiin massattomina jousina, jotka kuvaavat M60 ruuveja. Jousille eli ruuveille määritettiin jousivakio, joka laskettiin jännityspinta-alan, kimmokertoimen ja pituuden avulla. Jousivakion arvona käytettiin $1,417 \times 10^5$ N/mm. Jousia mallinnettiin yhteensä kahdeksan kappaletta ja yhden jousen pituus oli 3500 mm. Jousien yläpää kiinnitettiin perustuksen ylälaippaan, 150 x 150 mm suuruisille referenssipinnoille. Jouset mallinnettiin COMBIN14-elementillä, joka on kaksisolmuinen yhteensä kuuden vapausasteen viivaelementti (ANSYS 2022 Element Reference, s. 189). Kuvassa 47 on nähtävillä jousien sijainnit.



Kuva 47. Jousien sijainnit.

5.3.2 Reunaehdot

Koska moodianalyysi on lineaarinen analyysi, ei epälinearisuuksia ole mahdollista sisällyttää analyysiin. Tuentareunaehdoiksi tässä analyysissä asetettiin perustuksen koko pohjan alalle siirtymäreunaehto X- ja Y-suunnissa. Perustuksen suuresta massan vuoksi perustuksen pohjan oletetaan pysyvän paikoillaan kitkan ja pulttien takia. Lisäksi pohja tuettiin pystysuunnassa Compression only- tuennalla. Kuvassa 48 on nähtävissä käytetyt tuennat.



Kuva 48. Dynaamisen laskentamallin tuennat.

5.3.3 Vaimennus

ANSYS laskentaohjelmassa vaimennus on mahdollista syöttää monella eri tapaa. Koska rakenne koostuu kahdesta eri rakennemateriaalista, globaalin vaimennuskertoimen sijaan on selkeämpää käyttää materiaalikohtaisia viskoosivaimennuskertoimia.

Vaimennuskertoimina teräkselle ja betonille käytettiin Eurokoodi 8 osan 2 taulukon 4.1.3 mukaisia materiaalikohtaisia viskoosivaimennuskertoimia. Taulukossa määritetään hitsatuille teräsrakenteen vaimennuskertoimeksi 0,02 ja raudoitettulle betonille 0,05 (SFS-EN 1998-2, 2005 s. 45). Kyseisiä vaimennuskertoimien arvoja käytettiin tässä työssä teräs- ja betonirakenteille.

Lisäksi aikaintegroinnin numeerisena vaimennuksena käytettiin ANSYS-laskentaohjelman suosittelemaa arvoa 0,5 %. Vaimennus syötettiin Transient Structural–

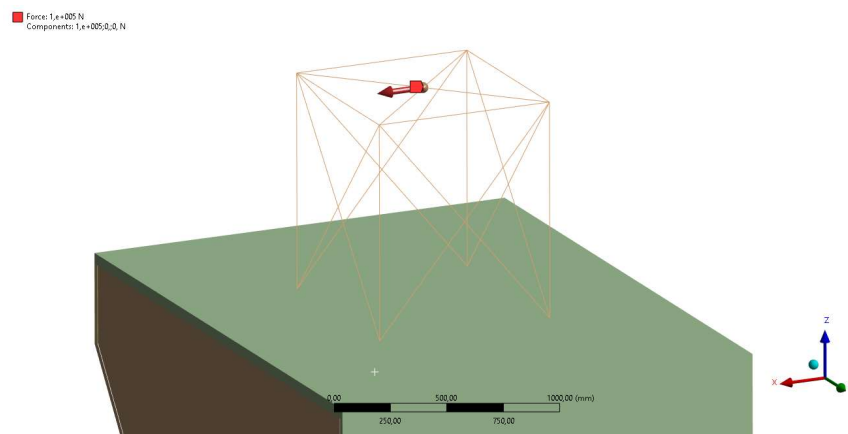
moduuliin, joten moodianalyysi suoritettiin vaimentamattomana moodianalyysinä. Moodianalyysiä ei nähty tarpeelliseksi suorittaa vaimennettuna, koska suhteelliset vaimennuskertoimet ovat verrattain pieniä. Vaimennettun ja vaimentamattoman ominaistajuuden ero tästä syystä on minimaalinen.

5.3.4 Transientti vasteanalyysi

Moodianalyysin jälkeen ANSYS analysoi systeemin vasteen Transient Structural-moduulissa, kun siihen kohdistetaan heräte. Tässä analyysissä systeemiin kohdistettiin lyhytkestoinen 100 kN impulssi, jonka vaikutusaika oli 0,008 s. Koska impulssi haluttiin kohdistaa levossa olevaan systeemiin, impulssi asetettiin alkavaksi 0,01 s kohdalla. Kuormitus asetettiin kasvavan lineaarisesti maksimiarvoonsa ja sen jälkeen palautuvan lineaarisesti takaisin nollaan. Kuormitus kohdistettiin perustuksen yllä olevan palkkirakenteen ylätasoon keskipisteeseen, ja voiman vaikutussuunnaksi positiivinen X-akseli. Kuvassa 49 on esitettyä impulssikuorman määrittäminen ja kuvassa 50 sen vaikutuspiste ja suunta.



Kuva 49. Impulssikuormituksen määrittäminen.



Kuva 50. Impulssikuorman vaikutuspiste ja suunta.

Laskennan aikaväli, jolla systeemin vastetta tarkasteltiin oli $[0, 0,4s]$, joka jaettiin 2000 eri aika-askeleeseen. Tällöin yhden aika-askeleen pituudeksi tuli $0,0002$ s. Aika-askel valittiin riittävän pieneksi, koska sillä saadaan parannettua laskentatarkkuutta. Kuitenkin liian pienen aika-askeleen käyttäminen on tarpeetonta ja tässä työssä laskenta-aika pyrittiin pitämään kohtuullisena. Kun dynaaminen vaste on yhdistelmä ominaismuotoja, ohjelman täytyy pystyä ratkaisemaan kokonaisvärähtelyyn osallistuvan korkeimman ominaismuodon vaikutus. Newmark aikaintegroinnissa ANSYS suosittelee käyttämään aika-askeleena noin kahtakymmentä sykliä korkeinta taajuutta kohden (ANSYS 2022 Structural Analysis Guide, s. 153). Tässä työssä korkeimmaksi kiinnostuksen kohteena olevaksi taajuudeksi määritettiin noin 250 Hz, jolloin aika-askeleeksi saadaan $1 / (20 \cdot 250 \text{ Hz}) = 0,0002$ s.

6 TULOKSET

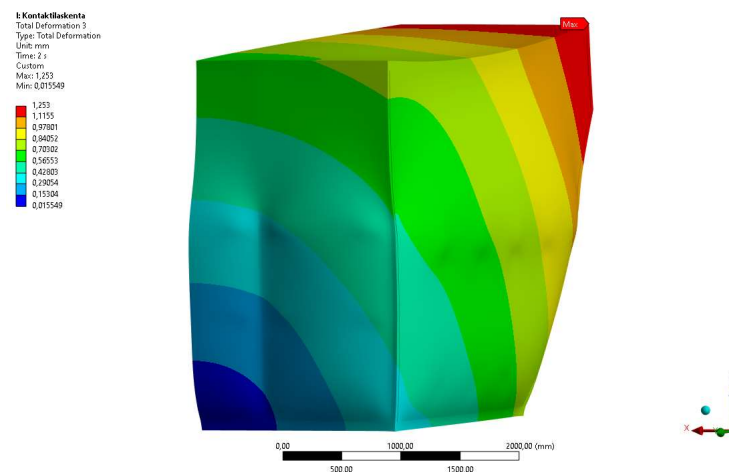
Tämän diplomityön tuloksia käsittelevä kappale jaetaan kahteen osaan, joista ensimmäisessä tarkastellaan kontaktilaskennan tuloksia ja jälkimmäisessä dynaamisen laskennan tuloksia.

6.1 Kontaktilaskenta

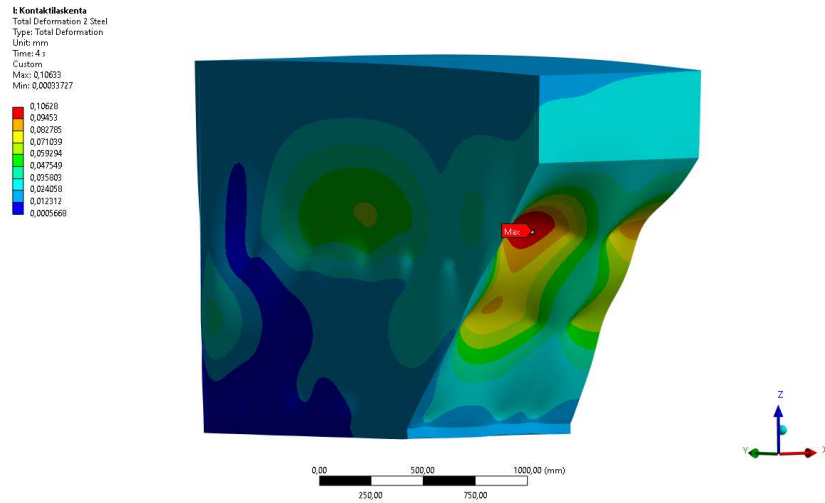
FEM-laskennan pohjalta tarkasteltiin perustuksen eri rakenneosiin syntyviä siirtymiä ja jännityksiä sekä lämpölaajenemisesta ja kutistumisesta. Lisäksi tarkastellaan betonin ja teräksen välisen kontaktin käyttäytymistä, jossa tarkasteltiin kontaktin tilaa ja pintojen välisiä siirtymiä.

6.1.1 Siirtymät ja jännitykset

Teräslevyrakenteiden muodonmuutokset lämpölaajenemisesta ja kutistumisesta on esitetty kuvissa 51 ja 52. Maksimisiirtymä laajenemisesta esiintyy siirtymäreunaehto- mukaisesti perustuksen ylänurkassa, joka on 1,253 mm. Kutistumisesta taas maksimisiirtymä esiintyy viistosti olevan levyrakenteen keskiosassa, kahden leikkausliittimen välissä. Levykentissä on havaittavissa leikkausliittimistä aiheutuvia ulkonemia sekä jäykistelevyn vaikutuksia lyhyempien XZ-tasossa olevien levykenttien käyttäytymiseen.

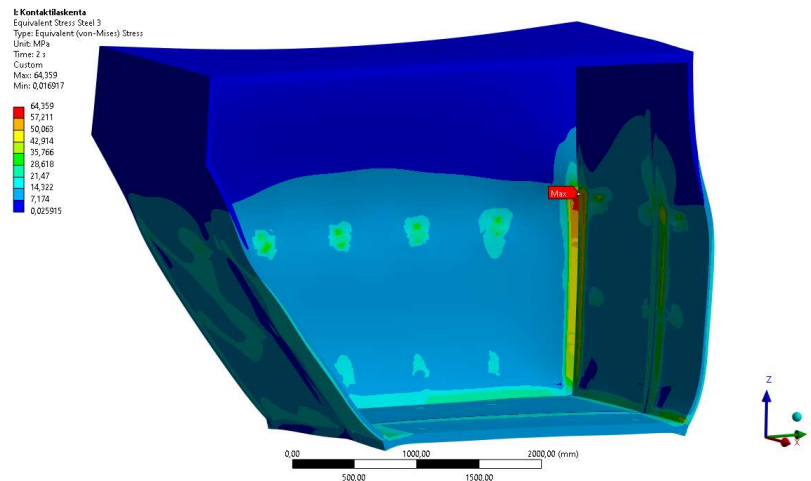


Kuva 51. Teräslevyrakenteiden muodonmuutokset lämpölaajenemisesta (2000-kertainen skaala).



Kuva 52. Teräslevyrakenteiden muodonmuutokset betonin kutistuessa (2000-kertainen skaala).

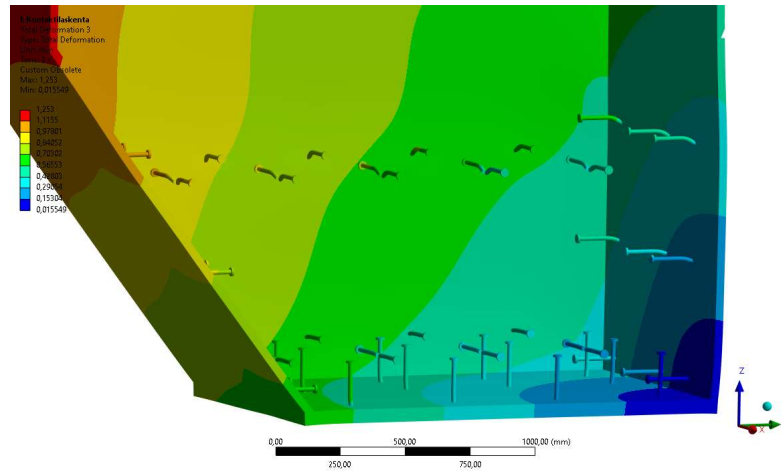
Teräslevyrakenteissa maksimijännitys esiintyy lämpölaajenemisen jälkeen nurkassa, joka sijaitsee betonin yläpinnan kohdalla. Maksimijännitys on 64,359 MPa. Jännitysjakautuma levyissä on nähtävissä kuvassa 53. Jännityskeskittymiä esiintyy myös leikkausliittimien kiinnityskohdissa. Kutistumisen jälkeen maksimijännitys on suuruudeltaan 40,215 MPa.



Kuva 53. Teräslevyrakenteiden jännitykset lämpölaajenemisen jälkeen.

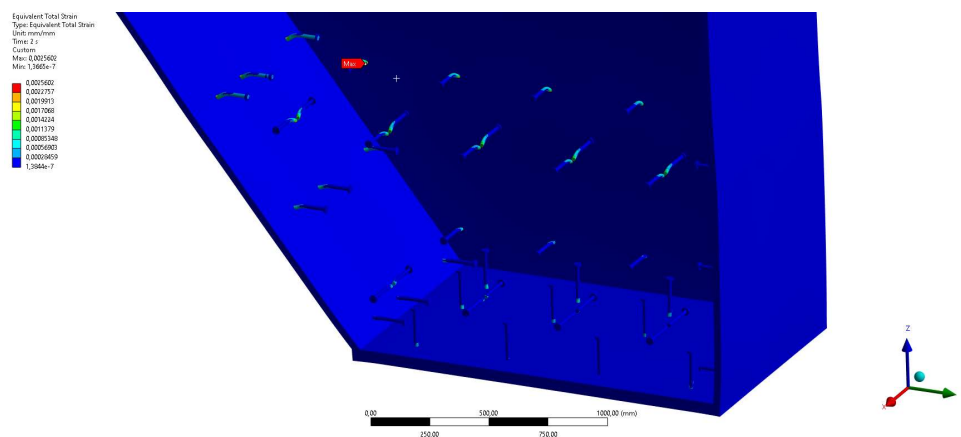
Leikkausliittimien muodonmuutokset lämpölaajenemisessa on esitetty kuvassa 54. Leikkausliittimien suhteelliset muodonmuutokset ovat huomattavasti suurempia verrattuna teräslevyrakenteiden muodonmuutoksiin, sillä skaala on kymmenen kertaa

pienempi kuin kuvassa 53. Muodonmuutoksien havainnollistamiseksi jäykistelevy on piilotettu näkymästä.



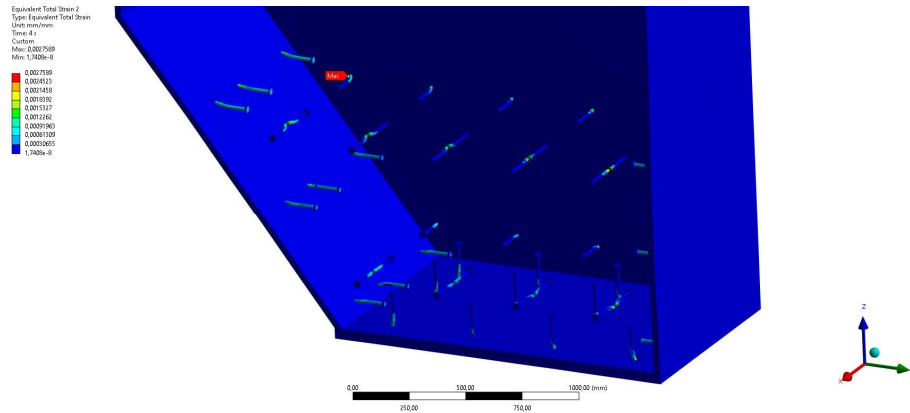
Kuva 54. Leikkausliittimien muodonmuutokset lämpölaajenemisessa (200-kertainen skaala).

Kokonaismuodonmuutos ei kuitenkaan kuvaa leikkausliittimien suhteellista muodonmuutosta, koska ne laajenevat levyrakenteiden mukana. Liittimien kokonaisvenymät on esitetty kuvassa 55. Suurimmat venymät esiintyvät ylimpien rivien liittimillä, jotka sijaitsevat lähellä levyrakenteiden nurkkia. Lisäksi suurimmat venymät esiintyvät liittimissä niiden varren alkuosassa, lähellä kiinnityspistettä levyrakenteisiin. Suurin esiintyvä kokonaisvenymä lämpölaajenemisen seurauksena on 0,0025602.



Kuva 55. Leikkausliittimien kokonaisvenymät lämpölaajenemisessa.

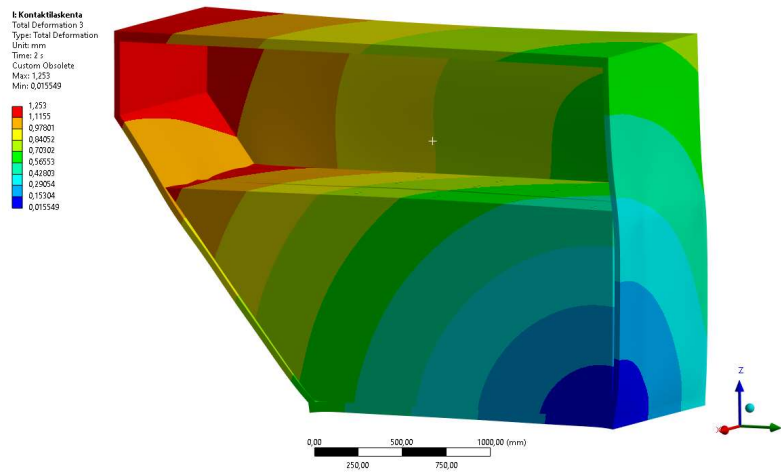
Kutistumisen seurauksena tapahtuvat muodonmuutokset ja venymät taas on esitetty kuvassa 56. Betonin kutistuessa suurimmat muodonmuutokset tapahtuvat samoissa liittimissä kuin laajenemisessa. Verrattuna lämpölaajenemiseen, pohjassa olevissa liittimissä esiintyy suurempia muodonmuutoksia. Suurin venymä liittimissä betonin kutistumisen jälkeen on 0,0027589. Lisäksi leikkausliittimissä esiintyy plastisia muodonmuutoksia sekä laajenemisessa että kutistumisessa. Suurin plastinen venymä lämpölaajenemisen jälkeen on 0,000879 ja kutistumisen jälkeen 0,00107.



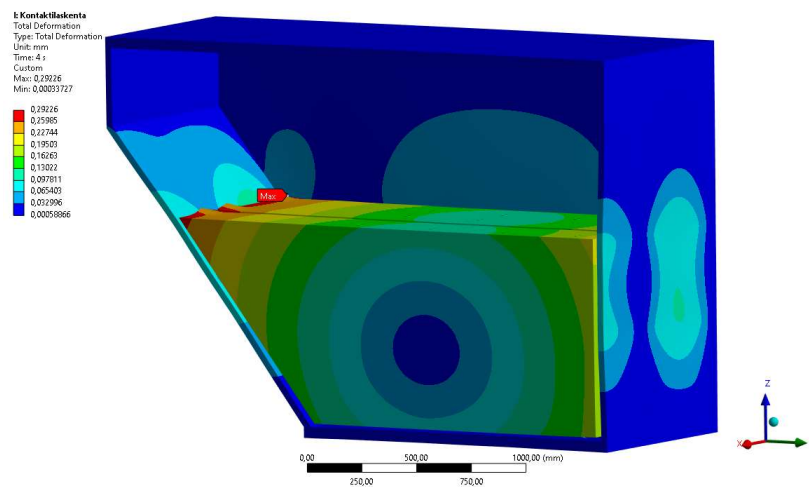
Kuva 56. Leikkausliittimien kokonaisvenymät betonin kutistumisen jälkeen.

Koska leikkausliittimissä esiintyy plastisia muodonmuutoksia, niiden maksimijännitykset ovat materiaalimallin mukaisesti suurempia kuin myötöraja. Leikkausliittimien maksimijännitykset laajenemisessa ja kutistumisessa ovat 372,54 MPa ja 363,40 MPa. Maksimijännitykset sijaitsevat liittimien päässä, jossa ne liittyvät levyrakenteisiin.

Betonin kokonaismuodonmuutos on pieniä verrattuna paikallisiin muodonmuutoksiin leikkausliittimien ympärillä. Kuvassa 57 ja 58 on esitettyä betonin muodonmuutokset lämpölaajenemisessa ja kutistumisessa.



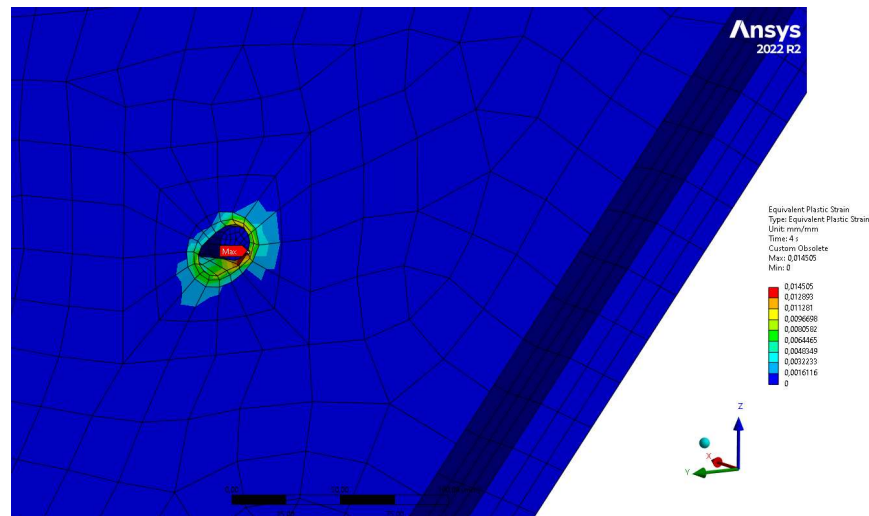
Kuva 57. Betonin kokonaismuodonmuutos lämpölaajenemisessa (500-kertainen skaala).



Kuva 58. Betonin kokonaismuodonmuutos kutistumisessa (200-kertainen skaala).

Betonin ja teräksen välille syntyy jo pieni rako tiettyihin kohtiin lämpölaajenemisessa, kun taas kutistumisen seurauksena rako materiaalien välillä on havaittavissa jokaisella sivulla. Betonin suurin muodonmuutos lämpölaajenemisessa on 1,226 mm ja kutistumisessa 0,292 mm. Betonissa esiintyy myös plastisia eli pysyviä muodonmuutoksia sekä lämpölaajenemisen että kutistumisen seurauksena leikkausliittimien ympärillä. Suurin plastinen venymä lämpölaajenemisessa on 0,0112 ja kutistumisessa 0,0145. Plastisia muodonmuutoksia syntyy betoniin kaikkien muiden leikkausliittimien paitsi kahden pohjan liittimen ympärille. Suurin plastinen venymä lämpölaajenemisen jälkeen on esitetty kuvassa 59. Betonin paikalliset muodonmuutokset

ovat liittimien ympärillä suuria verrattuna betonin kokonaismuodonmuutoksiin. Kuvassa 59 on esitettyä betonin suurin plastinen venymä.



Kuva 59. Betonin muodonmuutokset leikkausliittimien ympärillä ja suurin plastinen venymä kutistumisen jälkeen (50-kertainen skaala).

Suurin plastinen venymä lämpölaajenemisessa on 0,0112 ja kutistumisessa 0,0145. Plastisia muodonmuutoksia syntyy betoniin kaikkien muiden leikkausliittimien paitsi kahden, pohjalevyssä olevien liittimen ympärille.

6.1.2 Betonin ja teräksen välinen kontakti

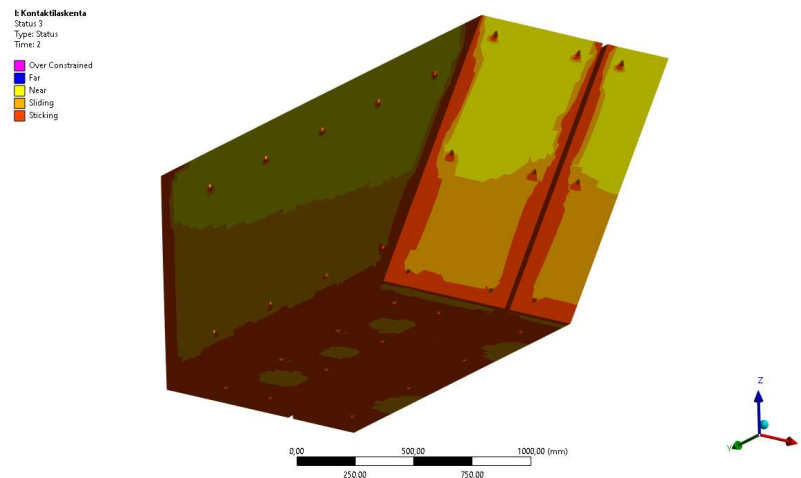
Betonin ja teräksen välistä kontaktia varten tarkastellaan ANSYS-laskentaohjelman määrittämää kontaktin tilaa, kontaktipintojen välistä välimatkaa sekä tangentiaalista siirtymää eli liukumisen suuruutta. Tässä työssä tarkastelun kohteena on kolme erilaista kontaktin statusta, joiden perusteella ANSYS-ohjelmassa voidaan määritellä kontaktin tila. Statuksia ovat kiinnittyminen (eng. Sticking), liukuminen (eng. Sliding) ja irtoaminen (eng. Near). Laskennan tuloksiin ANSYS-ohjelma määrittelee kontaktin tilan CZM-materiaalimallin ja sille määrättyjen parametrien mukaan.

Kun status on kiinni, liiman jännitys ei ole ylittynyt tai pintoihin kohdistuvan normaalijännityksen vuoksi kitka pitää ne kiinni toisissaan, jolloin ne eivät liu'u. Status voi myös kontaktin irtoamisen jälkeenkin tulla uudestaan kiinni, jos pinnat tulevat kosketuksiin ja niihin kohdistuu normaalijännitystä. Tällöin kuitenkin kontaktipintojen

välillä ei ole enää ”liimaa” vaan kontakti on ainoastaan kiinni kitkan vaikutuksesta ja se pääsee irtoamaan vapaasti, jos pintojen välille tulee vetojännitystä.

Kun status on liukumisvaiheessa, pintojen välinen suurin normaalijännitys tai pintojen välinen suurin tangenciaalinen jännitys on ylittynyt, mutta kontaktipinnat eivät mallin mukaan ole vielä täysin irronneet toisistaan. Tämä johtuu siitä, kontaktin irtoamiseen määritetty kontaktipintojen välimatka ja tangenciaalinen siirtymä eivät ole ylittyneet. Kontaktipintojen välillä tässä vaiheessa esiintyy siis vielä jännityksiä.

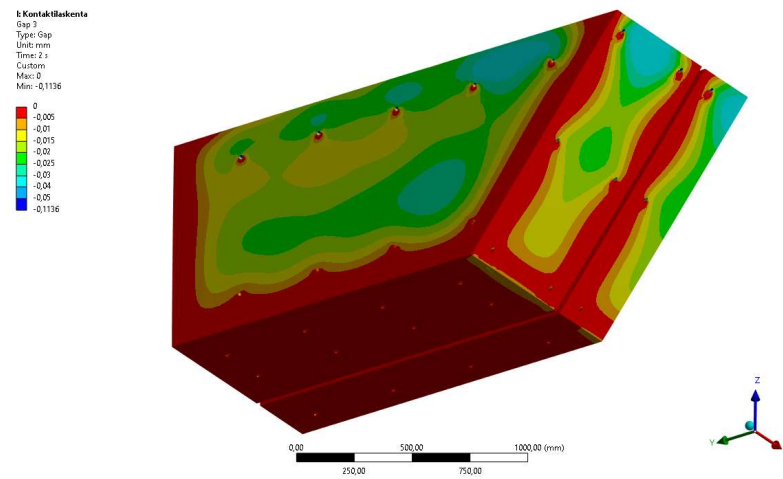
Kun status on irtoamisvaiheessa, aikaisemmin tässä työssä käsitellyt CZM-materiaalimallin mukaiset kontaktin irtoamisedot ovat täyttyneet. Eli joko normaalijännitys, leikkausjännitys tai molemmat sekä niitä vastaavat siirtymät ovat ylittyneet. Kuvassa 60 on esitettyä teräksen ja betonin välisten kontaktipintojen tila lämpölaajenemisen jälkeen. Kuvissa tumman oranssi väri kuvaa kontaktin olevan kiinni, vaalean oranssi kontaktipintojen liukumista ja keltainen kontaktin olevan irti.



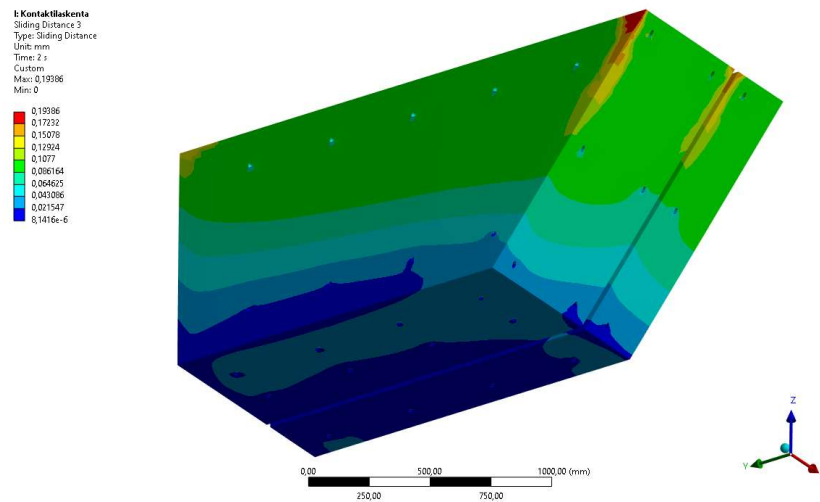
Kuva 60. Teräksen ja betonin välisten kontaktipintojen status lämpölaajenemisen seurauksena.

Lämpölaajenemisen seurauksena suurin osa betonin pohjasta ja nurkista on vielä kiinteästi kiinni teräsrakenteissa. Toisaalta sivujen yläpuoliskot ovat kokonaan jo irti ja alapuoliskot liukumisvaiheessa. Betonin ja teräslevyjen maksimi etäisyys on lämpölaajenemisen jälkeen 0,0370 mm ja pintojen välinen tangenciaalinen siirtymä 0,19386 mm. Suurin normaalinsuuntainen siirtymä esiintyy vinon sivun yläreunan keskikohdan alapuolella ja suurin tangenciaalinen siirtymä vinon sivun ja pitkän sivun

nurkkapisteessä. Kuvissa 61 ja 62 on esitettyä pintojen välinen normaalin suuntainen siirtymä ja tangentiaalinen siirtymä lämpölaajenemisen jälkeen.

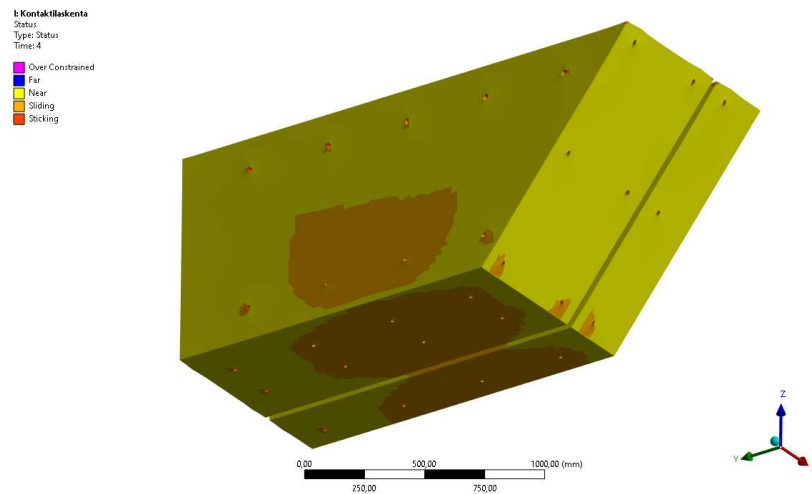


Kuva 61. Pintojen välinen normaalinsuuntainen siirtymä eli raon suuruus lämpölaajenemisessa.



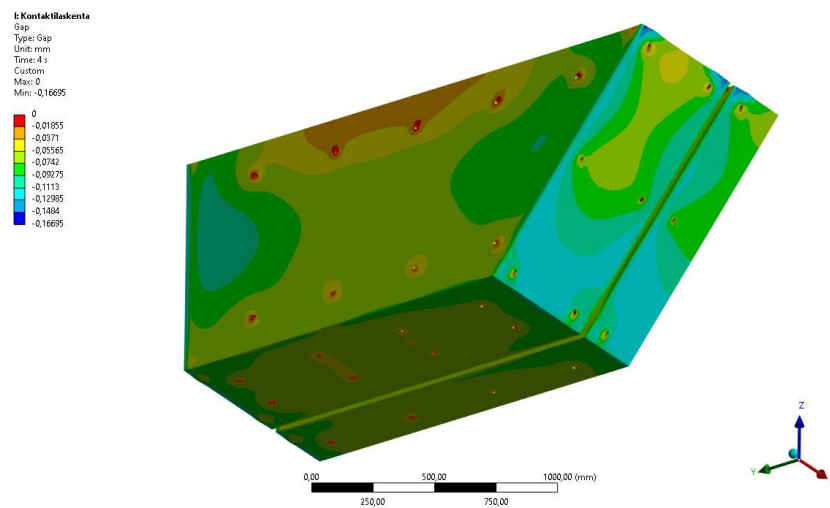
Kuva 62. Pintojen välinen tangentiaalinen siirtymä lämpölaajenemisessa.

Kutistumisen seurauksena kontakti on irronnut lähes kokonaan, eikä pinnat ole mistään kohtaan enää täysin kiinni toisissaan. Kuvassa 63 on esitettyä kontaktipintojen välinen status kutistumisen jälkeen.

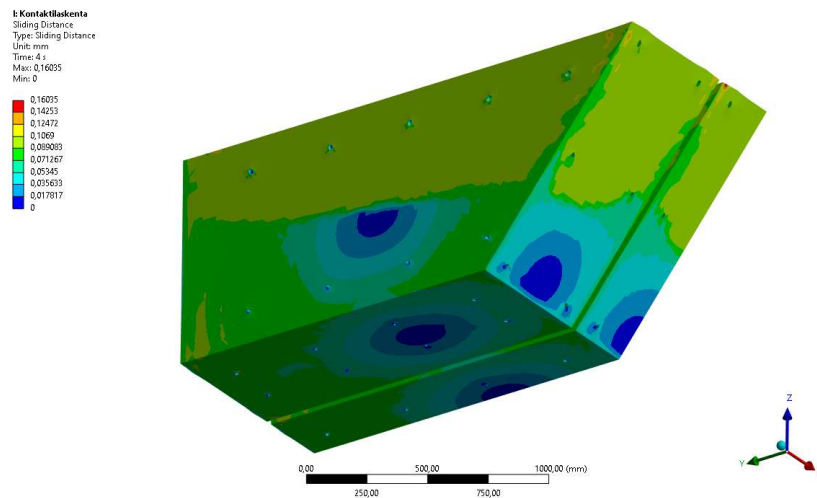


Kuva 63. Teräksen ja betonin pintojen välinen status betonin kutistumisen jälkeen.

Betonin ja teräksen välinen suurin normaalisuuntainen etäisyys kutistumisen seurauksena on 0,167 mm ja tangentiaalinen siirtymä 0,160 mm. Suurin normaalisuuntainen siirtymä esiintyy pystysuoran sivun reunassa, lähellä nurkkaa ja suurin tangentiaalinen siirtymä taas toisen betonivalun yläreunassa, lähellä jäykistelevyä. Kuvissa 64 ja 65 on esitettyä edellä mainitut siirtymät.



Kuva 64. Pintojen välinen normaalinsuuntainen siirtymä eli raon suuruus betonin kutistumisen jälkeen.



Kuva 65. Pintojen välinen tangentiaalinen siirtymä betonin kutistumisen jälkeen.

6.2 Dynaaminen laskenta

Dynaamisen laskentamallin pohjalta tarkasteltavia tuloksia olivat ominaistajuudet, ja siirtymä-, nopeus sekä kiihtyvyydvasteet aikahistoriallisesti. Lisäksi siirtymävasteesta muodostettiin FFT:n avulla taajuusspektri. Taajuusspektrin avulla nähdään, mitkä ominaistajuudet ovat mukana systeemin värähtelyssä, kun siihen kohdistetaan heräte. Tuloksissa esitetään myös siirtymävasteista ja taajuusspektristä lasketut vaimennuskertoimet. Lopussa esitetään herkkyysoanalyysin tulokset.

Nimetään eri tapaukset seuraavalla tavalla, joita käytetään jatkossa tulosten esittämisessä ja tulkinnessa. Tapaus 1: betonin ja teräslevyrakenteiden välillä kiinteä kontakti. Tapaus 2: betonin ja teräksen välillä ei kontaktia, kontakti ainoastaan leikkausliittimien varassa. Tapaus 3: ei betonia. Koska kontaktilaskennan perusteella määritettiin, että betoni ja teräslevyrakenteet eivät ole kontaktissa, voidaan tapaus 2 pitää tässä työssä todellisena tapauksena.

6.2.1 Ominaisajuudet

Taulukoissa 7, 8 ja 9 on esitetty moodianalyysien pohjalta saadut kahdeksan alinta ominaistajuutta ja niitä vastaavat teholliset massat, jotka osallistuvat värähtelyyn impulssin vaikutussuunnassa eli x-suunnassa. Tapauksessa 3, missä laskentamallissa ei ole betonia mukana, esitetään neljatoista alinta ominaistajuutta. Tehollinen massa

kertoo, kuinka suuri massa osallistuu värähtelyyn tässä ominaisuudessa. Käytännössä tämä mittaa sitä, kuinka merkittävä tämä ominaisuusmuoto on kokonaisvärähtelyn kannalta.

Taulukko 7. Tapaus 1: Alimmat ominaistajuudet ja niitä vastaavat teholliset massat x-suunnassa.

Muoto	1	2	3	4	5	6	7	8
Taajuus [Hz]	80,42	106,78	125,33	185,17	229,30	232,23	239,93	247,55
Tehollinen massa [ton]	0,00047	1,76	-0,015	1,86	0,00043	0,0022	-0,28	-0,0020

Taulukko 8. Tapaus 2: Alimmat ominaistajuudet ja niitä vastaavat teholliset massat x-suunnassa.

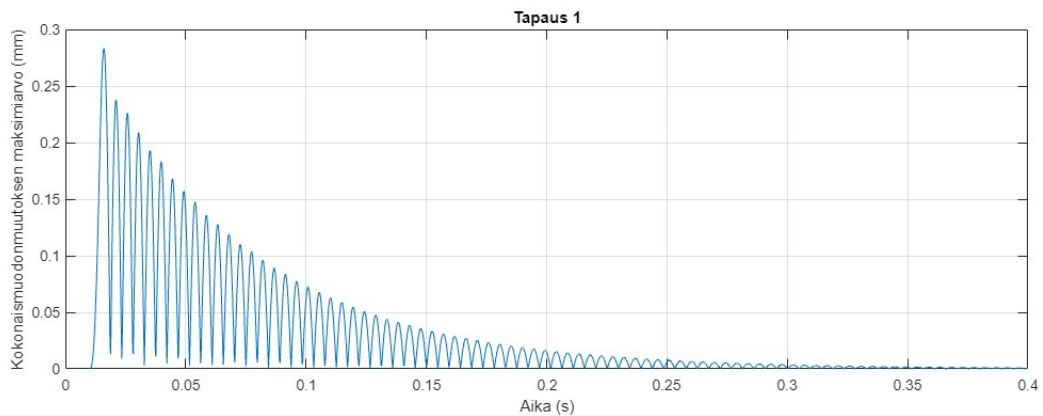
Muoto	1	2	3	4	5	6	7	8
Taajuus [Hz]	80,17	97,21	114,52	141,23	148,82	159,52	163,60	176,55
Tehollinen massa [ton]	0,00077	2,28	-0,016	1,48	0,0016	0,95	0,0020	-0,73

Taulukko 9. Tapaus 3: Alimmat ominaistajuuudet ja niitä vastaavat teholliset massat x-suunnassa.

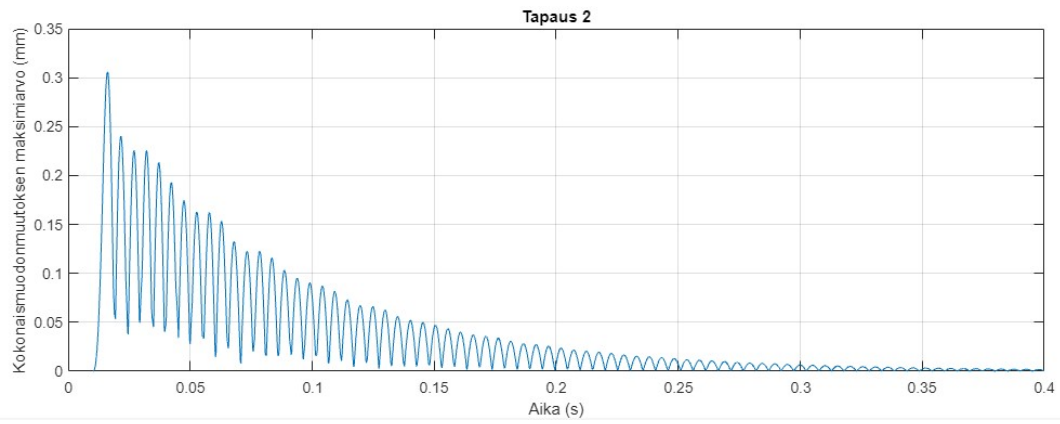
Muoto	Taajuus [Hz]	Tehollinen massa [ton]
1	62,61	0,0012
2	63,14	0,98
3	69,38	1,31
4	70,61	0,00088
5	80,06	0,00046
6	96,73	1,55
7	104,67	0,0050
8	107,70	0,017
9	108,93	-0,0097
10	117,24	0,082
11	117,71	0,00088
12	141,48	-0,41
13	144,98	-0,00025
14	160,43	-0,64

6.2.2 Siirtymä-, nopeus- ja kiihtyvyydvasteet

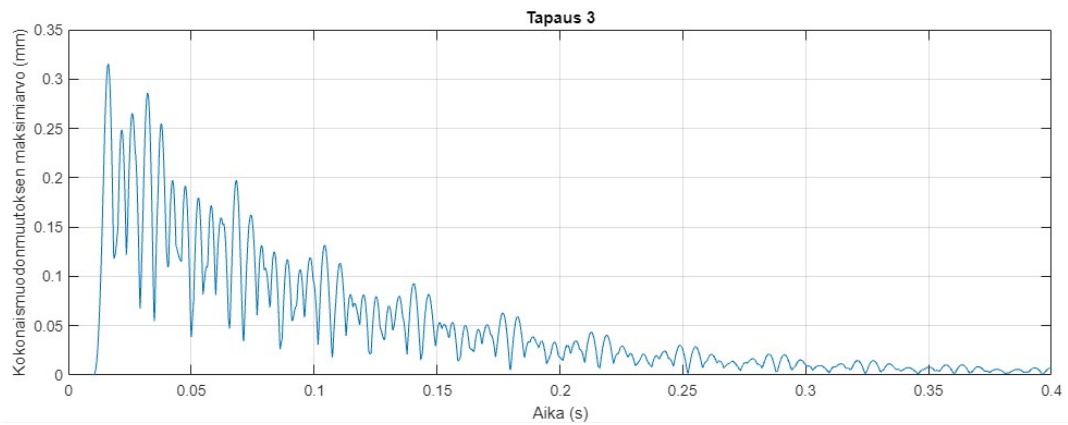
Systemin vastetta impulssikuormitukselle tarkastellaan siirtymä- nopeus ja kiihtyvyydvasteiden avulla. Vasteet tulostettiin jokaiselle systeemille aikahistoriallisesti koko laskennan aikajakson ajalta [0,4] s. Kuvissa 66, 67 ja 68 on esitettyä kokonaismuodonmuutoksen maksimiarvo aikahistoriallisesti. Lisäksi kuvassa 69 on esitettyä tapauksen 2 muodonmuutos maksimisiirtymän kohdalla.



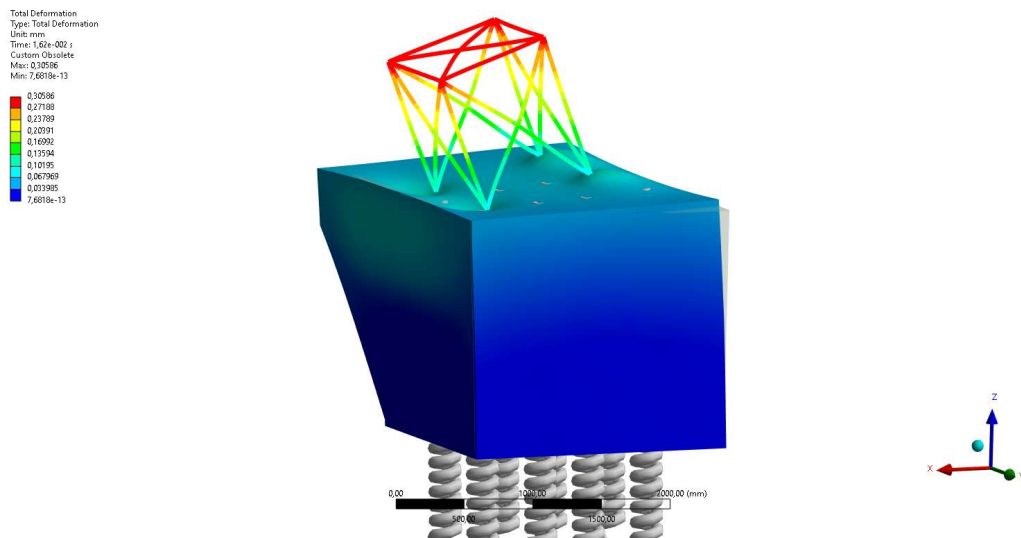
Kuva 66. Tapaus 1: Kokonaismuodonmuutoksen maksimiarvo aikahistoriallisesti.



Kuva 67. Tapaus 2: Kokonaismuodonmuutoksen maksimiarvo aikahistoriallisesti.



Kuva 68. Tapaus 3: Kokonaismuodonmuutoksen maksimiarvo aikahistoriallisesti.

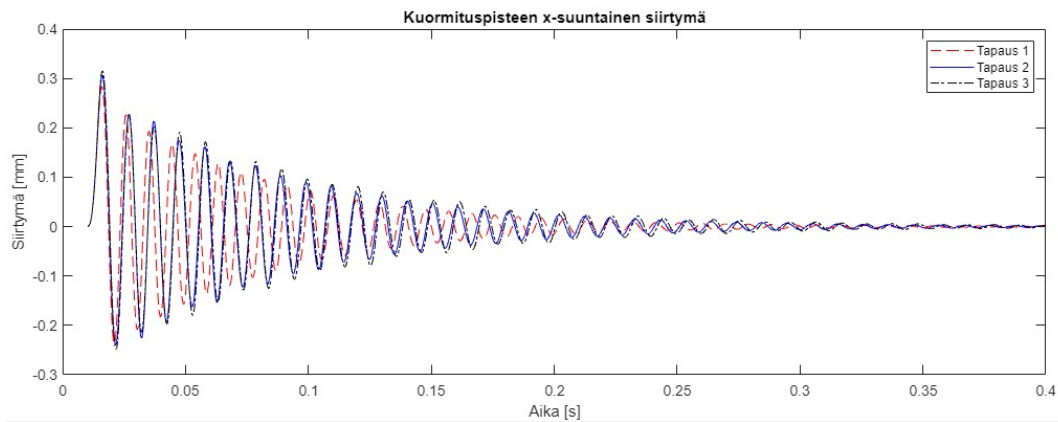


Kuva 69. Tapauksen 2 perustuksen muodonmuutos maksimisiirtymän kohdalla.

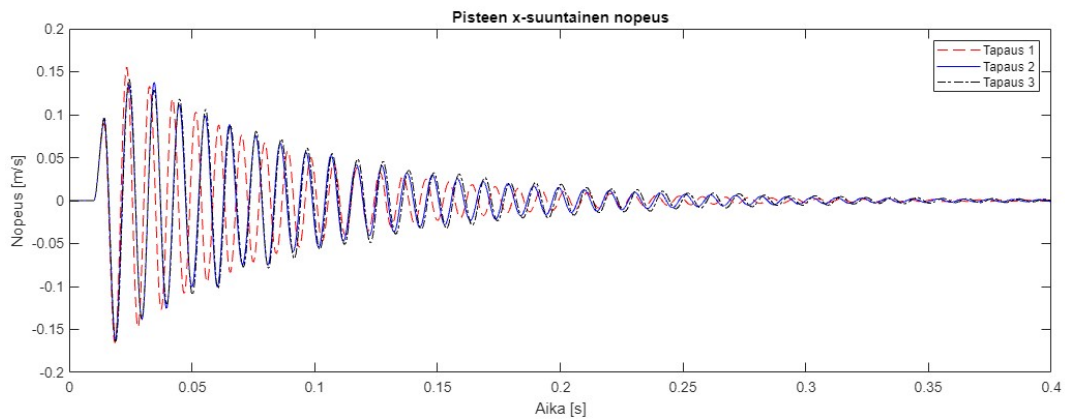
Systeemin kokonaisvärähtely vaimenee tapauksessa 1 jokaisen värähtelyjakson jälkeen, eikä jaksosten välissä ole havaittavissa korkeampia piikkejä. Tapauksessa 3

kokonaisvärähtelyn vaimeneminen on taas heikompaa ja värähtely vaikuttaa vaimenevalta satunnaisvärähtelyltä. Tapauksen 2 kokonaisvärähtelyn vaimeneminen on hieman heikompaa kuin tapauksessa 1 ja vasteessa on havaittavissa korkeampi amplitudihuippu tietyn ajanjakson välein. Maksimiarvo taas on suurin tapauksessa 3 ja pienin tapauksessa 1.

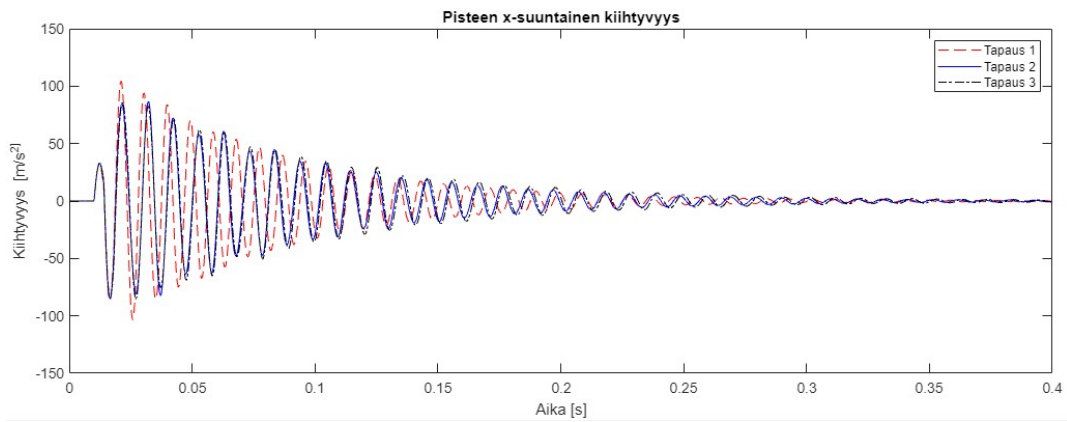
Seuraavaksi tarkastellaan systeemien siirtymä-, nopeus- ja kiihtyvyydvasteita. Vasteet tulostettiin kuormituksen vaikutussuunnassa kuormitusasteissa ja on nähtävissä kuvista 70, 71 ja 72.



Kuva 70. Kuormitusasteen siirtymävasteet kuormitusasteissa.



Kuva 71. Kuormitusasteen nopeusvasteet kuormitusasteissa.



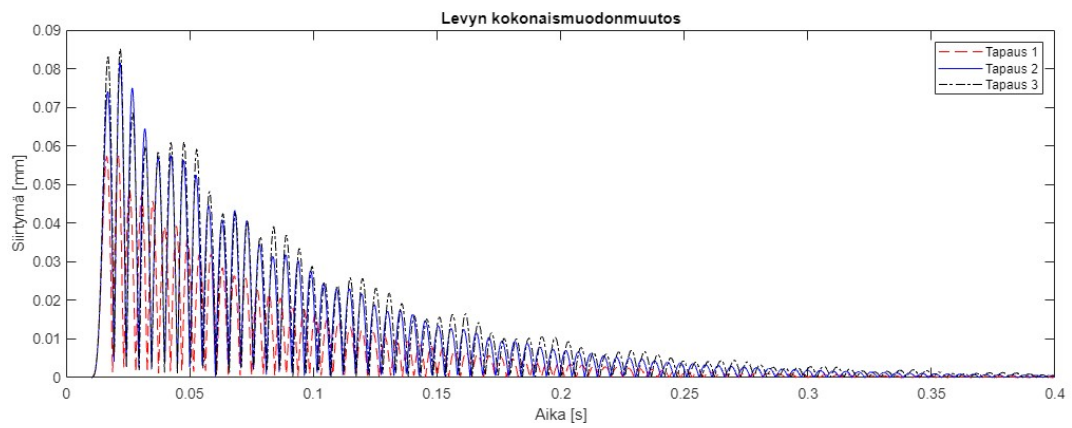
Kuva 72. Kuormituspisteen kiihtyvyysovasteet kuormitussuunnassa.

Siirtymän maksimiampplitudi saavutetaan tapauksessa 3 ja minimi tapauksessa 1. Maksiminopeus ja -kiihtyvyys saavutetaan tapauksessa 1, kun taas minimiarvot tapauksessa 3. Sama vaimennusilmiö on havaittavissa myös näissä vasteissa kuin kokonaismuodonmuutoksen vasteissa, eli tapauksen 1 värähtely vaimenee nopeimmin. Taulukossa 10 on esitettyä edellä esitettyjen vasteiden maksimi-arvot.

Taulukko 10. Kuormituspisteen vasteiden maksimi-arvot eri tapauksissa.

Tapaus	1	2	3
Muodonmuutos pisteessä [mm]	0,283	0,306	0,316
Nopeus pisteessä [m/s]	0,166	0,162	0,164
Kiihtyvyys pisteessä [m/s²]	104,110	86,765	85,606

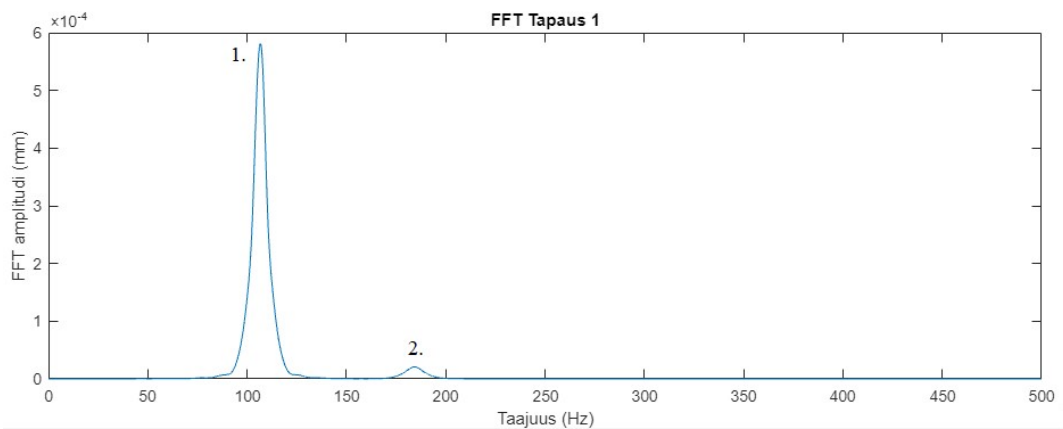
Kuvassa 73 on esitettyä myös ylimmän levyn kokonaismuodonmuutos aikahistoriallisesti. Levyn suurimmat siirtymät esiintyvät tapauksessa 3 ja pienimmät tapauksessa 1.



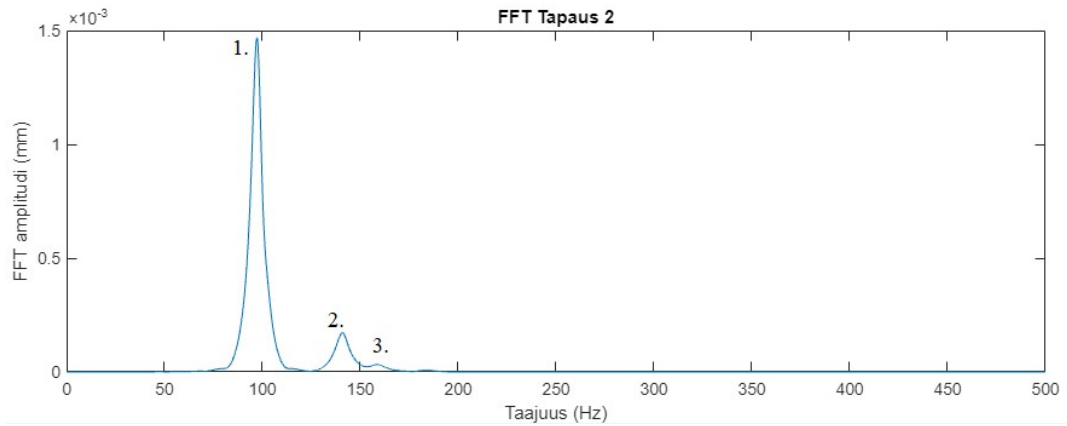
Kuva 73. Ylimmän levyn kokonaismuodonmuutos kolmessa eri tapauksessa.

6.2.3 Taajuusspektrit

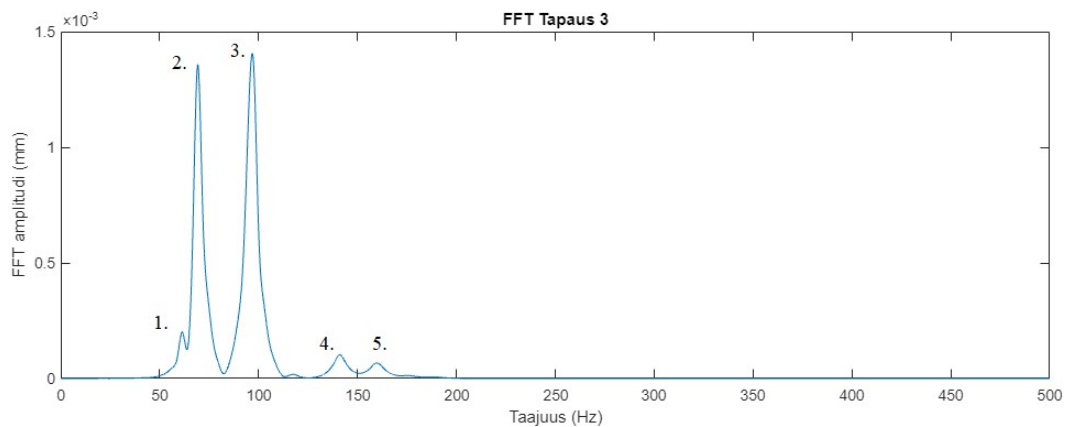
Systemien kokonaismuodonmuutosvasteista impulssin kuormitus suunnassa tehtiin FFT:n avulla taajuusvastefunktiot, joista voidaan havaita ominaistaajuuksia, joilla systeemit värähtelevät impulssin vaikutuksesta. Ennen FFT-muunnosta aikatason signaali ikkunoidiin, jotta spektrin vuotamista voitiin vähentää. Ikkunoinniksi valittiin Tukey-ikkunointi, koska se sopii transienttiin aikaisignaalin (Siemens Digital Industries Software, 2019). Kuvissa 74, 75 ja 76 on esitetty tapauksien taajuusvasteet.



Kuva 74. Tapaus 1: Taajuusvaste



Kuva 75. Tapaus 2: Taajuusvaste



Kuva 76. Tapaus 3: Taajuusvaste

Taulukossa 11 on taulukoituna taajuusvasteissa havaittavien piikkien taajuudet.

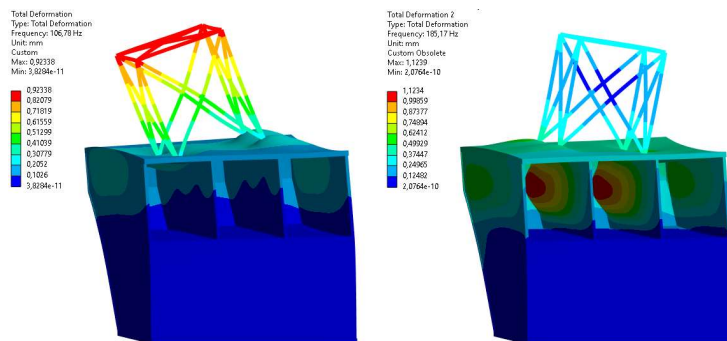
Taulukko 11. Taajuusvasteiden piikkien taajuudet.

Tapaus	1	2	3
Taajuus 1 [Hz]	106,64	97,15	63,14
Taajuus 2 [Hz]	184,39	140,87	69,26
Taajuus 3 [Hz]	-	159,02	96,69
Taajuus 4 [Hz]	-	-	141,09
Taajuus 5 [Hz]	-	-	159,80

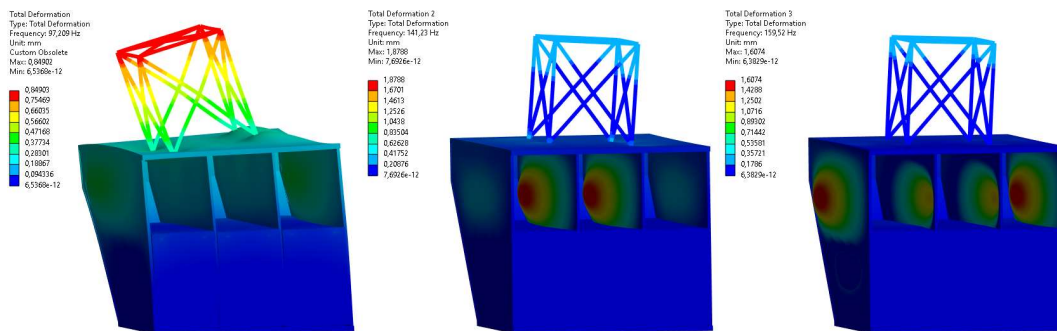
Tapauksessa 3 systeemin kokonaisvärähtely koostuu useammasta ominaisvärähtelystä, joista hallitsevimpiä ominaistaajuuksia ovat taajuudet 1 ja 2. Tapauksen 2 kokonaisvärähtely koostuu taajuusvasteen mukaan yhdestä hallitsevasta taajuudesta,

jossa on myös mukana kaksi hieman pienempää ominaistaajuutta. Tapauksen 1 kokonaisvärähtely koostuu pääasiassa yhdestä ominaistaajuudesta.

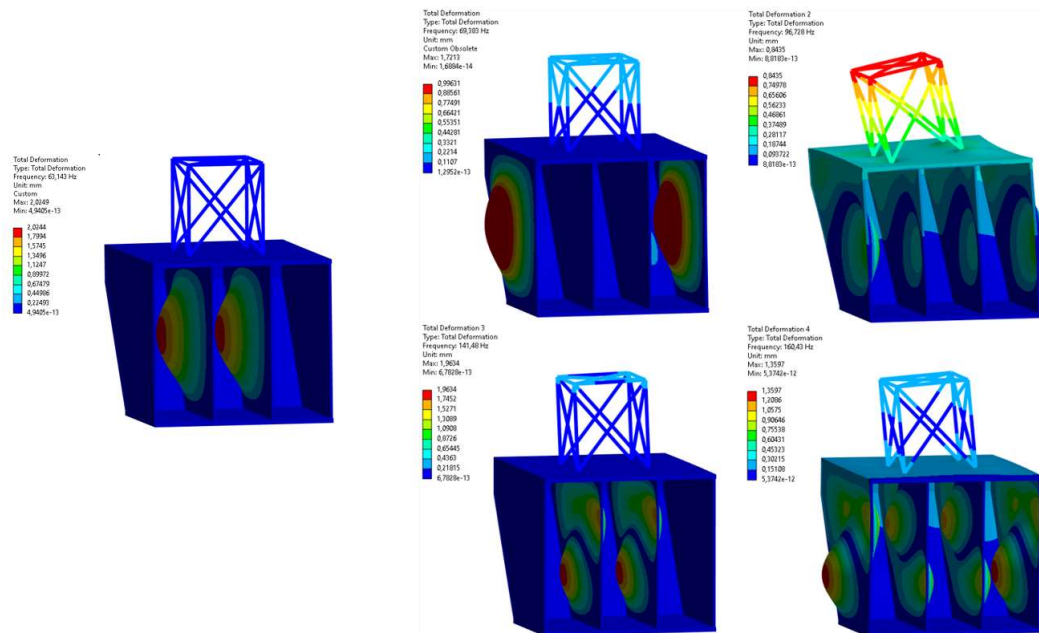
Eri tapauksen taajuusvasteissa esiintyvät ominaistaajuudet ja niitä vastaavat ominaismuodot on esitetty kuvissa 77, 78 ja 79.



Kuva 77. Tapaus 1: Ominaismuodot ominaistaajuuksilla 106,78 Hz ja 185,17 Hz.



Kuva 78. Tapaus 2: Ominaismuodot taajuuksilla 97,209 Hz, 141,23 Hz ja 159,52 Hz.



Kuva 79. Tapaus 3: Oinaismuodot taajuuksilla 63,143, 69,383 Hz, 96,728 Hz, 141,48 Hz ja 160,43 Hz.

6.2.4 Vaimennuskertoimet

Suhteelliset vaimennuskertoimet laskettiin puolen tehon pisteiden menetelmällä kaikkien tapauksien taajuusvasteissa esiintyville ominaistajuuksille sekä logaritmisien dekrementin avulla. Taulukossa 12 on esitettyä puolen tehon pisteiden menetelmällä saadut suhteelliset vaimennuskertoimet eri ominaistajuuksille eli moodivaimennuskertoimet.

Taulukko 12. Puolen tehon pisteillä saadut vaimennuskertoimet.

Tapaus	1	2	3
Taajuus 1:	0,0243	0,0220	0,0258
Moodivaimennuskertoimen			
Taajuus 2:	0,0198	0,0196	0,0246
Moodivaimennuskertoimen			
Taajuus 3:	-	0,0221	0,0233
Moodivaimennuskertoimen			
Taajuus 4:	-	-	0,0183
Moodivaimennuskertoimen			
Taajuus 5:			0,0194
Moodivaimennuskertoimen			

Logaritmin dekrementin avulla lasketut suhteelliset vaimennuskertoimet kokonaisvaimennukselle on esitetty taulukossa 13.

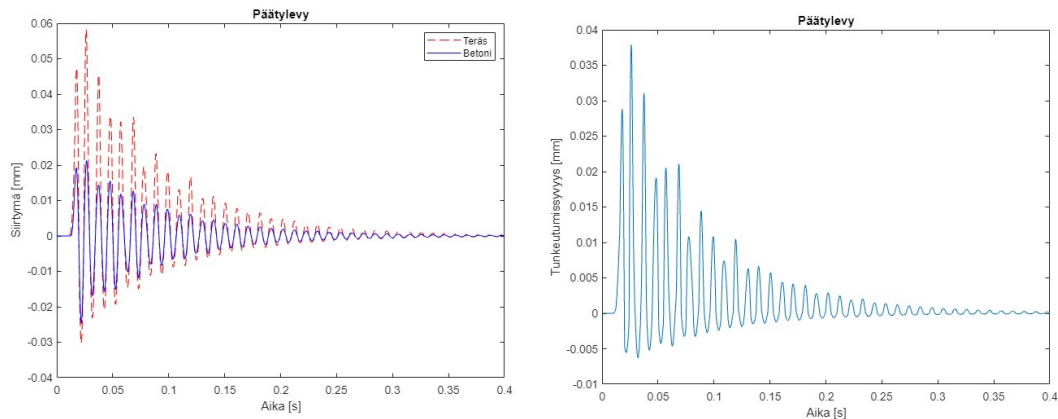
Taulukko 13. Kokonaisvaimennuksen suhteelliset vaimennuskertoimet.

Tapaus	1	2	3
Suhteellinen vaimennuskertoimen ζ	0,0229	0,0221	0,0214

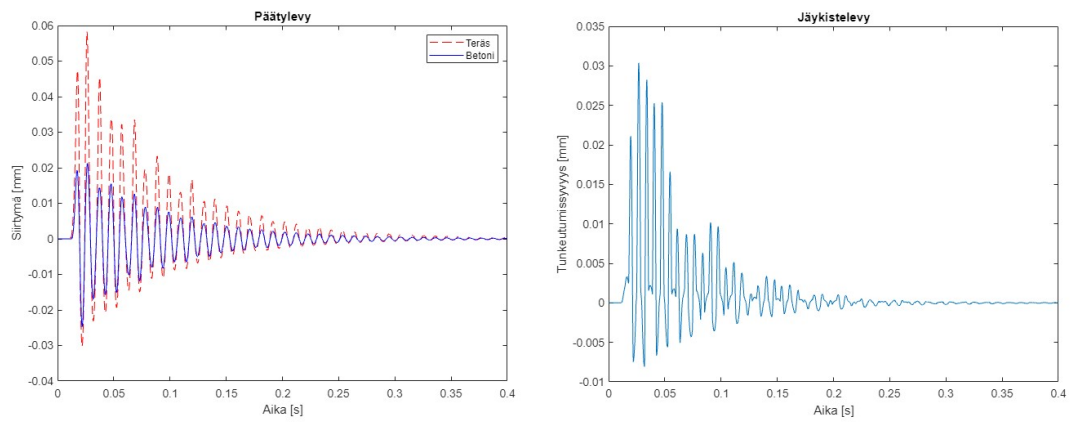
6.2.5 Teräslevyjen ja betonin muodonmuutoksen vertailu

Tapauksessa, jossa betonin ja teräksen välille ei ollut määriteltynä kontaktia, verrattiin levykentän siirtymää suhteessa betonin siirtymään. Koska betonin ja teräksen välille ei ollut määriteltä tässä tapauksessa kontaktia, niiden tunkeutumista toistensa lävitse ei ole estetty. Tarkastelun tarkoituksena on arvioida, tulevatko betoni ja teräs kontaktiin perustuksen värähdellessä, jonka seurauksena kitkan kautta todellisuudessa esiintyisi lisävaimennusta.

Tarkastelu suoritettiin päätylevyn ja jäykistelevyn sekä niitä vasten olevien betonien yläreunojen kuormituksensuuntaisen maksimisiirtymän tarkasteluna. Kuvissa 80 ja 81 on esitettyä maksimisiirtymät sekä niiden erotus eli tunkeutumissyvyys.



Kuva 80. Päätylevyn ja betonin siirtymäerot.

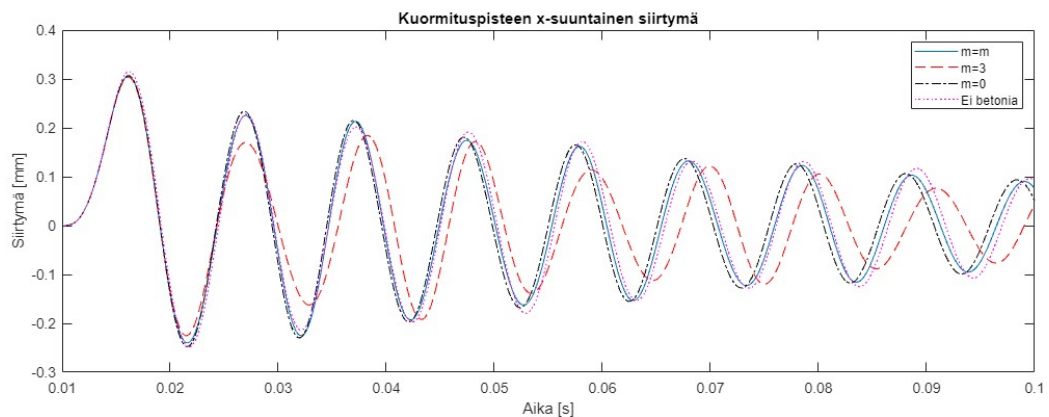


Kuva 81. Jäykistelevyn ja betonin siirtymäerot.

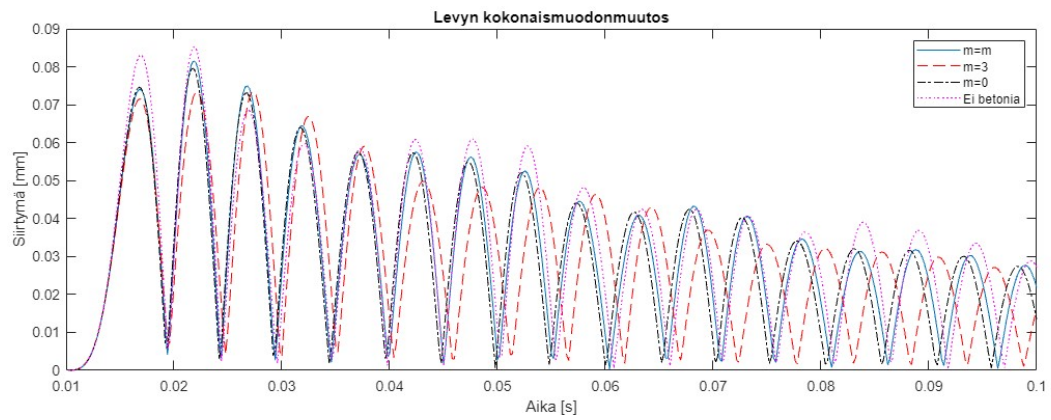
Tunkeutumissyvyyksien maksimiarvot olivat päätlelevyn levykentän keskellä 0,0379 mm ja jäykistelevyn levykentän keskellä 0,0304 mm.

6.2.6 Herkkyystarkastelu

Herkkyyshanalyysin tuloksissa tarkastellaan kuormituspisteen x-suuntaista siirtymävastetta sekä ylälevyn kokonaisuodonmuutosta aikavälillä [0, 0,1s] betonin eri massoilla. Kuvissa 82 ja 83 on esitettyä betonin vasteet eri massoilla. Vertailun vuoksi samaan kuvaajaan esitettiin myös tapauksen 3 vaste, jossa betonia ei ole mukana.



Kuva 82. Kuormituspisteen x-suuntainen vaste eri betonin eri massoilla.



Kuva 83. Levyn kokonaismuodonmuutos eri massoilla.

Maksimiampplitudiin massan muuttumisella ei ole merkittävää vaikutusta ja suurin amplitudi esiintyy tapauksessa, jossa betonia ei ole perustuksen sisällä. Massan lisääntyessä kokonaisvärähtelyn taajuus myös kasvaa. Massattoman ja todellisen massan omaavan betonin välillä värähtelyn amplitudissa ja vaimennuksessa ei ole suurta eroa. Kolminkertaisen massan omaavan betonin vaimennus on suurempaa ja vasteesta on havaittavissa amplitudin kasvua värähtelyjaksojen välissä.

7 TULOSEN TARKASTELU JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Diplomityössä saatujen tulosten tarkastelua ja johtopäätöksiä koskeva kappale on jaettu kahteen osaan, jossa ensimmäinen osa sisältää kontaktilaskennan ja toinen osa dynaamisen laskennan.

7.1 Kontaktilaskenta

Lämpölaajenemisessa tapahtuvia muodonmuutoksia tarkasteltaessa huomataan, että teräslevyrakenteet pullistuvat ulospäin, koska betoni laajenee enemmän suuremman lämpötilakuorman vuoksi. Muodonmuutoksista huomataan, että tuentareunaehtoja vastaan oleva nurkka oletetusti laajenee eniten, koska se pääsee laajenemaan vapaasti. Maksimimuodonmuutoksen voidaan todeta olevan todenmukainen, sillä lämpölaajenemiskertoimen, lämpötilanmuutoksen ja sivun pituuden avulla yksinkertaisesti laskettuna muodonmuutos on samaa suuruusluokkaa. Levyrakenteissa on myös havaittavissa paikallisia ulkonemia leikkausliittimien kohdissa. Liittimien muodonmuutoksista huomataan, että betonin pyrkiessä laajenemaan ylöspäin, taivuttaa se liittimiä. Ylimpien rivien liittimet taipuvat eniten, koska betoni laajenee enemmän yläosastaan. Kutistumisen seurauksena muodonmuutokset ovat pienempiä, koska teräsrakenteiden lämpötila on palautunut huoneenlämpötilaan ja betonille mallinnettu lämpötilanmuutos on pienempi kuin lämpölaajenemisessa.

Teräslevyrakenteiden jännityksistä havaitaan niiden olevan suhteellisen pieniä, eivätkä ne ole lähelläkään myötörajaa. Maksimijännitys esiintyy pystylevyjen liittymäkohdassa, kun rakenteet ovat saavuttaneet maksimilämpötilan. Maksimijännityksen esiintymispaikassa voidaan katsoa kuitenkin olevan singulariteetti, koska liittymäkohta on mallinnettu suorakulmaisena. Singulariteetti tarkoittaa sitä, että jännitys lähestyy ääretöntä mitä tiheämpi elementtiverkko on. Todellisuudessa liittymäkohdassa on pyöristyksiä, mutta mallin yksinkertaistuksen vuoksi ne on jätetty mallintamatta. Koska jännitykset ovat matalia, tässä työssä ei nähdä tarpeelliseksi tehdä sen tarkempaa singulariteettitarkastelua.

Jännityskeskittymiä esiintyy oletetusti teräslevyrakenteissa leikkausliittimien läheisyydessä. Näissä paikoissa levyrakenteiden todelliset jännitykset voivat olla

kuitenkin hieman suurempia, sillä teräsrakenteen elementtiverkko ei ole riittävän tiheä analysoimaan jännityksiä tarkasti liittymäkohdissa. Jännitysten mataluuden takia voidaan teräsrakenteen todelliset jännitykset näissä kohdissa katsoa olevan huomattavasti alle myötörajan. Leikkausliittimissä esiintyy taas korkeita jännityksiä niiden varsissa, lähellä liittymäkohtia levyrakenteisiin. Ilmiö voidaan katsoa johtuvan liittimien hoikkuudesta. Betonin muodonmuutokset laajenemisessa ja kutistumisessa taivuttavat hoikkia ja joustavia leikkausliittimiä, joka aiheuttaa niihin suuren jännityksen. Lisäksi leikkausliittimien jako on verrattain harva, joten betoni pääsee laajenemaan ja kutistumaan suhteellisen vapaasti.

CZM-materiaalimalli on useissa tutkimuksissa todettu yksinkertaiseksi ja todenmukaiseksi tavaksi mallintaa pintojen välistä irtoamista toisistaan. Toisaalta tartuntalujuuksien ja niitä vastaavien siirtymien arviointi tutkimuksen tapaukseen on kuitenkin haasteellista, koska rakenteen geometria on poikkeuksellinen verrattuna esimerkiksi liittopilariin. Kuten kirjallisuuskatsauksessa todettiin, tartuntalujuuteen vaikuttavia tekijöitä on monia. Rakenteen geometriasta ja kuormituksesta riippuen joissain tutkimuksissa on käytetty suurempaa tartuntalujuutta ja joissain kontakti on mallinnettu ainoastaan kitkakontaktina, jolloin kontakti pystyy irtoamaan vapaasti.

Lämpölaajenemisessa materiaalien välinen kontakti pysyy nurkkakohdissa. Koska pintojen väliselle kontaktille määritettiin myös kitkakontakti, betoni kohdistaa laajetessaan nurkkiin eniten normaalijännitystä. Tällöin pinnat eivät pääse liukumaan kitkavoimien vuoksi ja ovat kontaktissa. Pitkille sivuille kohdistuva normaalijännitys taas on huomattavasti pienempää, minkä vuoksi betoni pääsee liukumaan pintaa kohtisuorassa suunnassa. Kutistumisessa leikkausliittimet eivät pysty vastustamaan betonin muodonmuutosta ja heikon vetosuuntaisen tartuntalujuuden vuoksi pinnat irtoavat toisistaan.

Tutkimuksessa saatua tulosta, ettei kontaktia ei ole kutistumisen jälkeen teräslvyrakenteiden ja betonin välillä voidaan pitää kuitenkin luotettavana. Rakenteen suuruuden vuoksi betonin kutistuminen on suurta. Kun tähän yhdistetään leikkausliittimien harva jako, niiden pieni koko suhteessa muuhun rakenteeseen ja heikko tartuntavetolujuus, voidaan saatua tulosta pitää todenmukaisena.

7.2 Dynaaminen laskenta

Dynaamisen laskennan moodianalyysin ominaistajuuksissa huomataan eroavaisuuksia eri tapausten välillä. Tapauksen 3 matalammat ominaistajuudet verrattuna kahteen muuhun tapaukseen voidaan katsoa johtuvan siitä, että suuret, jäykkyyssominaisuuksiltaan heikot pystysuuntaiset levykentät pääsevät värähtelemään vapaasti ominaistajuuksillaan. Ominaistajuuden yhtälössä pienempi jäykkyys aiheuttaa pienemmän ominaistajuuden. Tapauksessa 2 levykenttien liike on rajoittuneempaa, koska levykentät ovat kytköksissä betoniin leikkausliittimien kautta, eivätkä ne pääse värähtelemään yhtä vapaasti kuin tapauksessa 3. Koska kontaktia ei kuitenkaan ole pintojen välillä, levykentät pääsevät värähtelemään muualla kuin liittimien läheisyydessä. Tapauksessa 1 kiinteä kontakti levykenttien ja betonin välillä aiheuttaa sen, etteivät levykentät pääse värähtelemään itsenäisesti vaan niiden värähtely on kauttaaltaan kytköksissä betoniin. Tästä syystä myös ominaismuotoja ja -taajuuksia on vähiten tarkasteltavalla taajuuskaistalla tapauksessa 1, koska levykenttien vapaat ominaismuodot on rajoitettu. Ominaistajuudet ovat suurimpia tapauksessa 1, koska betoni kiinteän kontaktin kautta jäykistää levykenttiä ja perustus värähtelee yhtenäisenä rakenteena.

Tässä työssä dynaamisen kuormituksen aiheuttama jännitykset rakenneosiin oli rajattu työn ulkopuolelle, koska työn tavoitteena oli liittovaikutuksen ja betonin hyödyllisyyden tutkiminen tapauksen perustuksessa. Lisäksi perustuksen kuormituspisteeseen mallinnettu massa ei ollut todellinen massa. Tarkasteltaessa kuvassa 10 esitettyjä värähtelyrajoja, työn laskennassa esiintyvä värähtelyn amplitudi on suuri, kun huomioidaan värähtelyn taajuus. Nämä rajat ovat kuitenkin jatkuvalle harmoniselle värähtelylle, eikä transientille värähtelylle voida määrittää yksiselitteisiä värähtelyrajoja. Kiihtyvyyksiä tarkasteltaessa, noin 10g suuruinen kiihtyvyys kuulostaa suurelta, mutta on samaa suuruusluokkaa, mitä esiintyy kokeellisissa iskukokeissa. Lisäksi tutkimuksissa, joissa tutkittiin rakenneosien murtumista dynaamisen impulssikuormituksen alaisena, esiintyneet kiihtyvyydet olivat yli 100-kertaisia tämän työn perustuksessa esiintyviin kiihtyvyyksiin (Nasery 2023 & Peterson et al. 2022). Näiden perusteella esiintyvän värähtelyn voitaisiin todeta olevan vaaratonta perustuksen rakenteille, mutta asian vahvistaminen vaatisi jännitystarkastelun.

Suurempi massa ja jäykkyys pienentävät syntyvää amplitudia. Oletetusti suurin amplitudi esiintyy pienimmän jäykkyyden ja massan tapauksessa eli tapauksessa 3. Tapauksissa 1

ja 2 perustuksella on identtinen massa. Ero maksimiamplitudissa näiden kahden tapauksen voidaan katsoa johtuvan siitä, että kiinteän kontaktin kautta teräslevyjen liikettä saadaan rajoitettua ja sitä kautta systeemin kokonaisjäykkyys on suurempi.

Tämän työn dynaaminen vasteanalyysi vastaa käytännössä laskennallista iskukoetta, jossa herätteellä tutkitaan rakenteen ominaisvärähtelytaajuuksia ja -muotoja. Koska impulssimainen heräte sisältää taajuudeltaan laajasti eri taajuuskomponentteja, värähtelyyn heräävät ominaistaajuudet ovat ominaistaajuuksia, jotka ovat merkittävimpiä impulssin suuntaisia ominaistaajuuksia. Taajuusvasteista on havaittavissa eroja eri tapauksien välillä, mutta ne sisältävät oletetusti ainoastaan ominaistaajuuksia. Tapauksessa 3 kokonaisvärähtelyyn osallistuvia ominaistaajuuksia ilmenee tällä taajuuskaistalla enemmän, koska pystysuuntaiset levykentät pääsevät värähtelemään vapaasti kuormituksen suunnassa omilla ominaistaajuuksillaan. Tapauksessa 1 systeemi värähtelee lähes ainoastaan yhdellä ominaistaajuudella, koska kuormituksen suuntaisia ominaistaajuuksia on vähemmän tarkasteltavalla taajuuskaistalla aikaisemmin mainituista syistä. Tapauksessa 2 pystysuuntaiset levykentät pääsevät osittain värähtelemään niiden ominaistaajuuksillaan, joten taajuusvasteessa on havaittavissa kolme huippua. Systeemi tiedetysti pyrkii värähtelemään matalimmalla herätteen suuntaisella ominaistaajuudellaan. Siksi tapauksien värähtelyyn osallistuvista ominaistaajuuksista havaitaan, että kokonaisvärähtelyn ominaistaajuudet ovat alimpia ominaistaajuuksia, joilla on suurin moodimassa kuormituksen suunnassa.

Kokonaismuodonmuutoskuvaaja tapauksessa 1 näyttää lähes yhden vapausasteen vaimenevan systeemin vasteelta, kun taas tapauksessa 3 vaste näyttää vaimenevalta satunnaisvärähtelyltä, jossa on havaittavissa suurempia amplitudeja säännöllisin väliajoin. Tapauksen 3 taajuusvasteista todettiin, että systeemi värähtelee usealla ominaistaajuudellaan. Tällöin systeemin vaste muodostuu näiden taajuuksien sinimuotoisien käyrien summasta. Eri taajuuksiset sinifunktiot saavat maksimi- ja minimiarvonsa eri kohdissa, joten vaste näyttää epämääräiseltä ja se sisältää huomattavia amplitudipiikkejä. Tapauksen 2 kokonaismuodonmuutoksessa on havaittavissa myös amplitudin kasvua värähtelyjaksojen välillä, joka voidaan selittää samalla ilmiöllä. Ilmiö ei ole kuitenkaan niin huomattavaa. Tämä voidaan selittää ensimmäiseksi sillä, että taajuusvasteiden perusteella huomataan yhden ominaistaajuuden olevan muita merkittävämpi kokonaisvärähtelyn kannalta. Toisena syynä voidaan pitää sitä, että

kokonaisvärähtelyyn osallistuvia ominaistajuuksia tarkasteltavalla taajuuskaistalla on vähemmän.

Vaimennuskertoimet ovat suurempia tapauksissa, joissa betoni on mallinnettu perustuksen sisään. Koska betonin suhteellinen vaimennuskerroin on suurempi kuin teräksen, on kokonaisvaimennus näissä tapauksissa suurempaa. Pientä eroa tapausten 1 ja 2 vaimennuskertoimissa voidaan selittää sillä, että tapauksessa 1 kiinteän kontaktin kautta betoni osallistuu kokonaisvärähtelyyn enemmän. Vaimennuskertoimet ovat kuitenkin suhteellisen lähellä toisiaan, joten teräsrakenteet hallitsevat kokonaisvärähtelyä. Tämä on havaittavissa myös FEM-laskennan siirtymäkuvaajista. Tapauksessa 3, jossa syötetty kokonaisvaimennuskerroin on 2 %, logaritmisen dekrementin avulla laskettuna vaimennuskerroin on lähellä syötettyä vaimennusta.

Nopeus- ja kiihtyvyydvasteiden huomataan olevan oletetusti eri vaiheissa olevia aikaderivaattoja siirtymistä. Suurin kiihtyvyys ja nopeus esiintyy tapauksessa 1 johtuen suurimmasta kokonaisvärähtelyn taajuudesta. Suurta eroa tapausten 2 ja 3 kiihtyvyyksissä ja nopeuksissa ei ole havaittavissa, koska hallitsevat ominaistajuudet pisteen värähtelyn suunnassa ovat tapauksissa lähellä toisiaan.

Vaikka impulssi sisältää kaikkia taajuuksia, voidaan sen taajuutta tarkastella myös muuttamalla se sinimuotoiseksi, jolloin jaksonajaksi tämän työn impulssin tapauksessa tulee kaksi kertaa impulssin kesto eli 0,016 s. Impulssin taajuudeksi saataisiin tällöin 62,5 Hz. Aikaisemmin kappaleessa 3 todettiin, että jäykkyydellä voidaan pienentää matalia, alle ominaistajuuden olevien herätteiden amplitudeja ja massalla korkeampia, yli ominaistajuuden olevien herätteiden amplitudeja. Ominaisajuudet ovat kaikissa tapauksissa suurempia kuin herätteen taajuus. Tästä syystä herkkyysanalyysissä saman jäykkyyden, mutta eri massan omaavat systeemit saavat lähes identtiset maksimiampplitudit. Amplitudin voidaan siis katsoa muodostuvan betonin jäykkyysominaisuuksista.

Herkkyysanalyysissä vaimennuksessa ei havaita suurta eroa massattoman ja todellisen massan välillä, mutta kolminkertaisen massan omaavassa systeemissä vaimennus on huomattavasti korkeampaa. Moodianalyysin ominaismuodoista huomataan, että kolminkertaisen massan tapauksessa massa on kuormituksensuuntaisessa värähtelyssä toisessa ominaistajuudessa mukana huomattavasti enemmän verrattuna kahden muun

massan tapaukseen. Lisäksi kyseinen taajuus 127,32 Hz, on lähellä herätetaajuuden kokonaisluvulla kerrannaista, 125 Hz taajuutta. Koska taajuus on lähempänä herätetaajuuden kerrannaista, herää se voimakkaammin kokonaisvärähtelyyn mukaan. Korkea vaimennus siis selittyy sillä, että betoni on huomattavasti enemmän kokonaisvärähtelyssä mukana verrattuna pienempien massojen tapauksiin. Tällöin betonin suuremman vaimennuskertoimen takia kokonaisvaimennus on suurempaa.

Teräslevyjen ja betonin muodonmuutoksia vertailtaessa tapauksessa 2 huomataan, että muodonmuutosero päätylevyssä ylittää kutistuman seurauksena aiheutuvan raon. Pinta-ala, missä pintojen välimatka ylittyy, on kuitenkin hyvin pieni. Voidaan siis todeta, että ilmiöstä ei syntyisi kitkan kautta merkittävää lisävaimennusta. Jäykistelevyn kohdalla pintojen siirtymäero ei ylitä missään kohtaa kutistumasta aiheutuvaa rakoa.

Dynaamisen laskennan tuloksista voidaan päätellä, että tutkimuksen tapauksen perustuksessa betonin ominaisuuksista jäykkyydellä on suurin vaikutus amplitudin syntyyn. Vaimennuskertoimien perusteella betonin vaimennusominaisuuksilla ei ole suurta vaikutusta tutkimustapauksen laiteperustuksen dynaamiseen käyttäytymiseen. Betonin massaominaisuudella voidaan todeta olevan hyvin pieni vaikutus. Herkkyysanalyysin perusteella voidaan todeta, että rakenteen massa-jäykkyys-suhteella on merkittävä vaikutus dynaamisen käyttäytymisen kannalta. Kun betoni saadaan osallistumaan värähtelyyn suhdetta muuttamalla, on vaimennus huomattavasti tehokkaampaa.

Tuloksista voidaan myös päätellä, että jos kontakti saadaan pidettyä teräslevyrakenteiden ja betonin välillä, on impulssin seurauksena syntyvä maksimiampplitudi pienempi. Tällöin myös värähtely vaimenee nopeampaa pois, vaikka vaimennuskertoimet ovat suhteellisen lähellä toisiaan. Mahdollisuuksien mukaan tämä voitaisiin toteuttaa esimerkiksi käyttämällä kutistumatonta betonia tai leikkausliittimien jakoa tihentämällä ja käyttämällä jäykempiä liittimiä.

Dynaamisen laskennan tulokset antoivat arvokasta tutkimustietoa liittorakenteisen laiteperustuksen dynaamisesta toiminnasta. Lisäksi tulokset antavat merkittävää tietoa siitä, miten perustuksen vaimennusta voidaan mahdollisesti parantaa ja impulssikuormituksen aiheuttamaa värähtelyn amplitudia tarvittaessa saada pienemmäksi. Tämän työn tulosten rajoissa ei havaittu ongelmaa rakenteen toiminnalle.

8 YHTEENVETO

Tämän työn tavoitteena oli tutkia, miten tutkimustapauksen laiteperustus käyttäytyy siihen kohdistetun dynaamisen kuorman eli tässä tapauksessa impulssikuorman vaikutuksen alla ja selvittää, voidaanko rakenneosien välille määritellä liittovaikutusta. Tavoitteena oli myös määritellä minkälainen kontakti teräksen ja betonin välille syntyy, kun otetaan huomioon massiivibetonin lämmönkehitys hydrataation seurauksena ja sen jälkeen tapahtuva kutistuma. Tutkimuksessa tarkasteltiin myös kontaktin vaikutusta perustuksen dynaamiseen käyttäytymiseen. Viimeisenä tarkastelun kohteena oli määritellä, mikä betonin ominaisuuksista on hyödyllinen dynaamista kuormaa vastaan.

Kirjallisuuskatsauksessa selvitettiin, minkä lämpötilan tutkimuksen tapauksen massiivibetonirakenne saavuttaa hydrataatiossa ja kuinka suuri lämpötilaero betonirakenteen ja teräsrakenteen välille syntyy. Kirjallisuuskatsauksessa tutkittiin myös kutistumaa liittorakenteissa ja kutistuman suuruus arvioitiin tämänkaltaisessa rakenteessa.

Tutkimuksessa huomattiin, että betonin ja teräksen kontaktin käyttäytyminen on monimutkaista. Tämä aiheutti haasteita tartuntalujuuksien määrittelyssä tutkimuksen kohteena olevassa rakenteessa. Yksiselitteistä tartuntalujuutta ei voida tarkkaan määritellä, koska siihen vaikuttaa hyvin monta tekijää. Leikkaussuunnan tartuntalujuudesta löytyi kirjallisuudesta hyvin vaihtelevasti tietoa rakenteesta ja kuormitustyypistä riippuen. Lisäksi vetotartuntalujuuden suuruudesta teräksen ja betonin välillä löytyi vähän tutkimuksia ja kirjallisuutta.

Kokeellisen osion ensimmäisessä osassa tutkittiin betonin lämmönkehityksen ja kutistuman vaikutusta rakenneosien väliseen kontaktiin staattisen FEM-analyysin avulla. Haasteita laskennassa aiheutti hyvin epälineaarinen kontakti, joka vaati useita toimenpiteitä laskennan iteroinnin konvergoinnin aikaansaamiseksi. Staattisen laskennan tuloksena saatiin, ettei teräslevyrakenteiden ja betonin välillä ole kontaktia tapauksen rakenteessa, vaan kontakti materiaalien välillä on ainoastaan leikkausliittimien varassa. Staattisen laskennan tuloksena saatiin myös, ettei lämpölaajenemisesta aiheudu merkittäviä jännityksiä ympäröivään teräsrakenteeseen.

Toinen olennainen osa tutkimusta oli selvittää staattisen laskennan tuloksia hyödyntäen, miten tapauksen perustuksen eri materiaalit käyttäytyvät yhdessä dynaamisesti. Dynaamisen FEM-analyysin pohjalta tutkimustulokseksi saatiin, että tapauksen perustuksessa betonin jäykkyysominaisuuksilla on suurin vaikutus dynaamiseen käyttäytymiseen. Tällä tarkoitetaan sitä, että betonin jäykkyydellä on edullinen vaikutus syntyvään amplitudiin, jonka seurauksena värähtelyn vaimeneminen on nopeampaa. Betonin massa- ja vaimennusominaisuuksilla oli vain pienimuotoinen vaikutus perustuksen värähtelyyn. Tutkimustuloksena saatiin myös, että vaimennusta voidaan tehostaa huomattavasti perustuksen massa-jäykkyys-suhdetta muuttamalla. Lisäksi jos kontakti pysyisi materiaalien välillä, esimerkiksi käyttämällä kutistumatonta betonia, värähtely vaimenisi nopeammin. Tulosten tarkastelu ja johtopäätökset -kappaleessa esitettiin perusteluita siitä, ettei värähtelyn katsota olevan vaarallista perustuksen toiminnalle. Tämän varmistaminen vaatisi kuitenkin jännitystarkastelun ja todenmukaisen massan sisällyttämisen analyysiin.

Liittovaikutuksen määrittäminen tapauksen perustuksessa on haastavaa. Teräslevyt ja betoni ovat rakenteellisesti kytköksissä toisiinsa leikkausliittimien ansiosta ja toimivat osittain yhdessä dynaamista kuormaa vastaan. Teräslevyrakenteet kontaktin puuttumisen vuoksi pääsevät kuitenkin värähtelemään itsenäisesti, joten ei voida puhua täysin yhtenäisestä rakenteesta. Liittovaikutusta rakenneosien välillä ei kuitenkaan havaittu, koska betonin kutistumisen seurauksena betoni ja teräslevyrakenteet pääsevät irtoamaan toisistaan. Liittovaikutus siis pienenee ja lopulta häviää kokonaan.

Jatkotutkimuksena olisi mielenkiintoista selvittää, tulisiko betonin massaominaisuus määräävämmäksi amplitudin muodostumisen kannalta jäykkyyden sijasta, jos impulssin kesto olisi huomattavasti pienempi. Värähtelymekaniikan teorian perusteella tämä olisi oletettua. Jatkotutkimuksena voitaisiin myös selvittää, onko tehokkaampaa lisätä perustuksen jäykkyyttä teräsrakenteita vahvistamalla vai betonin pintaa nostamalla.

Tässä työssä yksinkertaistuksen vuoksi perustuksen kontakti pohjaan mallinnettiin kiinteänä kontaktina. Yksi jatkotutkimuksen aihe voisi olla tutkia, onko pohjan kitkalla vaikutusta vaimenemiseen ja dynaamiseen käyttäytymiseen. Tutkimusta voisi myös laajentaa selvittämällä, milloin materiaalien käyttäytyminen muuttuisi epälineaariseksi ja milloin iskusitkeys täytyisi ottaa huomioon, kun voimaa kasvatetaan huomattavasti.

Nämä kuitenkin vaatisivat epälineaariseen aikaintegrointimenetelmään pohjautuvan laskennan, joka on laskennallisesti hyvin raskas.

Työn tutkimustuloksia voidaan pitää merkittävänä, sillä ne antavat tietoa liittorakenteisen laiteperustuksen dynaamisesta käyttäytymisestä. Tulokset antavat myös arvokasta tietoa siitä, miten perustuksen dynaamista toimintaa voitaisiin tarvittaessa parantaa. Viimeisenä työn tutkimustulokset auttavat ymmärtämään teräksen ja betonin välistä kontaktin käyttäytymistä massiivisessa liittorakenteessa.

LÄHDELUETTELO

ANSYS 2022 R2, 2022. Material Reference, 462 s.

ANSYS 2022 R2, 2022. Theory Reference, 940 s.

ANSYS 2022R2, 2022. Element Reference, 1508 s.

ANSYS 2022R2, 2022. Structural Analysis Guide, 498 s.

Arslan G., 2006. Sensitivity study of the Drucker-Prager modeling parameters in the prediction of the nonlinear response of reinforced concrete structures. *Materials and Design*, 28, s. 2596-2603.

Bhatia K.G., 2008. *Foundations For Industrial Machines*. Ensimmäinen painos. New Delhi: D-CAD Publishers, 664 s.

Bissonnette B., Pierre P. & Pigeon M., 1999. Influence of key parameters on drying shrinkage of cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 29 (10), s. 1655-1662.

Cai C., Zheng H., Khan M. S. & Hung C. K., 2002. Modeling of Material Damping Properties in ANSYS. Defence Systems Division, Institute of High Performance Computing.

Chung J. & Hulbert G. M., 1993. A Time Integration Algorithm for Structural Dynamics with Improved Numerical Dissipation: The Generalized- α Method. *Journal of Applied Mechanics*, 60, s. 371-375.

Clough R. W. & Penzien J., 1995. *Dynamics of Structures*. Third Edition. Berkeley, United States; Computers & Science Inc. 730 s.

Fan J., Fei L., Faxing D., Dan B., Siqing W., Zhongkun T., & Sui T., 2021. Compatibility Optimal Design of Axially Loaded Circular Concrete-Filled Steel Tube Stub Columns. *Materials* 14, s. 1-29.

Haara T., 2018. *Betonitekniiikan oppikirja 2018*. Kuudes päivitetty painos. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry, 568 s.

Haataja ym., 2002. *Numeeriset menetelmät käytännössä*. Toinen painos. Espoo: CSC – Tieteellinen laskenta Oy, 415 s.

He Z-J., Ding M-J., Xhang X-J. & Zhang X-S., 2020. The Biaxial Compressive Mechanical Properties and Strength Criterion of Recycled Aggregate Concrete Under Diferent Dynamic Strain Rates. *Iranian Journal of Sicence and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 45, s. 125-146.

Helmi A. A. & Bashir M. A., 2019. Prediction of Lateral Confinement Stress for Concrete Filled Steel Tube Column. *Current Trends in Civil & Structural Engineering – CTCSE*, 4(2).

Holt E. & Leivo M., 2004. Cracking risks associated with early age shrinkage. *Cement and Concrete Composites*, 26(5), s. 521-630.

Holt E., 2001. *Early age autogenous shrinkage of concrete*, VTT Publications 446. Espoo: Valtion teknillinen tutkimuskeskus (VTT), 184 s.

Leskelä M., 2008. *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus*. Toinen korjattu painos. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry, 711 s.

Loqman N., Safiee N. A., Bakar N. A. & Nasir N. A. M., 2018. Structural Behavior of Steel-Concrete Composite Beam using Bolted Shear Connectors: A Review. *MATEC Web of Conferences*, 203. s. 1-12.

Mobley R. K., 1999. *Vibration Fundamentals*. Boston: Butterworth-Heinemann, 295 s.

Nasery M. M., 2023. Investigation on Behaviours along Weak Axes of Steel Beam under Low Velocity Impact Loading: Experimental and Numerical. *Buildings* 13(9), 25 s.

Paz M. & Leigh W., 2004. *Structural Dynamics: Theory and Computation*. Fifth Edition. Kluwer Academic Publishers Group, 812 s.

Pelke E., Kurrer K.-E., 2015. On the evolution of steel-concrete composite construction. Chigago: Fifth International Construction History Congress.

Peterson V., Ansell A. & Hallgren M., 2022. On the Residual Static and Impact Capacity of Shear-Reinforced Concrete Beams Subjected to an Initial Impact. *Applied Sciences* 12(22), 19 s.

Prakash S. & Puri V. K., 2006. Foundations For Vibrating Machines. *Journal of Structural Engineering*, Special Issue, April-May 2006, 39 s.

Qu X., Chen Z., Nethercot D. A., Gardner L. & Theofanous M., 2013. Load-reversed push-out tests on rectangular CFST columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 81, s. 35-43.

Rao N. S. V. K., 2011. *Foundation Design: Theory and Practice*. First Edition. John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd, 644 s.

Samarakkody D. I., Thambiratnam D. P., Chan T. H. T. & Moragaspiya P. H. N., 2017. Differential axial shortening and its effects in high rise buildings with composite concrete filled tube columns. *Construction and Building Materials*, 143, s. 659-672.

Schwarz B. & Richardson M., 1999. *Experimental Modal Analysis*. CSI Reliability week, 35 (1), s. 1-12.

SFS-EN 1992-1-1, 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 218 s.

SFS-EN 1993-1-1, 2005. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskeavat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 99 s.

SFS-EN 1993-1-5, 2006. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-5: Levyrakenteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 57 s.

SFS-EN 1994-1-1, 2005. Eurokoodi 4: Betoni-teräs-liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 101 s.

SFS-EN 1998-2, 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 148 s.

Siemens Digital Industries Software, 2019. Window Types: Hanning, Flattop, Uniform, Tukey and Exponential [verkkodokumentti]. Siemens Digital Industries Software. Saatavissa: <https://community.sw.siemens.com/s/article/window-types-hanning-flattop-uniform-tukey-and-exponential>

Spacone E., 2004. Nonlinear Analysis of Steel-Concrete Composite Structures: State of art. *Journal of Structural Engineering*, 130 (2), 11 s.

Srinivasulu P. & Vaidyanathan C. V., 1978. *Handbook of Machine Foundations*. Third reprint. New Delhi, India: Structural Engineering Research Centre.

Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys, 2012. *Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus: Eurocode 4 -oppikirja*. Helsinki: BY-Koulutus, 337 s.

Tao Z., Song T-Y., Uy B. & Han L-H, 2016. Bond behaviour in concrete-filled steel tubes. *Journal of Constructional Steel Research*, 120, s. 81-93.

The International Federation for Structural Concrete (fib), 2010. *Model Code 2010: First complete draft*, 318 s. (12)

Uy B., 2001. Static Long-Term Effects in Short Concrete-Filled Steel Box Columns under Sustained Loading. *ACI Structural Journal*, 98 (1), s. 96-104

Wang F-C., Xie W-Q., Li B. & Han L-H., 2022. Experimental study and design of bond behavior in concrete-filled steel tubes (CFST). *Engineering Structures*, 268, s. 1-11.

Wang Y-Y., Geng Y., Zhao M-Z. & Chen J., 2019. Non-linear creep modeling on circular concrete-filled steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 159, s. 270-282.

Wise J., Al Dushaishi M., Bocanegra-Yanez J., Lee H. P. & Hunt S. L., 2023. Experimental analysis of Wellbore cement-steel bond mechanics and characterization. *Geoenergy Science and Engineering*, 225, s. 1-8.