

Opinnäytetyö

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri AMK

Rakennesuunnittelu

2020

Teemu Järviö

LÄHTÖKOHDAT JA REUNA- EHDOT MONIKERROKSISTEN RAKENNUSTEN STABILITEETTI- TARKASTELUUN



OPINNÄYTETYÖ (AMK) TIIVISTELMÄ

TURUN AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Ohjaaja DI Joni Lähde

2020 | 68 sivua, 9 liitesivua

Teemu Järviö

LÄHTÖKOHDAT JA REUNAEHDOT MONIKERROKSISTEN RAKENNUSTEN STABILITEETTITARKASTELUUN

Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan korkeiden rakennusten stabiliteetilaskentaan liittyviä raja-arvoja erilaisissa mitoitusilanteissa. Suomessa on vasta vähän korkeita rakennuksia, eikä siten korkeiden rakennusten mitoittaminen ole vielä yleistä. Raja-arvot ja niihin liittyvät reunaehdot ovat olleet enimmäkseen kokempohjaisia ja niihin liittyvä kirjallinen tutkimustieto on puolestaan ollut heikosti tunnettua. Tutkimuksen tarkoituksena on saada vahvistusta kirjallisuuslähteistä raja-arvoille, joita on tällä hetkellä käytetty Optiplan Oy:n suunnittelemisissa rakennuksissa.

Opinnäytetyö on tehty kirjallisuustutkimuksena. Työssä on tutkittu eri maiden standardeja ja kansainvälisiä standardeja. Lisäksi työssä on käsitelty englanninkielisiä ja muutamia suomenkielisiä rakennusalan julkaisuja. Opinnäytetyössä on käsitelty taipuman mitoittamista, rakenneanalyysia ja värähtelyä Eurokoodien, amerikkalaisten standardien ja erilaisen kirjallisuuden perusteella.

Opinnäytetyössä ei ole esimerkkikohdetta tai laskentamallia, vaan vertailua on tehty eri standardien välillä, ja näistä saatuja tuloksia on lopulta verrattu Optiplan Oy:n käyttämiin raja-arvoihin. Optiplan Oy:n käyttämät raja-arvot ovat olleet samassa linjassa, joita maailmalla on jo käytetty korkeita rakennuksia suunniteltaessa. Standardit eivät ota kantaa suoraan raja-arvoihin, vaan ne kertovat, että rajat sovitaan tilaajan kanssa. Tästä johtuen vertaileva aineisto on löytynyt jo rakennetuista kohteista.

Työn tulokset ovat odotettuja. Ennen opinnäytetyön aloittamista oli tiedossa, että monet käytetyt raja-arvot ovat lähtöisin suunnittelijoiden omista kokemuksista ja tähän saatiin varmistus opinnäytetyössä. Näiden lisäksi löytyi paljon kirjoitettua tietoa raja-arvoista, joita voidaan käyttää. Eurokoodit ovat tuttuja suomalaisille suunnittelijoille, joten etukäteen oli tiedossa, ettei standardi sisällä suoraan raja-arvoja. Ulkomaisia standardeja ei ole käsitelty aiemmin Optiplan Oy:ssä, joten niistä odotettiin tuloksia. Standardit olivat suurpiirteisiä, mutta tarkemmat tiedot löytyivät muista kirjallisuuslähteistä. Tarkasteltavat suunnittelukohteet olivat tunnettuja, kuten myös kirjoittajat, joten näiden lähteiden tiedot ovat luotettavia.

ASIASANAT:

eurokoodit, standardit, jäykistys, taipuma, värähtely

BACHELOR'S THESIS | ABSTRACT

TURKU UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Bachelor of Civil Engineering

Instructor Joni Lähde, M. Sc. Eng

2020 | 68 pages, 9 pages in appendices

Teemu Järviö

STARTING POINTS AND BOUNDARY CONDITIONS FOR MULTI-STOREY BUILDINGS IN STABILIZATION REVIEW

The objective of the thesis was to study limit values of high buildings in different kind of standards and literature. In Finland there are few high buildings yet, so limit values aren't very common yet. The information on the limit values is more of experience-based knowledge. The idea of Thesis is to find verification from the literature sources to the limit values, which has been used by Optiplan Oy.

Thesis was completed as a literary research. The standards of different countries and international standards were researched. Also there has been studied different kind of literature sources, which most have been in English and just a few in Finnish. In the thesis presents information how is deflection, structural analysis and vibration they are specified in Eurocodes, American standards and in literature.

There isn't any example case or calculation model, but the comparison was completed with buildings that Optiplan Oy has designed and what limit values there has been used. The results were as expected. The limit values that has been used in Optiplan Oy correspond with what has been used in different parts of the World. Standards don't specify what the limitations are, but note that limit values are agreed with customers. For this reason the comparative literature is found from books and not only from standards.

Results were as expected. Before starting thesis, it was known that many of the used limit values are based on designers' own experience. Eurocodes are very familiar to Finnish designers and from this was known that Eurocodes doesn't have limit values directly. Foreign standards have not been studied before at Optiplan Oy, so this provided new information. Information was founded from standards and literature. Standards were high-trait then literature. Literature was based on well-known buildings and authors, so they can be considered reliable.

KEYWORDS:

Eurocodes, standards, deflection, vibration, bracing

SISÄLTÖ

1 JOHDANTO	8
2 KUORMAT	9
2.1 Mitoituksen periaatteet	9
2.1.1 Murtorajatila	9
2.1.2 Käyttörajatila	10
2.1.3 Rajatilamitoitus	10
2.2 Kuormien luokitus	11
2.3 Kuormien ominaisarvot	11
2.4 Tuulikuormat	12
2.4.1 Rakennuksen korkeuden vaikutus tuuleen	14
2.4.2 Staattinen tuulikuorma	15
2.4.3 Dynaaminen tuulikuorma	16
2.5 Asumismukavuus	17
2.6 Vaimennus	19
3 RAKENTEEN JÄYKISTÄMINEN	22
3.1 Jäykistysjärjestelmät	22
3.2 Erilaiset jäykistysmenetelmät	23
3.2.1 Mastojäykistys	23
3.2.2 Kehäjäykistys	23
3.2.3 Levyjäykistys	24
3.2.4 Ristikkojäykistys	25
3.2.5 Yhdistelmäjäykistys	26
3.3 Korkeissa rakennuksissa yleisesti käytetyt jäykistysjärjestelmät	26
3.3.1 Jäykistysseinä	26
3.3.2 Kuilujäykistys	28
3.4 FEM-analyysi	29
4 RAKENNEANALYYSI	31
4.1 Rakenneanalyysi Eurokoodien mukaan	31
4.2 Rakenneanalyysin tekeminen standardin ACI 318-19 mukaan	33
4.2.1 Hoikkuusefektit	33
4.2.2 Mallinnuspäätelmät	33

4.2.3 Ensimmäisen kertaluvun analyysi	34
5 TAIPUMA	37
5.1 Taipuma eurokoodien mukaan	37
5.1.1 Taipuma Eurokoodi SFS-EN 1990 + A1 + AC mukaan	37
5.1.2 Taipuma Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC mukaan	39
5.1.3 Taipuma Eurokoodi SFS-EN 1993-1-1 mukaan	39
5.1.4 Taipuma Eurokoodi SFS-EN 1994-1-1 + AC mukaan	41
5.1.5 Erilaisia suomenkielisiä teoksia taipumasta	42
5.2 Taipuma vieraskielisessä materiaalissa	43
5.2.1 Taipuma standardien ACI 318-19 ja ASCE 7-98 mukaan	43
5.2.2 Taipuma standardin ISO 4356 mukaan	44
5.2.3 Taipuma kirjoitelma Deflection Limits in Tall Buildings—Are They Useful? mukaan	45
5.2.4 Erilaisia vieraskielisiä teoksia taipumasta ja rakennesuunnittelusta	51
6 VÄRÄHTELY	54
6.1 Värähtely Eurokoodit	54
6.2 Värähtely ja taajuus ISO 10137 ja ISO 4866 standardeissa	56
6.2.1 Standardi ISO 10137	56
6.2.2 Standardi ISO 4866	57
6.3 Värähtely, taajuus ja kiihtyvyyden ASCE 7-98 standardin mukaan	61
6.4 Värähtely ja taajuus muissa suomenkielisissä lähteissä	62
7 YHTEENVETO JA POHDINTA	64
LÄHTEET	68

LIITTEET

- Liite 1. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet.
- Liite 2. Lujuuteen ja vakauteen vaikuttavat muodonmuutokset.
- Liite 3. Huollettavuuteen vaikuttavat muodonmuutokset.
- Liite 4. Taulukko muodonmuutoksista, jotka vaikuttavat ulkonäköön.
- Liite 5. Taulukko muodonmuutoksista, jotka vaikuttavat rakennuksen käyttöön.
- Liite 6. Muodonmuutokset, jotka vaativat yleistä hallintaa.
- Liite 7. Yhteenvetotaulukko edellisistä taulukoista.

KAAVAT

Kaava 1. Tuulen kokonaisvoima	15
Kaava 2. Reynoldsin luku	15
Kaava 3. Korkean rakennuksen ominaistajuuden laskeminen	55

KUVAT

Kuva 1. Nopeusprofiilit eri maastoluokissa ja korkeuksissa	14
Kuva 2. Virtauksen irtoaminen kappaleen pinnasta	16
Kuva 3. Kehäjäykistyksen perusperiaate	24
Kuva 4. Levyjäykistyksen perusperiaate	25
Kuva 5. Erilaisia ristikkomalleja	26
Kuva 6. Jäykistysseinä esimerkki	28
Kuva 7. Esimerkki putkijäykisteisestä rakennuksesta ja putkijäykisteinen ja kehä rakenteesta	29
Kuva 8. Hoikkuuden laskenta amerikkalaisen standardin mukaan	33
Kuva 9. Rakenneosan taipumien määritelmät	37
Kuva 10. Vaakasiirtymien määritelmät	38
Kuva 11. 163 rakennuksen korkeus verrattuna taajuuteen käyttäen logaritmista asteikkoa	59

TAULUKOT

Taulukko 1. Ihmisten havainnointikyky kiihtyvyyksien osalta	19
Taulukko 2. Rakennuksen vaimennuskertoimet	21
Taulukko 3. Osavarmuusluvut jäyhyysmomentille ja poikkileikkauspinta-aloille, kun lasketaan kuormitettuja rakenteita	35
Taulukko 4. Vaihtoehtoiset jäyhyysmomentin osavarmuusluvut	36
Taulukko 5. Taipumien ja siirtymien käyttörajatilat	40
Taulukko 6. Liittorakenteiden taipuma- ja siirtymäraajat käyttörajatiloissa	42
Taulukko 7. Kooste korkeista rakennuksista ja niissä käytetyistä taipumarajoista	47
Taulukko 8. Eri maiden standardeista kerätyt taipumarajat	48
Taulukko 9. ASCE:n taulukko siitä, mitä tietty taipuma saa aikaan rakennuksessa. Vahingot ovat käyttömukavuuteen vaikuttavia, ei rakenteisiin	50
Taulukko 10. Kiihtyvyyden raja-arvo asuin- ja toimistorakennukselle, kerran vuodessa tapahtuvalle tuulikuormalle	57
Taulukko 11. Rakennuksen korkeus verrattuna vaimennussuhteeseen. Tutkimuksessa oli 10 rakennusta, joissa maaperän vaikutus oli vähäistä	61

1 JOHDANTO

Korkea rakentaminen on Suomessa uudehko asia. Suomessa ei ole vielä paljoa kokemusta korkeiden rakennusten rakentamisesta. Tästä johtuen teoriatietoa korkeasta rakentamisesta on julkaistu toistaiseksi melko vähän suomeksi. Korkeissa rakennuksissa on tärkeää määrittää taipumarajat, jäykkyys sekä rakennuksen värähtely. Näiden avulla määritetään pitkälti rakenteiden toimivuus ja rakennuksen käyttömukavuus. Tällä hetkellä uusia korkeita rakennuksia on suunnitteilla lukuisia Suomessa ja tiedot stabiliteettilaskelmille asetettavista rajoista sekä reunaehdoista perustuvat aikaisempiin, jopa henkilötason kokemuksiin, mutta kirjallinen tutkimusaineisto näiden taustalla on jäänyt vieraaksi. Tätä kautta Optiplan Oy:ssä on syntynyt ajatus tutkia sitä, mihin tietyt rakentamisen raja-arvot perustuvat.

Suomenkielisten lähteiden löytäminen työtä varten oli hankalaa, koska suomenkielistä materiaalia tutkittavasta aiheesta on julkaistu vähän. Juurikaan muita suomenkielisiä materiaaleja kuin Eurokoodit ei ole käytössä. Opinnäytetyön tarkoituksena on tutkia eurokoodiin perustuvia raja-arvoja ja sitten verrata niitä ulkomaalaisiin standardeihin ja muuhun ulkomaiseen kirjallisuuteen. Englanniksi kirjoitettua materiaalia aiheesta löytyy paljon, mutta niiden luotettavuuteen ja ennen kaikkea soveltuvuuteen suomalaiseen rakentamiseen tulee suhtautua kriittisesti. Tämä luo työhön oman haasteensa, koska lähteiden käytössä tarvitsee tarkkuutta. Myös vieras kieli tuo oman haasteensa, koska suomenkielistenkin standardien tekstit ovat vaikeita ymmärtää.

Tutkimuksia korkeista rakennuksista on tehty ja niitä on rakennettu. Tätä kautta tietoa on saatavilla, mutta sitä ovat kirjoittaneet vain muutamat henkilöt. Optiplan Oy:ssä koetaan, että korkeiden rakennusten suunnittelussa käytetyt nykyiset raja-arvot perustuvat siihen, miten ennenkin on tehty. Suunnittelussa tätä ei ole sen enempää kyseenalaistettu tai tutkittu.

Työn tarkoituksena on selvittää, miksi tietyt raja-arvot ja valintoja tehdään korkeiden rakennusten suunnittelussa. Opinnäytetyö on kirjallisuustutkimus, jossa vertaillaan eri lähteistä saatavia tietoja. Tarkoituksena on myös tutkia ulkomaisia standardeja ja etsiä lähdemateriaalista perusteluita nykyisten raja-arvojen käytölle. Työssä edetään kirja kirjalta syvemmälle aiheeseen ja selvitetään käytettyjen raja-arvojen alkuperä.

2 KUORMAT

Tässä luvussa tarkastellaan kuormien mitoittamista ja perusasioita Eurokoodien ja kansallisten liitteiden avulla. Nämä ovat niitä standardeja, jotka määrittävät rakentamista Suomessa. Eurokoodeista löytyy oma standardi tuulelle, lumelle ja muille kuormille. Näistä jokaiselle löytyy myös omat suomalaiset vastineensa, joissa on annettu tarkentavia tietoja sen osalta mitä kertoimia tai arvoja Suomessa käytetään. Tämän työn tarkoituksena on käsitellä rakennuksen taipumaa. Tästä johtuen merkityksellinen kuorma on tuulikuorma, jota tarkastellaan tarkemmin. Muita kuormia ei käsitellä tarkemmin.

2.1 Mitoituksen periaatteet

Rakenteet mitoitetaan aina erikseen käyttö- ja murtorajatilaan. Mitoitustilanne selviää, kun otetaan huomioon toimintaolosuhteet, jossa rakenteet ovat. Mitoitustilanteita ovat esim. normaali käyttötilanne tai onnettomuustilanteet, jotka ovat tilapäisiä tilanteita. Tilapäisiä tilanteita ovat myös erilaiset korjaukset tai jonkin tilanteen toteutus. Maanjäristyksen mitoitustilanne ei koske Suomen olosuhteita. Eurokoodi -standardeissa on tarkemmin kerrottu erityisistä erilaisista mitoitustilanteista. (RIL 201-1-2017 2017, 27.)

2.1.1 Murtorajatila

Murtorajatilan määrittämisessä lähdetään siitä, että kun rakenteiden varmuus tai ihmisten turvallisuus on vaarassa, kyseessä on murtorajatila. Lisäksi voidaan sopia tilaajan tai asianomaisten kanssa, että varastoidut tavarat tai aineet luokitellaan rajatilallaan murtorajatilaan. Murtorajatilassa ei tarkastella tilannetta sortuman osalta, vaan tutkitaan tilannetta ennen sortumista. Tämä johtuu siitä, että sortumaa edeltävät tilanteet ovat yksinkertaisempia laskea. Murtorajatilan osalta on muutamia tilanteita, jotka tulee tarkistaa, jos ne ovat merkityksellisiä (SFS-EN 1990+ A1+ AC 2006, 52,54.):

- jäykkä rakenne tai osa siitä menettää tasapainon
- rakenteen tai sen osan muuttuminen mekanismiksi
- rakenteen siirtymätila kasvaa liian suureksi
- katkeaminen
- rakenteen tai sen osan stabiiliuden menetys

- ajalliset vaikutukset, kuten väsyminen.

2.1.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa käsitellään rakenteen toiminnan, käyttömukavuuden ja ulkonäön muutoksia aiheuttavat tekijät. Käyttörajatila tulee erottaa palautuvaksi ja palautumattomaksi rajatilaksi. Käyttörajatiloina tarkasteltaessa käytetään erilaisia kriteerejä (SFS-EN 1990+ A1+ AC 2006, 54.):

- siirtymät, joiden vaikutukset kohdistuvat ulkonäköön, käyttäjien mukavuuteen, rakenteen toimivuuteen (mukaan lukien koneet ja talotekniikka), aiheuttaa vaurioita pinnoille tai ei-kantaville osille
- värähtelyt, joiden vaikutukset saavat ihmiset tuntemaan olonsa epämukavaksi tai rajoittavat rakenteen kelpoisuutta käyttötarkoitukseensa
- vauriot joiden vaikutukset ovat negatiivisia ulkonäköön, säilyvyyteen tai rakenteen toimivuuteen.

2.1.3 Rajatilamitoitus

Eurokoodi SFS-EN 1990 + A1 + AC määrittää rajatilamitoituksen siten, että mitoitusta rakenteelle tehdessä siihen liittyvät rajatilat ovat tiedossa, joten kuormitus- ja rakennemallit tulee muodostaa niihin perustuen. Tarkasteltaessa rajatiloja tulee varmistaa, ettei rajatilan arvoa ylitetä missään tilanteessa, kun käytössä on rajatilaan liittyvät mitoitusarvot mittatiedoille, materiaali- tai tuoteominaisuuksille ja kuormille. Rajatilojen tarkastelu tulee tehdä jokaiselle kuormitustapaukselle ja mitoitustilanteelle, kun kyseessä on merkittävä tapaus tai tilanne. Mitoitustilannetta valittaessa selvitetään määräävät kuormitukset ja harkitaan, mitkä mitoitustilanteet ovat oikeat. Tarkastelua varten tulee valita kuormitustavat, yhteensopivat kuormitustapaukset, selvittää siirtymätilat, kuormitustilat, kuormituskaaviot sekä epätarkkuudet, jotka huomioidaan pysyvien ja kiinteiden muuttuvien kuormien kohdalla. Rakenteissa olevat poikkeukset kuormien suunnasta tai paikoista tulee myös huomioida. Kuormitus- ja rakennemallit voivat olla matemaattisia tai fysikaalisia. Vaihtoehtoisesti rakenteet voidaan mitoittaa myös tilastojen avulla, nämä tilanteet

on esitetty Eurokoodi SFS-EN 1990 +A1 + AC liitteessä C. (SFS-EN 1990+ A1+ AC 2006, 56.)

2.2 Kuormien luokitus

Kuormien luokittelu perustuu niiden ajalliseen vaihteluun. Tämä toteutetaan seuraavasti:

- pysyvät kuormat (G), joita ovat esim. rakenteet ja kiinteät laitteet rakennuksessa
- muuttuvat kuormat (Q), joita ovat esim. tuulikuorma, lumikuorma ja hyötykuorma
- onnettomuuskuormat (A), joita ovat esim. törmäykset ja räjähdykset. (SFS-EN 1990+ A1+ AC 2006, 56.)

Onnettomuuskuormiksi voidaan myös laskea maanjäristykset ja lumi tietyissä tapauksissa, mutta nämä ovat sidottuja maantieteellisiin sijainteihin. Vesi aiheuttaa myös kuormia, näitä kuormia voidaan pitää muuttuvina tai pysyvinä kuormina. Tämän lisäksi kuormat luokitellaan seuraavasti:

- välittömiksi tai välillisiksi alkuperän perusteella
- kiinteiksi tai liikkuviksi vaikutuskohdan vaihtelun takia
- staattiseksi tai dynaamiseksi johtuen rakenteen tai rakennuksen luonteesta tai vasteesta. (SFS-EN 1990+ A1+ AC 2006, 58.)

2.3 Kuormien ominaisarvot

Kuormilla on ominaisarvo (F_k), jota edustaa tietty arvo. Arvo määritellään hankeasiakirjoissa tai vaihtoehtoisesti keskiarvona, nimellisarvona, tai ala- tai ylärajana. Pysyvälle kuormalle asetetaan myös oma ominaisarvonsa ja tätä kuvataan kahdella eri tavalla. Jos vaihtelu pidetään pienenä, niin voidaan käyttää yhtä arvoa G_k . Vaihtelun ollessa isoa jaetaan ominaisarvot yläraja $G_{k,sup}$ ja $G_{k,inf}$. Vaihtelu, joka koskee pysyvää kuormaa, voidaan jättää huomiotta, jos pysyvä kuorma ei vaihtelee paljoa rakennuksen suunnitellun käyttöiän aikana. Tähän vaikuttaa myös variaatiokerroin, joka on rakenteesta riippuen 0,05 – 0,10. Tällöin voidaan valita G_k arvoksi keskiarvo. Muuttuvan kuorman ominaisarvo (Q_k) voidaan määrittellä kahdella eri tavalla: joko nimellisarvona tai yläraja-arvona tai alaraja-arvona. Nimellisarvon tulee olla sellainen tilastollinen jakauma, jota ei tunneta. Yläraja-arvon tulee olla sellainen, jota ei tulla ylittämään tietyn tarkastelujakson aikana ja

alaraja-arvo taas arvona, jota ei tulla ylittämään myöskään tietyllä tarkastelujaksolla. Esim. tuulen aiheuttaman kuorman osalta kuorman tulee edustaa kuormaa, jota ei todennäköisesti ylitetä seuraavan 50 vuoden aikana. Ylitys saa tänä aikana olla maksimissaan 2 %. (SFS-EN 1990+ A1+ AC 2006, 58,60.)

2.4 Tuulikuormat

Tuulikuorma on Suomessa merkittävin värähtelyä ja sivuttaisliikettä aiheuttava voima. Erityisesti korkeissa rakenteissa on tärkeää huomioida tuulikuorma. Tuulikuorma tuo ongelmia, joita matalammissa rakennuksissa ei ole.

Tuulikuormat ovat vaihtuvia kuormia, koska ne eivät pysy samana pitkiä aikoja. Tuulikuorma vaikuttaa pääosin ulkopintaan, mutta ulkopinnan ollessa huokoinen voi tuuli vaikuttaa myös sisätiloihin. Tuuli aiheuttaa vaakakuormia rakennuksen molemmille puolille. Tuulen puolella syntyy painetta ja vastapuolelle imua. Tuulen kuormittavuuteen vaikuttaa sekä maaston muodot että rakennuksen muoto. Tuulikuormien esitystapa on yksinkertaistettu voiman ja paineen joukko. Tuulikuormien määrittely on, että ne kuuluvat muuttuviin kuormiin. Tuulikuormat lasketaan Eurokoodien mukaan standardilla SFS-EN 1991-1-4. (RIL 201-1-2017 2017, 123.)

Eurokoodin mukaan myös kokeellinen mitoitus on mahdollista. Laskeminen on yleinen tapa määrittää tuulikuormat, kuitenkin tuulitunnelien käyttö on hyväksyttävää, jotta saadaan kuormat. (SFS-EN 1991-1-4 + A1+ AC, 20) Suomessa yleisesti käytetty ohje on Helsingin kaupungin korkean rakentamisen ohje. Ohjeen mukaan tuulitunnelikokeita käytetään tietyissä tapauksissa ja tuulitunnelin käyttämisen määrittää rakennesuunnittelija. Valintaperusteina esitetään seuraavia asioita: rakennuksen muoto, rakennuksen dynaamiset ominaisuudet ja ympäristön vaikutukset. (Helsingin kaupungin ohjekortti, 2018, RAK-01) Lisäksi vanhemmasta lähteestä löytyy nämä kolme samaa ominaisuutta, mutta lisäksi rakennuksen alin ominaistajuus mainitaan syyksi tuulitunnelikokeille. Lisäksi rakennuksen ominaistajuus ei saa mennä alle 1 Hz:n, tämä kuitenkin toteutuu usein korkeissa yli 20 kerroksissa rakennuksissa. (Ala-Ojala 2011, 10.)

SFS-EN 1991-1-4 -standardi sisältää menetelmät tuulikuorman laskemiseksi. Nämä menetelmät ovat voimakerroinmenetelmä ja painekerroinmenetelmä. Standardissa kerrotaan miten tuulikuorma lasketaan tavallisen rakennuksen osalta ja sen rakennusosille.

Standardi ei ota huomioon tuulen aiheuttamaa värähtelyä. Tuulen nopeuden modifioimaton perusarvo määritellään ottamalla 10 minuutin keskimääräinen tuulen nopeus. Tämä mittaus tehdään 10 metrin korkeudessa laakealla alueella, jossa ei ole rakennuksia lähellä. Lisäksi on mahdollista, että vuotuinen tuuli ylittää tämän arvon 2 %. Erona tuulen nopeuden perusarvoon on se, että modifioimaton ei ota tuulen suuntaa huomioon, mutta perusarvossa on otettu huomioon tuulen suunta ja vuodenaika. Modifioitu tuulen perusarvo ottaa huomioon maaston rosoisuuden. (RIL 201-1-2017 2017, 119–120.)

Tuulen perusarvo määritellään kansallisessa liitteessä. Suomen kansallinen liite antaa perusarvoksi 21 m/s Suomessa mantereella. Poikkeuksia ovat merialueet sekä tunturien lakialueet. Näissä käytetään hieman korkeampaa arvoa, joka ottaa huomioon maaston. Merialueilla perusarvo on 22 m/s ja tuntureilla 26 m/s. (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-4 2019, 22)

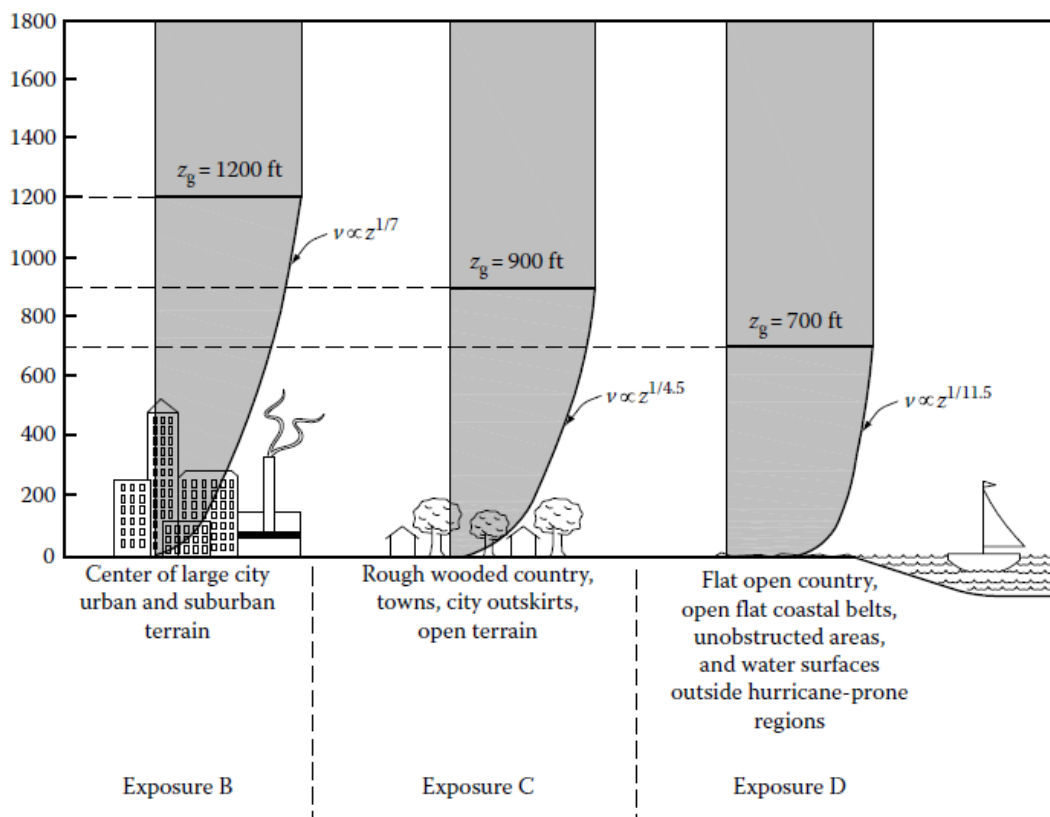
Puuskanopeuspainetta tarvitaan laskettaessa voimakerroin- tai painekerroinmenetelmällä. Puuskanopeuspaineen laskemiseen löytyy ohjeet Eurokoodista. Puuskanopeuspaine kuvaa tietyllä korkeudella tuulen puuskanopeuden. (RIL 201-1-2017 2017, 136.)

Tuulikuormat lasketaan vaikuttamaan koko rakennukseen tai rakenneosiin. Tuulikuormat lasketaan joko käyttäen voimakertoimia tai painekertoimia. Voimakerrointa käytetään rakennuksen perusteiden ja rungon jäykistämisen laskemiseen. Paineerrointa käytetään rakennusosien laskemisessa. Näitä osia ovat esimerkiksi ulkoseinät ja katot. Voimakeroihin sisältää jo itsessään kitkan, mutta painekertoimessa kitka tulee laskea erikseen. Paineerroinmenetelmässä vastausta ei saa suoraan yhdellä kaavalla, vaan sisäpuolinen kuorma, ulkopuolinen kuorma ja kitkakuorma lasketaan erikseen. Näiden avulla saadaan laskettua tuulen aiheuttama kuorma. Voimakerroinmenetelmällä kokonaistuulikuorman voi selvittää yhdellä laskulla. (RIL 201-1-2017 2017, 136–140.)

Korkean rakennuksen tuulikuormaa ei voida laskea samalla tavalla kuin matalassa rakennuksessa. Matalassa rakennuksessa oletetaan, että tuulen nopeuspaine on sama kaikissa korkeuksissa. Tämä oletus ei kuitenkaan anna oikeaa arvoa korkean rakennuksen mitoituksessa. Tällä tavalla laskemalla saadaan liian iso kokonaistuulikuorma. Korkean rakennuksen tuulikuormaa laskettaessa voidaan lauseketta tarkentaa siten, että tuulen nopeuspaineen oletetaan muuttuvan korkeusaseman mukaan. (RIL 201-1-2017 2017, 137–138.)

2.4.1 Rakennuksen korkeuden vaikutus tuuleen

Maanpinnan karkeat muodot, jotka aiheuttavat vetoa muuttavat osan tuulesta turbulenssiksi. Koska turbulenssi syntyy maanpinnalla, niin maanpinnalla olevat tuulet ovat selvästi pienempiä kuin ylhäällä olevat tuulet. Turbulenssi sisältää niin pysty- kuin vaakasuuntaisia virtauksia, mistä johtuen veto tasaantuu ylös mentäessä. Ylös mentäessä saavutetaan rajakorkeus, jonka jälkeen veto ei enää vaikuta. Kokeiden tulosten perusteella tämä rajakorkeus on noin 350 m. Tällöin tuulen nopeuteen ei vaikuta enää maanpinnan muodot. (Taranath 2010, 257.)



Kuva 1. Nopeusprofiilit eri maastoluokissa ja korkeuksissa (Taranath 2010, 257).

Kuvasta 1 nähdään, että kaupungissa raja on noin 350 m:n korkeudella ja muualla raja on hieman alempana. Rajaa ennen tuulen nopeudella on vaikutusta turbulenssin voimakkuuteen ja rajan jälkeen tuulen nopeus ei enää vaihtelee suuresti.

2.4.2 Staattinen tuulikuorma

Rakennuksen muoto ja pintamateriaalit vaikuttavat siihen, miten tuulikuormat siihen vaikuttavat. Tuulen osuessa rakennuksen seinään se muodostaa siihen paineen ja tätä painetta kutsutaan tuulikuormaksi. Paineen suuruuteen vaikuttavat ilman tiheys, lämpötila ja tuulen nopeus. Tuulen aiheuttamaan voimaan vaikuttaa myös pinta-ala (A), johon tuuli osuu. Tästä saadaan laskentakaava, jolla voidaan laskea tuulikuorma F .

$$F = cpA$$

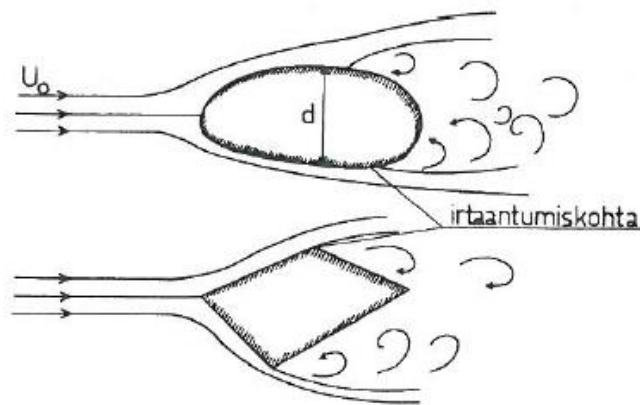
Kaava 1. Tuulen kokonaisvoima (Laine 1972, 6).

Kaavassa 1 c on muotokerroin, p tuulen kineettinen paine, joka saadaan laskemalla kaavalla $0,5\rho U^2$. Tässä U on tuulen nopeus ja ρ on ilman tiheys. Muotokerroin c on riippuvainen rakennuksen muodosta, tuuligradientista ja Reynoldsin luvusta Re . Reynoldsin luku kertoo, mikä on tuulen kyky pysyä pintoja myötäilevänä. Reynoldsin luku saadaan laskemalla, ja sen kaava on:

$$Re = \frac{Ul}{\nu}$$

Kaava 2. Reynoldsin luku. (Laine 1972 ,6).

Kaavassa 2 U on tuulen nopeus, ν on ilman kinemaattinen viskositeetti ja l on kappaleen karakteristinen mitta, esim. leveys. Jos rakennuksessa on terävät kulmat, niin rakennuksen muotokerrointa voidaan pitää Reynoldsin luvusta riippumattomana. Kuva 2, joka osoittaa tämän. Jos rakennus on muodoiltaan pyöreä, virtauksen muutoksia ei tapahdu lähellä, ja tällöin tulee huomioida Reynoldsin luku. (Laine 1972, 5–9.)



Kuva 2. Virtauksen irtoaminen kappaleen pinnasta (Laine 1972, 9).

Standardeissa kerrotaan, miten tuulikuorma mitoitetaan. Standardit kertovat myös, miten muoto- ja painekertoimet määritellään. Rakennuksen muoto vaikuttaa paljon myös siihen, miten helppoa tai vaikeaa sen tuulikuorman laskeminen on. Perinteinen laatikko on helpompi laskea kuin pyöreät muodot omaava rakennus. Rakennukset tulevat tulevaisuudessa olemaan eri muotoisia ja voisi sanoa rakennusten olevan tulevaisuudessa monimuotoisempia, jolloin hyvänä tapana määrittää kertoimet on tuulitunnelikokeet. Tuulitunnelikokeista on kuitenkin vaikea saada luotettavaa tietoa, jos ympärillä on paljon rakennuksia. Edelleen laskeminen on vaihtoehtoinen tapa, vaikka rakennukset olisivat monimuotoisia. (Laine 1972, 8–9.)

2.4.3 Dynaaminen tuulikuorma

Tasaisen tuulen aiheuttamaa kuormaa voidaan pitää staattisena kuormana, turbulenssista puuskaista tuulta ei voida tarkastella samalla tavoin. Tämä johtuu siitä, että puuskaisten tuulten nopeudet vaihtelevat huomattavasti. Tämä luo paljon suuremman kuorman kuin tasainen saman suuruinen tuuli. Puuskaisia tuulia tulee tutkia dynaamisesti. Tuulen aiheuttama kuorman suuruus on riippuvainen nopeuden vaihtelusta ja rakennuksen reaktioista tähän vaihteluun. Tästä johtuen tuulen dynaamisuus tai staattisuus johtuu täysin siitä, onko puuskainen tuuli dynaamista, ja onko rakennuksen ominaisuudet dynaamiset. (Taranath 2010, 264.)

Dynaamista tuulikuormaa voidaan kuvata seuraavan esimerkin avulla, jossa tuuli osuu korkeaan rakennukseen. Rakennus taipuu hieman, koska sen yläosa liikkuu hieman

tuulesta johtuen. Ensin se liikkuu tuulen suuntaan ja tämän jälkeen palautuu ja liikkuu taas seuraavan puuskan aikana samalla tavalla. Rakennuksen edestakaista heiluntaa tuulen vaikutuksesta kutsutaan värähtelyksi. Aluksi rakennuksen liike on samansuuruisen, mutta pienenee jokaisella heilautuksella ja lopulta pysähtyy lähtöpisteeseen. Tässä tilanteessa, kun rakennus on taas paikoillaan, se on käynyt läpi kokonaan sen värähtelyjakson. Korkean, noin 200–400 metrin korkuisen teräsrunkoisen rakennuksen värähtelyjakso on 10–15 sekuntia. Toisaalta taas tiilirakenteisen 10 kerroksisen rakennuksen värähtelyjakso kestää vain 0,5–1,0 sekuntia. Tuulen dynaamisuus ei riipu vain siitä, miten nopeasti puuskaisuus saavuttaa maksiminopeuden ja hiljentyä tyyneksi, vaan rakennuksen värähtelyjakson pituudesta. Jos tuulen puuska saavuttaa maksiminopeutensa ja katoaa nopeammin kuin mikä on rakennuksen värähtelyjakson kesto, niin tällöin vaikutukset ovat dynaamiset. (Taranath 2010, 264.)

Suunnittelijat ovat oppineet hyödyntämään standardeja tuulikuormien laskemiseen. Standardeissa on esitetty perinteisen muotoisten rakennusten parametrit, jotka on kehitetty vuosien varrella tehdyistä tuulitunnelikokeista. Standardit on pyritty saamaan vuosi vuodelta paremmin kattamaan erilaiset tilanteet suunnittelussa. Kuitenkin korkeat rakennukset ovat olleet ongelmallisia standardeille monesta eri syystä, mukaan lukien rakennuksen dynaamiset reaktiot johtuen ominaistaajuudesta, hoikkuudesta, monimutkaisista muodoista ja läheisten rakennusten vaikutuksesta tuuleen. Nykyisin on voitu tutkia tuulitunnelissa turbulenssin vaikutuksia ja tätä kautta on saatu uutta tietoa myös siitä, miten matalammat rakennukset käyttäytyvät, jos niiden lähellä on korkeita rakennuksia. (Kiviluoma 2009, 48–49.)

2.5 Asumismukavuus

Yleinen mielipide on, että korkean rakennuksen tulisi pysyä paikoillaan, eikä liikkua mihinkään suuntaan tuulen vaikutuksesta. Kuitenkin rakennukset ovat alttiita taipumille vaihtelevan tuulikuorman vaikutuksesta. Rakennuksen rakentaminen siten, että se ei liikkuisi kovassakaan myrskyssä on erittäin kallista ja lisäksi lähes mahdotonta. Tuulikuormat aiheuttavat värähtelevää liikettä rakenteissa. Tämä värähtely saattaa aiheuttaa asukkaissa erilaisia reaktioita pienestä epämukavuudesta pahoinvointiin. Rakennuksesta tulee tätä kautta asuinkelvoton asukkaalle, jos hän kokee fyysisiä oireita siellä asumisesta. Tällä hetkellä vielä ei ole standardia siitä, mikä olisi sopiva kriteeri asumismukavuudelle tai asteikkoa millä tätä voitaisiin arvioida. Suunnittelijoiden tulee kuitenkin

suunnitella rakennukset standardien mukaan. Erilaisia taulukoita on muodostettu siitä, mitkä ovat rajoja ihmisen tuntemuksille, kun kyse on kiihtyvyyksistä ja vaihteluvälistä. Tämän jälkeen voidaan tehdä dynaaminen analyysi siitä, miten talo reagoi rasituksiin ja verrataan saatuja arvoja taulukoihin. (Smith & Coull 1991, 13–14.)

Vaikka tuuli on yleisin syy, joka aiheuttaa värähtelyä, niin myös laitteet, tehtaot ja rakennuksen lähellä tapahtuva liikenne aiheuttaa värähtelyä. Värähtely, jota nämä kaikki aiheuttavat, vaihtelee suuresti niin keston kuin intensiteetin osalta. Ihmisen havainnointikyky vaihtelee yksilöllisesti. Ihminen havaitsee värähtelyn sisäkorvan kautta, joten ikäkin vaikuttaa sen havainnointikykyyn. Tuulen ääni ja visuaaliset ärsykkeet vaikuttavat myös havainnointiin. Monet ikkunat heiluvat herkästi kovassa tuulessa ja tämä vaikuttaa myös siihen, että voidaan tuntea talon huojuntaa, vaikka sellaista ei todellisuudessa olisikaan. (Smith & Coull 1991, 452–453.)

Havainnointikynnys

Kuten aiemmin työssä mainittiin, ei yleistä rajaa tai standardia ole laadittu sen osalta missä kohtaa ihmisen asumismukavuus kärsii. Asiaa on kuitenkin tutkittu, ja näissä tutkimuksissa on paljon käytetty alhaisia taajuuksia välillä 0–1 Hz. Näitä on havaittu korkeissa rakennuksissa ja tätä kautta tutkittu miten ihmiset havainnoivat liikettä ja värähtelyä alhaisessa taajuudessa. Tutkimuksia on tehty paljon ja niissä on pyritty selvittämään rajaa, jonka ihminen havaitsee. Kiihtyvyyden merkityksellisyydestä ollaan yksimielisiä. Kuitenkin on monia muitakin tekijöitä, jotka vaikuttavat ihmisten tuntemuksiin värähtelystä. Näitä ovat akustiikka, ihmisen asento, taajuus ja visuaaliset havainnot. On tehty tutkimuksia siitä, miten ihmiset havainnoivat kiihtyvyyksiä korkeassa rakennuksessa. Koehenkilöt tekivät erilaisissa tilanteissa erilaisia tehtäviä ja tämän jälkeen heiltä kyseltiin tuntemuksia. Näistä koottiin taulukko 1, joka kertoo taajuuden ja miten koehenkilöt kokivat kiihtyvyyden. (Smith & Coull 1991, 453.)

Taulukko 1. Ihmisten havainnointikyky kiihtyvyyksien osalta (Smith & Coull 1991, 454).

Kiihtyvyys (m/s ²)	Vaikutus
<0,05	Ihmiset eivät havainnoi liikettä
0,05–0,10	Herkät ihmiset havainnoivat liikettä. Ripustetut tavarat voivat liikkua hieman
0,1–0,25	Suurin osa ihmisistä havainnoi liikkeen. Liike vaikuttaa työskentelyyn työpöydällä. Pitkäkestoinen altistuminen voi aiheuttaa pahoinvointia
0,25–0,4	Työskentely työpöydän ääressä lähes mahdotonta. Liikkuminen vielä mahdollista
0,4–0,5	Ihmiset havainnoivat voimakkaasti liikkeen. Normaali kävely vaikeaa. Seisoessa voi menettää tasapainon.
0,5–0,6	Suurin osa ihmisistä ei kestä liikettä ja eivät pysty kävelemään luonnollisesti.
0,6–0,7	Ihmiset eivät kestä liikettä, eikä pysty kävelemään.
>0,85	Tavaroita alkaa pudota ja ihmiset voivat loukata itsensä.

Koska ihmisen havainnointikyky ei ole lineaarinen ja aina, ainakin teoriassa, on ihmisiä jotka havainnoivat pienetkin liikkeet, on taulukot tehty niin, että hyväksyttävä kriteeri on, että alle 2 % ihmisistä havainnoi alemmatkin kiihtyvyydet. Luvut vastaavat viiden vuoden maksimituulta, joka kestää 10min. Lisäksi ihminen havainnoi liikettä paremmin, jos on kokenut sen aiemminkin. Tästä syystä kriteerinä on myös uudelleen tapahtuva liike. (Smith & Coull 1991, 455.)

2.6 Vaimennus

Suunnittelijat ovat oppineet rakennuksen käyttäjiltä ja tuulitunnelikokeista, että korkean rakennuksen suunnittelu standardien mukaisilla taipumarajoituksilla ei ole riittävä, kun kyseessä on myrskytuulet. Tällöin usein käyttäjillä ei synny riittävää asumismukavuutta. Kuitenkin näillä on vaikutusta vain kolmeen olennaiseen ominaisuuteen, jotka ovat korkeus, muoto ja massa, joka vaikuttaa rakennuksen dynaamiseen vasteeseen. Lisäksi on vaikeaa ennustaa korkean rakennuksen käytöstä dynaamista kuormaa, kuten

tuulikuormaa kohden, koska on vaikea määrittää tarkasti rakennuksen vaimennus ja jäykkyys. Tällä hetkellä arvio on, että rakenteellisesta vaimennuksesta pystytään tekemään $\pm 30\%$ ennen kuin rakennus on rakennettu ja ei-kantavat rakenteet on täysin asennettu. Tuulen aiheuttama rakennuksen värähtelyvaste on kääntäen verrannollinen kokonaisvaimennuksen neliöjuureen. Eli jos vaimennus nelinkertaistetaan, niin saadaan 50% alenema rakennuksen värähtelyvasteeseen. Rakennuksen luontaisen vaimennuksen takia on epäkäytännöllistä kasvattaa vaimennusta esim. nelinkertaiseksi käyttämällä muokattuja rakennemateriaaleja. Tämä johtuu siitä, että rakennus reagoi luonnostaan juostavasti tuulikuormaan välillä $0,5\% - 1,5\%$ kriittisestä vasteesta. Värähtelyn vaimentamisen osalta voidaan päästä pieniin tuloksiin muutamien keinojen avulla. Jäykkyyttä voidaan lisätä, mikä pienentää rakennuksen värähtelyä vähemmän herkälle alueelle. Muutokset rakennuksen massassa ovat myös tehokas keino vähentää tuulen aiheuttamia kiihtyvyyksiä. Rakennuksen aerodynaamisten muotojen muuttaminen voi myös pienentää tuulen aiheuttamaa värähtelyä, mutta tämä pitää sopia myös arkkitehdille ja talonomistajalle. Nämä perinteiset keinot kuitenkin toimivat vain tiettyyn pisteeseen asti, jonka jälkeen keinot eivät ole mahdollisia, koska suunnittelurajoitteet kuten hinta, tila ja ulko- näölliset rajoitteet tulevat vastaan. Tästä syystä tulee lisätä mekaanisia ei rakenteellisia vaimennusratkaisuja, jotta saadaan vähennettyä rakenteen vastetta. (Taranath 2010, 793.)

Vaimennus kerrotaan omalla vaimennuskertoimella. Nämä kertoimet löytyvät Eurokoodista SFS-EN1991-1-4+AC+A1, mutta kyseisen standardin taulukossa F.2. Taulukko on hieman suppea, koska se antaa kaikille teräsbetonirakenteille saman arvon. ISO 4354 -standardissa on taulukko, joka ottaa huomioon rakennuksen korkeuden. Värähtelyn osalta Eurokoodi antaa arvoksi teräsbetonirakenteille 0,01 kertoimen vaimennuksen osalta. Alla olevasta taulukosta nähdään, että yli 80 metriä korkean rakennuksen vaimennuskerroin on $0,012 \times 0,75$ eli 0,009. (Ala-Ojala 2011, 22.)

Taulukko 2. Rakennuksen vaimennuskertoimet (ISO 4354 2009, 57).

Type of structure	Material		
	Steel	Concrete	
Building	$h = 40$ m	0,018	0,02
	$h = 50$ m	0,015	0,02
	$h = 60$ m	0,015	0,015
	$h = 70$ m	0,015	0,015
	$h > 80$ m	0,01	0,012
Chimney	0,002 ^a	0,01	
	0,005 ^b		
Lattice tower	0,001	—	

NOTE 1 The damping ratio is equal to the logarithmic decrement of damping divided by 2π .

NOTE 2 Lower values (75 % of the above-mentioned values) are recommended for evaluation of habitability to horizontal vibrations of structures.

^a Unlined, all welded.

^b Lined.

3 RAKENTEEN JÄYKISTÄMINEN

Rakennuksen rungon stabiiliuden takaaminen on rakennesuunnittelun perusvaatimus. Kuormien siirtyminen rakenteelta toiseen tulee määrittää rakennesuunnittelussa. Kuormat, joita rakenteeseen tulee ovat aina joko pysty- tai vaakavoimia. Nämä voimat aiheuttavat rakenteille taivutusta, puristusta, vetoa, vääntöä ja leikkauskuormaa. Edellä mainitut asiat voivat olla yksittäisiä tai yhdistelmiä, mutta rakenteen tulee kestää rasitukset ja siirtää kuormat perustuksiin ja perustusten kautta maapohjaan. (Suomen Betoniyhdistys ry 2008, 179.)

3.1 Jäykistysjärjestelmät

Jäykistysjärjestelmiä käytetään jokaisessa rakennuksessa ja jäykistysjärjestelmän tarkoituksena on siirtää vaakakuormat, jotka kohdistuvat rakennukseen, perustuksiin ja maaperään. Vaakakuorma syntyy pääosin tuulesta. Lisäksi rakennuksen sisällä olevat koneet esim. nosturit voivat aiheuttaa liikkeessaan vaakavoimia. Jäykistysjärjestelmää tehdessä tulee huomioida, että jäykistysjärjestelmän jokainen osa kestää siihen kohdistuvan rasituksen. Tätä kautta myös rakennuksen osien siirtymät ja muodonmuutokset tulee olla niin pieniä, ettei niistä ole haittaa käytön tai turvallisuuden osalta. Jäykistysjärjestelmän tarkoituksena on luoda sellainen rakenne, mikä ei kaadu. Tämä tarkoittaa sitä, että staattinen tasapaino rakenteen osalta on tarpeeksi suuri. Onnettomuustilanteet tulee myös huomioida, ja tarkoituksena on luoda rakenne, mikä ei sору kokonaan onnettomuuden johdosta. Yhden osan pettäminen ei saa johtaa siihen, että koko rakennus romahtaa. Rakennus tulee suojata jatkuvalta sortumalta. Asennusvaihe tulee huomioida jäykistysjärjestelmää tehdessä. Usein asennuksen aikana rakenne tuetaan eri tavalla kuin lopullisessa tilanteessa, joten asennusvaiheen stabiliteetti tulee myös tarkistaa. (Betoniteollisuus ry 2010, 2.)

Jäykistystapoja on erilaisia ja niitä käsitellään työssä myöhemmin. Jokaisessa jäykistytavassa tärkeintä on vaakakuormien siirtäminen jäykistäville pystyrakenteille. Tämä johtaa siihen, että voimia siirtävät rakenteet ja liitokset tulee mitoittaa kestävänsä niille tulevat tukireaktiot. Pystyrakenteille siirtyvät vaakakuormat jakaantuvat pystyrakenteiden jäykkyyden suhteen. Mitä jäykempi rakenne sitä enemmän se kuormittuu. Tästä syystä on tärkeää selvittää pystyrakenteiden jäykkyydet, jotta voidaan laskea kestävyys.

Tuentatapa vaikuttaa myös rakenteiden kuormien jakaantumiseen, mikä on myös tärkeää huomioida laskelmissa. Rakenteen jäykkyys voi olla kiertymäjäykkyyttä tai siirtymäjäykkyyttä, tämä riippuu rakenteesta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2008 179–180; Betoniteollisuus ry 2010, 3.)

3.2 Erilaiset jäykistysmenetelmät

Rakennuksen jäykistäminen voidaan tehdä monella eri tavalla. Päätös sen osalta, mikä jäykistysjärjestelmä on paras ratkaisu kyseessä olevaan rakennukseen, tehdään useiden tekijöiden perusteella. Näitä tekijöitä ovat arkkitehtuuri, kustannustehokkuus, käyttötarkoitus, mittasuhteet, rakennejärjestelmä ja vaatimukset muuntojoustavuudelle. (Betoniteollisuus ry 2010, 13.) Seuraavaksi esitellään erilaisia jäykistystapoja.

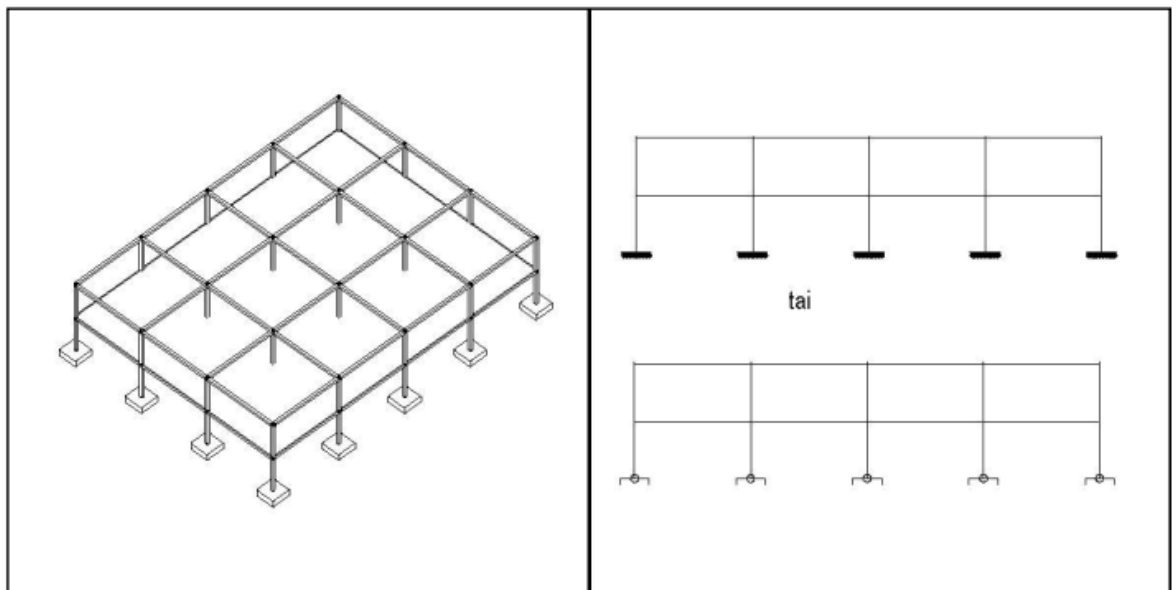
3.2.1 Mastojäykistys

Mastojäykistyksessä käytetään mastoseiniä, -pilareita tai jäykistystorneja kuten ulokepalkkeja. Rakenteen toiminta on samanlaista kuin jäykästi alapäästä kiinnitetyssä ulokepalkissa, vaakarakenteet siirtävät vaakakuormat pystyrakenteisiin. Kuormat rasittavat jäykkyyden mukaan rakenteita. Ei jäykistävät rakenteet eivät ole jäykästi kiinnitettyjä, vaan nivelellisiä liitoksia, jotka ovat nopeampia tehdä ja tätä kautta myös halvempia. (Betoniteollisuus ry 2010, 13.)

3.2.2 Kehäjäykistys

Kehäjäykistyksessä käytetään perustuksiin kiinnitettyjä pilareita, joiden tarkoituksena on siirtää vaakakuormia perustuksiin. Pilarit muodostavat kehiä vaakapalkkien kanssa. Kehän palkit voivat olla jäykästi tai nivelellisesti kiinnitettyjä. Kehien nurkat ovat kiinnitetyinä jäykästi tai osittain jäykästi. Tätä tapaa ei käytetä yleisesti elementtien kanssa, koska se on vaikeampaa toteuttaa kuin paikallaan valettuun rakenteeseen. Yleinen käyttökohde kehäjäykistykselle on teollisuuden rakennukset, koska yleinen korkeus rakenteelle on 1–3 kerrosta. Lisäksi kehäjäykistyksellä saadaan enemmän avointa tilaa, koska jäykistävät seinät poistuvat. Kehäjäykistys voidaan myös tehdä vain yhteen suuntaan ja toiseen suuntaan jäykistys toteutetaan levyseinillä tai vinotuilla. (Betoniteollisuus ry 2010, 19.)

Kehäjäykistyksessä pystytään käyttämään normaalivoimaa hyödyksi pilarien jäykkyydessä. Tämä onnistuu siten, että käytetään pilareita, jotka ovat kerroksen korkuisia ja jatkuvia palkkeja. Tällä keinolla päästään lisäksi yksinkertaisempaan raudoitukseen tukimomenttien osalta, mutta myös pulttiliitokset pilarien päissä on yksinkertaisemmat. Tämä kiinnitystapa myös madalluttaa jatkuvaa palkkia, jos verrataan sitä vapaasti tuettuun palkkiin. (Betoniteollisuus ry 2010, 19.)

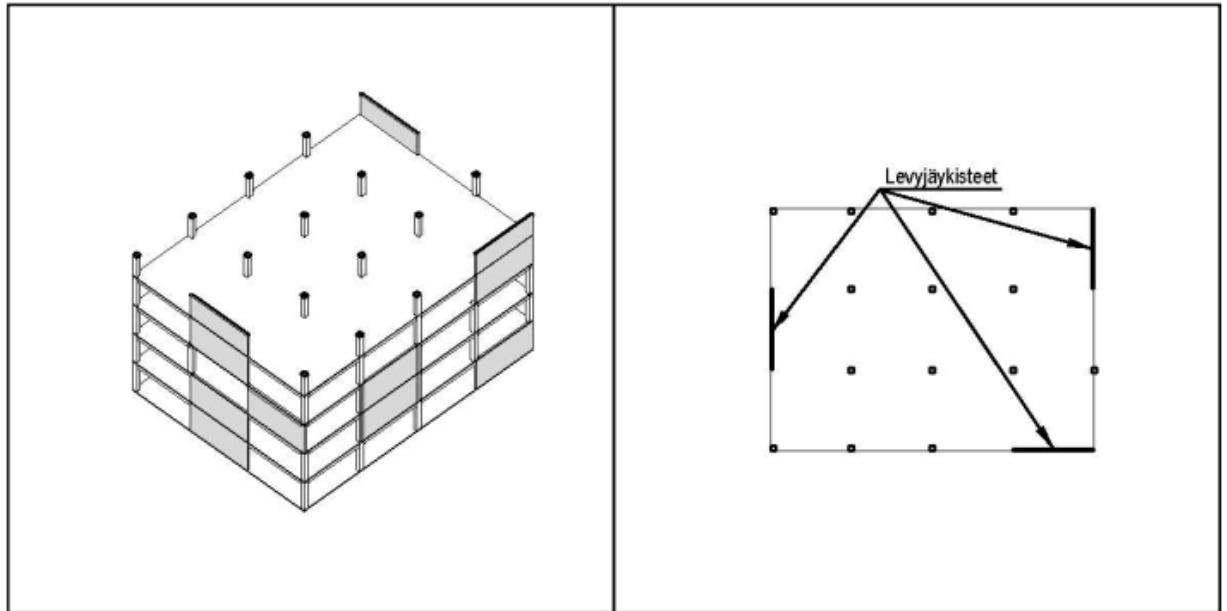


Kuva 3. Kehäjäykistyksen peruseriaate (Betoniteollisuus ry 2010, 19).

3.2.3 Levyjäykistys

Levyjäykistyksessä rakenne jäykistetään levyillä, jotka sijoitetaan rungossa oleviin aukkoihin. Jäykistävät levyt siirtävät vaakakuormat pilareihin ja siitä perustuksiin. Kuten aiemminkin, kuormat jakaantuvat levyille jäykkyyksien mukaan, mutta myös sijaintien mukaan. Levyjen sijoittelu on melko vapaata, mutta tulee kuitenkin huomioida, että aiheutuvat pystykuormat tulee siirtää rakenteiden avulla perustuksiin ja maaperään, jos rakenteet eivät ole päällekkäin rakennuksessa. Levyjen ei päällekkäin sijoittelut aiheuttavat vaakavoimien siirtymistä rakenteissa, joka voi johtaa vaikeisiin liitoksiin. Levyjäykisteitä tulee olla vähintään kolme kappaletta per kerros ja niitä tulee myös olla rakenteen

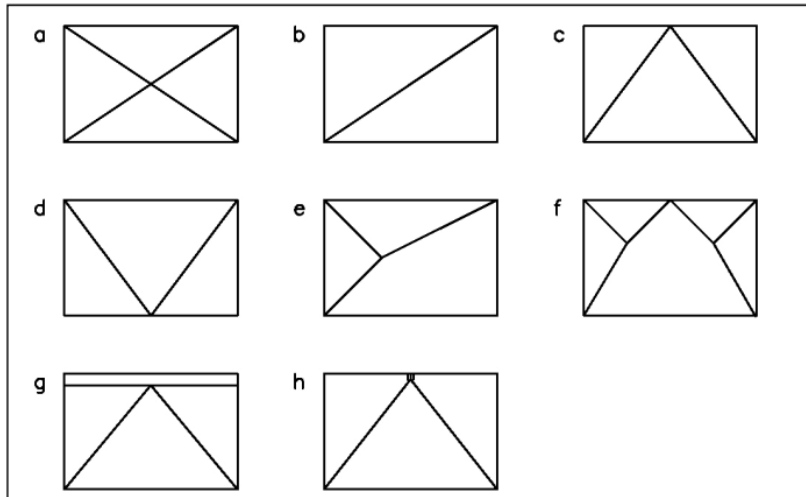
molempiin suuntiin. Tulee myös huomioida, ettei levyjen akselit ole samassa linjassa samassa kerroksessa. (Betoniteollisuus ry 2010, 20.)



Kuva 4. Levyjäykistys perusperiaate (Betoniteollisuus ry 2010, 19).

3.2.4 Ristikojäykistys

Ristikojäykistys toimii samalla tavalla kuin levyjäykistys, mutta levyt on korvattu sauvoilla, joihin kohdistuu puristusta ja vetoa. Ristikojäykistys toteutuu kahdella eri tavalla. Toisessa tavassa jäykistysristikko ei ole osa pystyrunkoa. Tällöin yleensä ristikojäykisteet ovat rakennuksen ulkopuolella olevia rakennelmia. Toinen tapa on vastakohta, eli ristikojäykistys on osa pystyrunkoa. Tällöin ristikot ovat rakenteen sisällä. Tässä vaihtoehdossa ristikoihin kerääntyvät voimat ovat suurempia ja niiden kanssa tulee olla tarkka. Ristikot kulkevat aukoissa ja siirtävät kuormia eteenpäin samalla jäykistäen rakennetta. Kuvassa on esimerkkejä millaisia ristikot voivat olla. (Betoniteollisuus ry 2010, 21–22.)



Kuva 5. Erilaisia ristikkomalleja (Betoniteollisuus ry 2010, 21–22).

3.2.5 Yhdistelmäjäykistys

Yhdistelmäjäykistyksessä käytetään edellämainittuja keinoja samassa rakennuksessa. Ratkaisuun päädytään yleensä taloudellisesta syystä. Rakentajalle on taloudellista, jos työ on tehokasta ja yksinkertaista. Laskennan osalta tulee huomioida seinien erilaiset jäykkyydet, koska kuormat jakaantuvat jäykkyyden mukaan. (Betoniteollisuus ry 2010, 23.)

3.3 Korkeissa rakennuksissa yleisesti käytetyt jäykistysjärjestelmät

Seuraavassa kahdessa luvussa esitetään kaksi perinteistä keinoa jäykistää rakennus. Usein korkeissa rakennuksissa on näiden kahden lisäksi vielä kehäjäykiste rakennuksen ulkoreunalla.

3.3.1 Jäykistysseinä

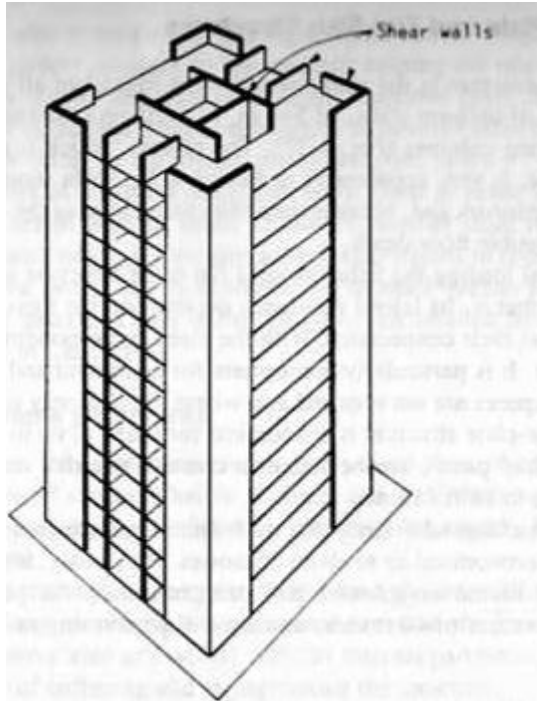
Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1AC kertoo jäykistysseinien olevan teräsbetoniseiniä, mutta myös raudoittamattomat jäykistysseinät otetaan huomioon. Jäykistysseinien tarkoituksena on parantaa rakennuksen poikittaisstabiiliutta. Kokonaistarkastelun avulla saadaan jäykistysseinälle tuleva poikittaisvoima, tällöin tulee ottaa huomioon kantavien seinien vuorovaikutus, kuormitus ja vaakakuorman epäkeskisyydet. Tuulen osalta tulee ottaa

huomioon epäsymmetrisyys. Rakennuksen käyttäjät tulee myös huomioida, kun mietitään jäykistysseinien vaakaliikkeiden vaikutusta. (SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC 2015, 81, 213.)

Jäykistysseinien yleinen käyttökohde on korkeat talot, joissa jäykistysseinät toimivat jäykistysrakenteena. Jäykistysseinät keräävät vaakavoimia ja ohjaavat niitä perustuksiin. Toimintatapa on samanlainen kuin mastoissa, joten jäykistysseiniä voidaan myös kutsua mastoseiniksi. Jäykistysseinät ovat vaakasiirtymien vastaan erittäin toimivia. Tämä johtuu siitä, että jäykistysseinä ottaa vastaan kuormia leikkautumisen ja levyvaikutuksen kautta, eikä taivutuksen kautta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2008, 158–159.)

Rakennuksia, joihin on suunniteltu leikkausseinä, voidaan pitää jäykempinä kuin rakennuksia, joissa on kehärakenteita. Tämä vähentää epämuodostumia ja ajan tuomia vahinkoja. Englanniksi jäykistysseinä on shear wall, suoraan käännettynä shear tarkoittaa leikkaus. Tämä kertoo hyvin siitä, mihin jäykistysseinät toimivat hyvin. Tuuli aiheuttaa korkeisiin rakenteisiin vaakakuormaa ja tämä on rakennuksille leikkausvoimaa. Jäykistysseinän tarkoituksena on ottaa vastaan tämä poikittainen vaakakuorma ja siirtää se pystyrakenteille. Rakenteille, jotka ovat yli 30 kerroksisia, eivät jäykistysseinät ole enää hyviä. Syitä ovat taloudellisuus ja sivuttainen taipuma. (Taranath 2010, 33–34.)

Rakennus voidaan rakentaa jäykistysseinän kanssa korkeammaksi ja taloudellisuutta parantaa, kunhan rakennetaan jäykistysseinän lisäksi jäykkä kehä. Tällä yhdistelmällä voidaan rakennuksesta tehdä taloudellisesti toimiva 50 kerrokseen asti. Rakennuksen toimivuus ratkaistaan siinä, miten se toimii vaakavoimien suhteen. Tärkeää on, että jäykistysseinän ja kehän jäykkyys on suhteessa toisiinsa toimiva ja samalla toimii rakennuksen korkeuden kanssa. Käytännössä mitä korkeampi rakennus ja mitä jäykempi kehä, sitä paremmin yhteispeli toimii. Tämä tapa on suosituin tapa jäykistää korkeita rakennuksia, mutta sitä voidaan käyttää myös matalissa rakennuksissa. (Taranath 2010, 212.)



Kuva 6. Jäykistysseinä esimerkki (Smith & Coull 1991, 42).

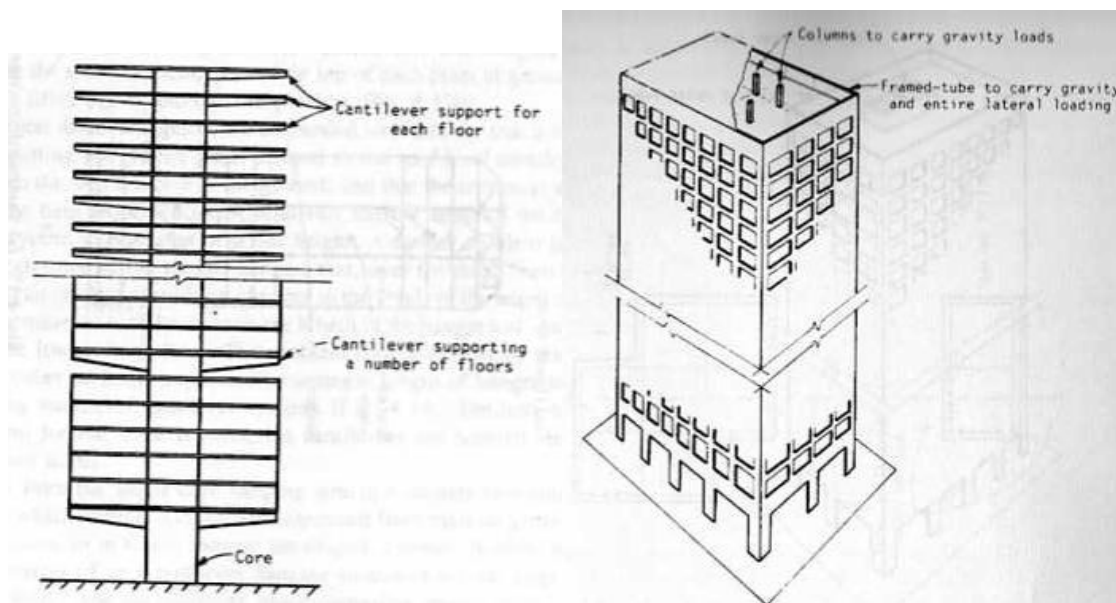
3.3.2 Kuilujäykistys

Kuilujäykistyksestä puhutaan myös putkijäykistyksestä, tässä jäykistystavassa rakennuksen keskelle rakennettu putki jäykistää rakennuksen ja kantaa rakennuksen vaaka- ja pystyvoimat. Joissain tapauksissa laatat on tuettu kuilusta lähtöisin olevilla kannatinpalkkeilla, mutta joskus myös käytetään menetelmää, jossa kuilu ja rakennuksen reunoille asetetut pilarit kantavat laatat. Tämän jäykistystavan edut ovat pääosin arkkitehtuuriset, koska tällöin saadaan luotua pilarivapaata tilaa alatasoille ja myös kannatinpalkin omaaviin kerroksiin. (Smith & Coull 1991, 52–53.)

Kuilun muodon määrittää yleensä hissi- tai porraskuilu. Lisäksi kuiluja voi olla yksi tai useampi. Hissi- tai porraskuilu ovat yleisesti rakennuksen jäykistäviä putkijäykisteitä. Putken etuna on se, että se pystyy ottamaan vastaan leikkausvoimia ja taipumia kahteen eri suuntaan. Lisäksi putkijäykistykseen kanssa pystytään estämään vääntöä ja tämä toimii erityisesti, kun aukkojen kohdat on varmistettu palkein. (Taranath 2010, 212.)

Myös kuilujäykistykseen kanssa käytetään kehäjäykistystä. Tämän avulla saadaan jäykistettyä runkoa paremmin kuin pelkällä kuilulla. Kuilu kantaa kaiken poikittaisen rasituksen, mutta pystysuuntaiset voimat jakaantuvat kuilun ja kehän välille. Kehä kuitenkin auttaa

hieman esim. tuulen osuessa rakennukseen, kun se luo ”verkon” rakennuksen rakenteille, joka jäykistää rakennetta hieman. Tämä tapa on yksi moderneista tavoista tehdä korkeita rakennuksia, tämän rakennustavan kanssa päästään tehokkaasti ja edullisesti korkealle. Rakennuksen korkeus voi olla jopa yli 100 kerrosta. (Smith & Coull 1991, 44.)



Kuva 7. Esimerkki putkijäykisteisestä rakennuksesta ja putkijäykisteinen ja kehä rakenteesta (Smith & Coull 1991, 45, 52).

3.4 FEM-analyysi

FEM lyhenne tulee sanoista Finite Element Method. Kyseessä on elementtimenetelmä, joka on kehitetty alun perin 1940-luvulla ja sen kehittäjinä pidetään Richard Courantia ja Alexander Henrikoffia. Elementtimenetelmä perustuu siihen, että rakenne jaetaan moneen osaan eli elementteihin. Näitä elementtejä ratkotaan polynomifunktioiden avulla. Laskuissa tarvitaan erilaisia kertoimia, jotka ratkaistaan esim. potentiaalienergian minimin ja virtuaalisen työn periaatteilla. FEM-analyysi ei aluksi ollut kovin suosittu tapa ratkoa kuormia. Elementtimenetelmässä rakenne jaetaan pieniin osiin, jotta saadaan ratkottua yksinkertaisemmin rasitukset. Rakennneosat jaetaan elementteihin ja elementtien rasitukset lasketaan. Laskut ovat monimutkaisia ja niiden laskeminen käsin on hankalaa. 1960-luvulla tietokoneet alkoivat yleistyä ja samalla myös FEM-analyysi. Tietokone pystyy laskemaan laskut nopeasti ja tulokset ovat olleet hyviä. Tietokoneiden ensimmäiset kehitysversiot eivät vielä olleet tarpeeksi tehokkaita auttamaan laskennassa. Tämä muutos tapahtui 1960-70-luvun taitteessa uuden teknologian myötä. (Logan 2012, 2–7.)

Matriisilaskenta on välttämätön laskentatapa elementtimenetelmässä, koska sen avulla saadaan yksinkertaistettua laskentaa. Tämä tapahtuu siten, että lasketaan yksinkertaisempia pieniä laskuja monta, ja niiden avulla saadaan laskettua haluttu arvo. Tämä on hidasta käsin, koska laskuja on paljon. Tämän takia tietokoneiden yleistyminen on yleistänyt myös FEM-analyysin käyttöä. (Logan 2012, 2–7.)

4 RAKENNEANALYYSI

Rakenneanalyysin osalta tietoa löytyy niin Eurokoodista kuin amerikkalaisesta standardista. Seuraavaksi käydään läpi Eurokoodeissa löytyvää tietoa, joista käsitellään pääosin SFS-EN 1990 Eurokoodia ja SFS-EN 1992 Eurokoodia. Jokaisesta Eurokoodista löytyy oma osuutensa rakenneanalyysistä, mutta pääosin niissä viitataan näihin kahteen standardiin. Amerikkalainen standardi on American Concrete Instituten tekemä standardi ja siellä on oma osuutensa myös rakenneanalyysille. Tässä standardissa on kerrottu tarkemmin miten lasketaan jäykkyksiä ja se on muutenkin tarkempi kuin Eurokoodit.

4.1 Rakenneanalyysi Eurokoodien mukaan

Tiettyä asiaa selvittäessä vastausta ei yleensä saa yhdestä Eurokoodista, vaan asian selvittäminen vaatii useamman Eurokoodin tietoja. Rakenteiden analyysin selvittäminen on hyvä aloittaa SFS-EN 1990+A1+AC. Kyseisen standardin mukaan rakenne tulee mallintaa asianmukaisesti ja mitoituslaskelmissa käytetään näitä malleja. Rakennemalleihin liittyvät muuttujat tulee ottaa huomioon laskelmissa. Mallien valitsemisessa on myös otettava huomioon rakenteen toiminta ja tarkasteltavat rajatilat, mallin tulee soveltua näihin riittävän tarkasti. Mallit eivät saa myöskään olla erikoisia, vaan niiden tulee olla tunnettujen rakennusmallien mukaisia. (SFS EN1990+A1+AC 2006, 66.)

Staattiset kuormat tulee mallintaa niin, että otetaan huomioon rakenneosien ja niiden liitoksien väliset siirtymä- ja voimasuureet asianmukaisesti. Murtorajatilatarkastelussa tulee ottaa siirtymät huomioon. Siirtymien käsittelystä kerrotaan tarkemmin muissa Eurokoodeissa, jokaisessa Eurokoodissa omat tavat materiaalista riippuen. Reunaehdot otetaan mallissa käsittelyyn kuten ne ovat rakenteessa. Lisäksi tulee huomioida välilliset kuormat, jotka huomioidaan lineaarisesti tai epälineaaraisesti. Linearisessa tämä tehdään kimmoteorian perusteella ja epälineaaraisesti tarkastellessa pakkomuodonmuutoksina ja -siirtyminä. (SFS EN1990+A1+AC 2006, 66.)

Dynaamisten kuormien osalta rakennemallit tehdään niin, että ne ottavat huomioon olennaiset rakenneosat. Rakenneosien osalta tulee huomioida lujuus, jäykkyys, vaimennusominaisuudet sekä massa. Lisäksi tulee huomioida ei-kantavista osista merkittävimmät. Kuten staattisissa kuormissa, reunaehdot pitää saada oikein. Dynaamiset kuormat voidaan ottaa myös huomioon staattisten kuormien laskennassa, tällöin huomioidaan

dynaamiset kuormat suurennuskertoimilla tai sitten lisäämällä ne staattisten kuormien arvoihin. Suurennuskertoimien määrittämiseen tarvitaan usein ominaistaajuudet. Tuulen aiheuttaman värähtelyn aiheuttama kuorma voidaan selvittää materiaalisesti ja lineaarisesti ominaisuuksien perusteella. Tietyissä rakenteissa alin värähtelymuoto on merkittävin ja massan ja jäykkyyden jakautuminen on tasaista, jolloin voidaan laskea rasitukset samansuuruisilla staattisilla kuormilla. Dynaamiset kuormat aiheuttavat värähtelyä ja jos värähtely ylittää käyttökelpoisuusrajat tulee tehdä käyttörajatilan tarkastus. Nämä rajat ilmoitetaan EN1992–EN1999 liitteessä A. (SFS EN1990+A1+AC 2006, 66–68.)

Rakenneanalyysiä on käsitelty myös standardissa SFS-EN1992-1-1+A1+AC. Tässä betoni Eurokoodissa on oma otsikkonsa rakenneanalyysille. Rakenneanalyysin avulla tutkitaan rakenteen muodonmuutoksia, siirtymiä, jännityksen ja voimasuureiden jakaumia. Paikallisia analyysieja voidaan myös joutua tekemään, jos muodonmuutokset eivät olekaan lineaarisia. Rakenneanalyysiä tehdessä tulee ottaa huomioon rakenteen ominaisuudet ja geometria, lähinnä se miten rakenne toimii käytössä. Kuormitusyhdistelmät tehdään standardin EN1990 mukaan. Yhdistely tehdään siten, että syntyy suurin mahdollinen vaikutus rakenteiden määrääville leikkauksille. Rakenteiden stabiiliuteen ja murtorajatilaan todennäköisesti vaikuttavat toisen kertaluvun vaikutukset otetaan huomioon, kun mahdollisuus on tähän todennäköinen. Aina ei tarvitse huomioida toisen kertaluvun vaikutuksia. Näitä syitä ovat hoikkuuskriteerit ja jos niiden vaikutus on alle 10 % ensimmäisen kertaluvun vaikutuksista. Lisäksi laskennallisesti voidaan jättää huomiotta, jos kokonaiskuorma on suurempi kuin laskettu arvo, jossa huomioidaan kerrosten lukumäärä ja materiaalin ominaisuudet. Tässä laskennassa mielenkiintoista on kertoimen k käyttäminen, jota voidaan käyttää joko 0,31 tai 0,62 arvoisena. Ratkaisevana asiana tähän on, onko betoni halkeillut vai ei. Halkeilleena arvo on puolet pienempi kuin halkeilemattomana. Halkeilematon betonirakenne kestää tätä kautta kovemman rasituksen. Kyseistä kerrointa käytetään myös muissa kaavoissa, joita ei tule sekoittaa halkeilleen ja ei halkeilleen betonirakenteen kantavuuden laskentaan. (SFS-EN 1992 + A1+ AC 2015, 53–54, 66–67.)

4.2 Rakenneanalyysin tekeminen standardin ACI 318-19 mukaan

Seuraavassa kappaleessa kerrotaan, miten amerikkalainen standardi käsittelee jäykkyyden analysointia. Tässä työssä käydään läpi vain ensimmäisen kertaluvun asioita, tarkoituksena ei ole syventyä toisen kertaluvun asioihin.

4.2.1 Hoikkuusefektit

Hoikkuuden vaikutukset voidaan jättää huomiotta kahdessa tapauksessa. Tapaukset ovat jäykistetty pilari tai jäykistämätön pilari. Molemmille on vertailuluku, joka tulee alittaa ja jos luku alitetaan niin hoikkuuden vaikutuksia ei oteta huomioon. Jos kerroksen vaakaliikettä estävien elementtien kokonaisjäykkyys on vähintään 12 kertaa jäykempi kuin pilarien vaakajäykkyys kyseiseen suuntaan, niin voidaan sallia pilari laskettavaksi jäykistetyksi. Tilanteessa, jossa hoikkuusluvut otetaan huomioon, tulee huomioida myös toisen kertaluvun vaikutukset. Eli jos ei tarvitse huomioida hoikkuutta voidaan rakenne analysoida vain ensimmäisen kertaluvun vaikutuksille. (ACI 318-19 2019, 68–71.)

(a) For columns not braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22 \quad (6.2.5.1a)$$

(b) For columns braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \quad (6.2.5.1b)$$

and

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 40 \quad (6.2.5.1c)$$

Kuva 8. Hoikkuuden laskenta amerikkalaisen standardin mukaan. (ACI 318-19 2019, 68.)

4.2.2 Mallinnuspäätelmät

Rakenneosien suhteellinen jäykkyys valitaan järkevien päätelmien perusteella. Näiden päätelmien tulee olla johdonmukaisia läpi analyysin. Leikkausten ja momenttien

vaikutusten laskemiseen pilareissa, palkeissa ja laatoissa sallitaan käytettävän mallissa kyseessä olevan kerroksen rakenneosia ja lisäksi ala- ja yläpuolella olevien tasojen pilarit. On sallittua myös päätellä pilarien kauimmaisten päiden olevan rakennettu yhteen korjattavan rakenteen kanssa. Analyysimallin tulee ottaa huomioon erilaisten ristijäykisteiden vaikutukset. (ACI 318-19 2019, 72.)

4.2.3 Ensimmäisen kertaluvun analyysi

Rakenneosien ja -systeemien mallintaminen

Lattia- tai kattotason momentit tulee ohjata välittömästi syntyessään annetun kerroksen ylä- tai alapuolen kerrokseen. Tämä tapahtuu jäykkyyden suhteen ja rajoitusten mukaan. Kehien ja jatkuvien rakenteiden lisäksi tulee huomioida myös momentit, jotka syntyvät kuorman siirtyessä sisä- ja ulkopuolisille pilareille. Momentit voivat myös syntyä epäkeskisestä kuormasta. (ACI 318-19 2019, 75.)

On sallittua yksinkertaistaa analyysimallia kahden oletaman perusteella. Kiinteä laatat ja kannatinpalkki järjestelmä, jonka jänneväli on maksimissaan 10 jalkaa, voidaan mitoittaa jatkuvana osana. Tämän osan tulee olla tuettuna terävällä kulmalla, jonka jänneväli on yhtä suuri kuin rakenneosan jänneväli ja tukipalkkien leveys, jotka muuten jätetään huomiotta. Kehärakenteille tai jatkuville rakenteille on sallittua päätellä, että risteävät kohdat ovat jäykkiä. (ACI 318-19 2019, 75–76.)

Osavarmuusluvuilla tehty kuormalaskenta

Jäyhyysmomentti ja osien poikkileikkauspinta-ala tulee laskea taulukon 3 ja taulukon 4 mukaan paitsi silloin, jos käytetään tarkkaa laskentatapaa eikä yksinkertaista laskua. Jos pysyvät vaakakuormat ovat läsnä, niin pilarien ja seinien jäyhyysmomentti tulee jakaa $1+\beta_{ds}$ kaavan summalla, missä β_{ds} on leikkausasteen maksimiarvo tietyssä kerroksessa suhteessa siihen kerrokseen, missä vaikuttaa sama kuormitusyhdistelmä. Laskentatavat ja taulukot on todettu olevan lähellä totuutta kokeiden ja yksityiskohtaisten analyysien avulla. (ACI 318-19 2019, 76.) Standardi mainitsee tarkemman laskemisen kappaleessa, mutta sitä ei määritellä, milloin tarkempaa laskentatapaa käytetään.

Taulukon 3 arvot on muodostettu tehtyjen testien perusteella. Jäyhyysmomentti lasketaan kaavalla, joka on otettu kirjasta joka on julkaistu 1977 ja julkaisijat ovat MacGregor ja Hage. Kirja on nimeltään Stability Analysis and Design of Concrete

Frames. Tutkimuksissa on käsitelty kehärakenteita ja testattu niiden kestävyyttä. Heidän päätelmiensä perusteella jäyhyysmomentti (I) kerrotaan pienennyskerroimella ja tätä kautta päästään pienennettyyn arvoon. Seinien osalta jäyhyysmomentin arvossa tulee ottaa huomioon seinän halkeilu. Jos seinä ei halkeile voidaan käyttää isompaa kerrointa, mutta jos tiedetään seinän halkeilevan tulee käyttää pienempää kerrointa. Pienempi kerroin on saatu todettua murtumiskertoimen avulla. Murtumiskertoimen määräytyminen johtuu rakenteesta. Jos kyseessä on korkea rakennus, niin kerroin määräytyy tällöin vakioksi. (ACI 318-19 2019, 76.)

Taulukoihin saadut arvot on saatu ei-esijännitetystä rakenteista. Esijännitettyjen rakenneosien osalta jäyhyysmomentti voi vaihdella johtuen määrästä, sijainnista tai vahvikkeiden osalta, sekä lisäksi kuinka paljon halkeamia tulee ennen kuin saavutetaan maksimikuorma. Esijännitetyn rakenteen jännitysarvojen tulee sisältää se kuinka paljon jännitykset voivat vaihdella. (ACI 318-19 2019, 76.)

Taulukko 3. Osavarmuusluvut jäyhyysmomentille ja poikkileikkauspinta-aloille, kun lasketaan kuormitettuja rakenteita (ACI 318-19 2019, 76).

Member and condition		Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$		
	Cracked	$0.35I_g$		
Beams		$0.35I_g$		
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$		

Taulukossa 4 kaavojen avulla saadaan tarkemmat arvot jäyhyysmomentille. Laskentakaavat ottavat huomioon vaakakuorman, epäkeskisyyden, vahvistusten suhteen ja betonin lujuuden. Vastaus on hieman sama asia kuin aiemmassa taulukossa käytetty pienennyskerroin. Taulukon arvot on saatu laskentatavoista, jotka on julkaistu vuonna 2004 ja kirjan tekijöinä ovat Khuntia ja Ghosh. Näissä laskelmissa saatu jäykkyys on käypä jokaiselle saadulle kuormalle. (ACI 318-19 2019, 76.)

Taulukko 4. Vaihtoehtoiset jäyhyysmomentin osavarmuusluvut (ACI 318-19 2019, 77).

Member	Alternative value of I for elastic analysis		
	Minimum	I	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25\frac{A_w}{A_g}\right)\left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5\frac{P_u}{P_o}\right)I_g$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10 + 25\rho)\left(1.2 - 0.2\frac{b_w}{d}\right)I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members, I shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections. P_u and M_u shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of P_u and M_u that produces the least value of I .

Osavarmuusluvuilla lasketun sivuttaiskuormituksen kanssa on sallittu käyttää 0,5 kerrointa jäyhyysmomentin laskemiseen kaikkien rakennusosien osalta. Kuitenkin voidaan käyttää tarkempaa laskentatapaa, jolla laskettaessa otetaan huomioon tehokas jäykkyys kaikissa rakenneosissa kuormien vaikutuksesta, ja jolloin saadaan tarkempi arvo. Oikean tehokkaan jäykkyyden valinnassa on kaksi tarkoitusta, ensimmäinen näistä on saada realistiset arvot vaakataipumille ja toisena syynä on päätellä taipuman määräämät tapahtumat rakennuksen painovoimarakenteissa. Yksinkertainen tapa saada arvio taipumista on vähentää kertoimen avulla mallinnettua jäykkyyttä. Kuormanalyysi vaikuttaa siihen millainen tehokas jäykkyys valitaan. (ACI 318-19 2019, 77.)

5 TAIPUMA

Taipuma ja sen rajoittaminen on tärkeä asia korkeiden rakennusten mitoittamisessa. Seuraavaksi työssä kerrotaan Eurokoodin mukainen taipuman laskeminen. Lisäksi tarkastellaan vieraskielisiä lähteitä ja miten niissä käsitellään taipumaa. Lisäksi esitellään muuta suomenkielistä kirjallisuutta, mikä ei ole standardista.

5.1 Taipuma eurokoodien mukaan

Eurokoodien osalta tilanne on sama kuin aiemmin rakenneanalyysin osalta, eli yhdestä Eurokoodista ei saa kaikkea tarvittavaa tietoa. Tätä kautta eurokoodeihin tutustuminen aloitetaan taas SFS-EN 1990 -standardista. Tästä edetään muihin standardeihin ja katsotaan, mitä muut standardit esittävät taipumasta.

5.1.1 Taipuma Eurokoodi SFS-EN 1990 + A1 + AC mukaan

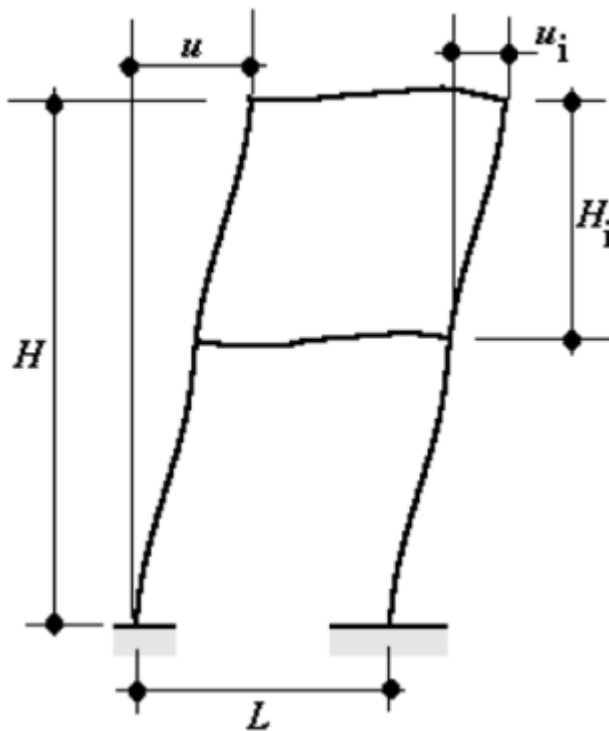
SFS-EN 1990 + A1+AC Eurokoodissa käsitellään taipumaa, tämä kyseinen standardi käsittelee rakenteiden suunnittelua. Eurokoodissa kerrotaan, että taipumien laskemista varten tarvitaan oikeat kuormitusyhdistelmät. Laskentatavat löytyvät eri standardien alta, standardeja ovat EN1992–EN1999. Laskennassa tulee huomioida käyttökelpoisuusvaatimukset, jotka on esitetty EN1990 Eurokoodissa. Näitä vaatimuksia ovat ihmisten asuismukavuus, rakennuksen ulkonäkö ja rakenneosien toimivuus. Eurokoodissa esitetään taipumat seuraavan kuvan avulla. (SFS-EN1990+A1+AC 2006, 94.)



Kuva 9. Rakenneosan taipumien määritelmät (SFS-EN 1990 + A1+ AC 2006, 94).

Kuvassa w_c on esikorotus, w_1 on alkuarvo kuormitusten vaikutuksesta, w_2 on pysyvien kuormien aiheuttama pitkäaikaisosuus, w_3 on muuttuvien kuormien aiheuttama lisäosuus

taipumalle, w_{tot} on w_1, w_2, w_3 summa ja w_{max} on esikorotuksen huomioon ottava taipuma, joka on näkyvässä. Aiemmin mainitut kolme kohtaa määrittävät myös sen, mitä taipuman osalta otetaan huomioon sitä tarkasteltaessa. Rakenneosiin ja rakenteisiin syntyvien halkeamien tai muiden vaurioiden osalta tulee huomioida pysyvät ja muuttuvat kuormat, jotka tulevat rakenneosan tai rakenteen toteuttamisen jälkeen. Rakennuksen ulkonäön osalta tarkastellaan vain pitkäaikaisia kuormitusyhdistelmiä. Käyttäjien mukavuuteen vaikuttavan taipuman osalta tarkasteltava kuormitus on muuttuvat kuormat, kuten tuuli. Pitkäaikaiset muodonmuutokset otetaan huomioon, jos ne ovat merkitseviä. Pitkäaikaisia muodonmuutoksia ovat kutistuma, viruma ja relaksaatio, ja nämä lasketaan pysyvien ja pitkäaikaisten muuttuvien kuormien osalta. Vaakasiirtymät esitetään seuraavassa kuvassa. (SFS-EN 1990 + A1+ AC 2006, 94-96.)



Kuva 10. Vaakasiirtymien määritelmät (SFS-EN 1990 + A1+ AC 2006, 96).

Eurokoodit EN1995-EN1998 käsittelevät aiheita, mitkä eivät ole kovin relevantteja tähän työhön, joten niitä ei käsitellä tarkemmin. EN1995-1 käsittelee puurakenteiden suunnittelua, EN1996-1 käsittelee muurattuja rakenteita ja EN1997 käsittelee geoteknistä suunnittelua.

5.1.2 Taipuma Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC mukaan

SFS-EN 1992-1 standardi käsittelee betonirakenteiden suunnittelua. Tästä johtuen se on yksi tärkeimmistä ohjeista, kun rakennetaan korkeita rakennuksia.

Eurokoodi EN1992-1 käsittelee taipumaa rajoittamisen kautta. Siirtymät rakennuksessa eivät saa aiheuttaa haittaa rakennuksen tai sen osan toimintaan tai ulkonäköön. Raja-arvot, joiden sisällä rakennuksen tai sen osan siirtymän tulee pysyä, asetetaan sen perusteella, miten pinnoitteet, väliseinät ja kiinnikkeet käyttäytyvät. Maksimi-arvot siirtymille saadaan siitä miten paljon rakennukseen liittyvät rakenneosat kestävät siirtymiä. Tässä otetaan huomioon väliseinät, lasit, verhoilu, talotekniikka ja pinnoitteet. Lisäksi voidaan joutua asettamaan raja myös laitteen tai koneiston toiminnan takia. Samoin tasakaton osalta pitää varmistaa, ettei katolle pääse syntymään lammikoita. (SFS-EN 1992 + A1+ AC 2016, 125.)

Taipuma voi heikentää rakennuksen ulkoista olemusta ja käyttömukavuutta, jos taipuma on yli jännemitta jaettuna 250. Tällainen taipuma palkille, laatalle tai ulokkeelle on haitallinen, jos ja kun kuorma on pitkäaikaista kuormaa. Jännemitta, jolla taipuma lasketaan, on tukien etäisyys toisistaan. Taipumalle, joka aiheuttaa rakennukselle vahingoittumisriskin, pidetään rajana jännemitta jaettuna 500. Muitakin rajoja voidaan ottaa käyttöön, mutta nämä ovat riippuvaisia osien herkkyydestä. Nämä taipumarajat on johdettu ISO 4356 standardista. Nämä kyseiset taipumat luovat rakennukselle sen käyttötarkoituksesta riippumatta tyydyttävän toimivuuden. Tärkeää on huomioida erityisvaatimukset, jos sellaisia on ja lisäksi taipuman asianmukaisuus kohteen mukaan. Taipumarajan tarkistaminen voidaan tehdä kahdella eri tavalla. Tavat ovat jännemitan rajoittaminen korkeuden suhteen, jotta ei tarvitse laskea taipumia sekä lasketun taipuman vertaaminen laskettuun raja-arvoon. (SFS-EN 1992 + A1+ AC 2016, 125–126.) ISO 4356 -standardiin palataan vielä työssä myöhemmin.

5.1.3 Taipuma Eurokoodi SFS-EN 1993-1-1 mukaan

Eurokoodi SFS EN1993-1-1 käsittelee teräsrakenteiden suunnittelua. Eurokoodissa on varattu oma kohtansa pysty- ja vaakataipumalle. Kummassakin kohdassa sanotaan, että taipumarajat määritetään standardin SFS EN1990 kuvan 10 mukaan ja rajat sovitaan

asiakkaan kanssa projektikohtaisesti. Huomautuksena kuitenkin mainitaan, että rajat voidaan esittää kansallisessa liitteessä. (SFS-EN 1993-1-1 2005, 82.)

Suomen kansallisessa liitteessä on taulukko pystysuuntaisille taipumille, joita käytetään yleisesti. Poikkeuksia voi olla, jos rakenne, käyttötarkoitus tai toiminta voi olla sellaista, että muut arvot sopivat paremmin. Esikorotuksella voidaan myös kompensoida pysyvän kuorman aiheuttamaa taipumaa, jos esikorotuksesta ei synny ongelmia. Samaa taulukkoa käytetään myös vaakataipumien kohdalla. (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1993-1-1 2005, 18–19.)

Taulukko 5. Taipumien ja siirtymien käyttörajatilat (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1993-1-1 2005, 19).

Rakenne	Taipuman tai siirtymän raja-arvo
Pääkannattajat	
- vesikatoissa ja katoksissa	$L/300$
- välipohjissa	$L/400$
Ulokkeet	$L/150$
Katto-orret	$L/200$
Seinäorret	$L/150$
Muotolevyt	
- katoissa, joissa ei ole vesikeräytymien tai katteen vaurioitumisen vaaraa	$L/100$
- katoissa, joissa vesikeräytymien tai katteen vaurioitumisen vaara on olemassa	
- kun $L \leq 4,5$ m	$L/150$
- kun $4,5 \text{ m} < L \leq 6,0$ m	30 mm
- kun $L > 6,0$ m	$L/200$
- välipohjissa	$L/300$
- seinissä	$L/100$
- ulokkeissa	$L/100$
Rakenteen vaakasiirtymän rajatila	
- 1 ja 2 kerroksiset rakennukset	$H/150$
- muut rakennukset	$H/400$
L on jänneväli	
H on rakennuksen tarkasteltavan kohdan korkeus	
Rakennukset, jossa on nosturirata, katso standardi SFS-EN 1993-6 ja sen kansallinen liite.	

5.1.4 Taipuma Eurokoodi SFS-EN 1994-1-1 + AC mukaan

Eurokoodi SFS-EN 1994-1-1+AC käsittelee betoni - teräs-liittorakenteita. Tilanne voi joskus olla, että kuormitus rasittaa pelkästään teräs rakenneosaa, jolloin taipumat lasketaan standardin EN 1993-1-1 mukaan. Taipumat liittorakenteiden osalta lasketaan kimmoteorian avulla. Jos palkit tehdään ilman tuentaa, niin palkkeihin syntyy taipumaa alapäin, tämän pystytaipuman ($\bar{\delta}_{max}$) vertailukohta on liittopalkin yläpinta. Taipuma voi vaikuttaa rakennuksen ulkonäköön ja tällöin vertailutasona on palkin alapinta. Joskus teräs ja betoni eivät toimi yhteen hyvin ja tällöin tämän vaikutus tulee ottaa huomioon. Tätä ei tarvitse ottaa huomioon, jos leikkausliitoksen mitoittamiseen käytetään Eurokoodia, eikä myöskään silloin, jos liittolevyn rivat ovat kohtisuorassa palkin suuntaa vastaan, lisäksi liittolevy saa olla maksimissaan 80 mm korkea. Lisäksi on kolmas ehto, jonka täytyessä ei tarvitse huomioida yhteistoimintaa. Tässä tapauksessa leikkausliitoksen liittimien määrä pitää olla vähintään puolet täydellisestä liitoksesta tai kimmoteorian mukaan käyttörajatilassa laskettu liittimen leikkausvoima on maksimissaan P_{RD} . Betonin halkeilu tulee ottaa huomioon, jos Eurokoodin mukaan tehty tarkastelu tätä edellyttää. Betonin halkeilun laskiessa tulee ottaa huomioon poikkileikkausluokka. Palkin kuuluessa luokkiin 1, 2 tai 3 voidaan käyttää yksinkertaista menettelyä. (SFS-EN 1994-1-1+AC 2005, 71.)

Laskettaessa sellaisen palkin taipumaa, joka on rakennettu ilman väliaikaista tuentaa, voidaan ottaa huomioon teräsprofiilin myötääminen paikallisesti tuen lähellä kertomalla tuella vaikuttava taivutusmomentti. Tämä taivutusmomentti kerrotaan pienennyskertomella. Kerroin on 0,5, jos betonilaatta ei ole ehtinyt kovettumaan täysin, kun saavutetaan rakenneteräksen myötölujuuden nimellisarvo. Jos betonilaatta on kovettunut täysin ennen myötölujuuden saavuttamista, niin kerroin on 0,7. Palkin pituuden ja jännemitan suhteen ollessa enintään 20, voidaan kutistumisen aiheuttama taipuma jättää huomiotta, jos tästä on sovittu tilaajan kanssa. (SFS-EN 1994-1-1+AC 2005, 71–72.)

Tällä kyseisellä standardilla on myös oma kansallinen liite, jossa on taulukko maksimitaipumista. Taipumat lasketaan standardin mukaan ja niitä verrataan taulukkoon. Taulukko on seuraavanlainen.

Taulukko 6. Liittorakenteiden taipuma- ja siirtymäraajat käyttörajatiloissa (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1994-1-1+AC 2005, 9.)

$w_{max} = w_i + w_{it} + w_{st} - w_c$ <p>Taipumat lasketaan SFS-EN 1990 lausekkeen (6.14) mukaisesta kuormien ominaisyhdistelmästä kaavojen (1.1) ja (1.2) mukaisesti</p>		
<i>Suosittelavat taipumarajat</i>	w_{max}	$w_{it} + w_{st}$
<i>Yläpohjien palkit ja laatat</i>	$L/200$	$L/250$
<i>Välipohjien palkit ja laatat yleensä</i>	$L/250$	$L/300$
<i>Välipohjien, jotka kannattavat pilareita, palkit ja laatat</i>	$L/400$	$L/500$
<i>Helposti halkeilevia seiniä kantavien rakenteiden taipuma seinien asennuksen jälkeen</i>	$L/400$	$L/500$
<i>Rakenteen vaakasuora siirtymä</i>		
- Enintään kaksikerroksiset rakennukset	$H/150$	
- Muut rakennukset	$H/400$	

Taulukossa L on rakenteen jänneväli ja H on rakennuksen korkeus tarkasteltavasta kohdasta. Maksimitaipumaa (w_{max}) laskiessa tarvitaan w_c , w_i , w_{it} ja w_{st} arvoja, nämä ovat esikorotus (w_c), rakenteen omasta painosta tuleva pitkäaikainen taipuma (w_i), muuttuvien kuormien pitkäaikaisista osista tuleva taipuma (w_{it}) ja muuttuvien kuormien lyhytaikaisista kuormista tuleva välitön ja palautuva taipuma (w_{st}). Taulukossa kerrottujen kaavojen avulla lasketaan taipumien w_{it} ja w_{st} laskemiseen tarvittavat kuormat. (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1994-1-1+AC 2005, 9–10.)

5.1.5 Erilaisia suomenkielisiä teoksia taipumasta

Toinen mielenkiintoinen suomenkielinen teos on vuoden 2011 betonipäivillä pidetty esitys. Esityksen on pitänyt Jukka Ala-Ojala ja aiheena on ollut ”Ylikorkeat rakennukset Suomessa, käytännön pulmatilanteita ja ratkaisuja”. Esityksen aikana hän on toiminut Wise Groupissa, joka nykyään on osa Sitowise Oy:tä. Taipuma käsitellään esityksessä ja siinä käydään hieman läpi taipumarajoja. Tätä kautta työhön saadaan myös toinen suomalainen näkökulma siitä, mitä taipumarajojen tulee olla. Esityksessä kerrotaan, että

yleisesti käytetty taipumaraja on h/400-h/700. Lisäksi esityksessä todetaan sama asia, mikä on todettu myös tässä työssä, että Eurokoodeissa ei anneta maksimiarvoja taipumalle. Kantaa otetaan myös siihen, että rakennuksen alustavassa suunnittelussa taipumarajana voidaan käyttää h/500. Tällöin käytetään kerran 50 vuodessa tapahtuvaa tuulta. Lisäksi kerrosten väliseksi taipumarajaksi tulee ottaa h/400. (Ala-Ojala 2011, 11.)

Vuoden 2007 Rakentajain kalenterissa on muutaman sivun pituinen artikkeli Suomen korkeimman rakennuksen turvallisuudesta rakennusratkaisusta koskien tuulen vaikutusta. Artikkelin on kirjoittanut Risto Kiviluoma. Artikkelissa käydään läpi tuulen vaikutusta rakenteisiin, tämä osa-alue on käsitelty jo aiemmin tässä työssä. Artikkelin mielenkiintoisimpana asiana tähän työhön liittyen on esimerkkikohteena toimiva As Oy Helsingin Cirrus. Työn myöhemmässä vaiheessa on esimerkkikohteita taipuman osalta ympäri maailman, mutta tässä on yksi korkea rakennus Suomesta. Kyseinen rakennus on noin 100 metriä korkea, eli ei maailman mittakaavassa korkea, mutta Suomessa tämä on jo korkea rakennus. Taipumaksi tässä rakennuksessa on suunnittelussa otettu h/1400 tilanteessa, jossa betoni on halkeilematon ja betonin ollessa täysin halkeilleessa tilassa taipumarajana käytetty h/700. Rakennuksen lopulliset taipumat viiden vuoden maksimituulille ovat 22 mm–44 mm. Tämä tuuli on mitoitettu meren suunnalta. Taipumarajat vaihtelevat betonin halkeilun mukaan. (Kiviluoma 2006, 461–463.)

5.2 Taipuma vieraskielisessä materiaalissa

Taipumasta löytyy paljon tietoa myös vieraskielisestä materiaalista. Tähän on seuraavaksi valittu jo läpikäytyjä amerikkalaisia standardeja, mutta myös muutama kirja, jotka ovat tunnettujen tekijöiden tekemiä. Tätä kautta saadaan taipuman osalta laajempi katkaus asiantuntevaa tietoa taipumarajoista.

5.2.1 Taipuma standardien ACI 318-19 ja ASCE 7-98 mukaan

Otsikossa mainitut standardit ovat amerikkalaisia. ACI on lyhenne American Concrete Institute ja kyseisen standardin koko nimi on Betonirakenteiden rakennusmääräykset, eli kyseinen standardi on amerikkalainen vastine Eurokoodi SFS EN1992-1. ASCE on lyhenne American Society of Civil Engineers ja tämän teoksen nimi on Minimikuormitukset rakennuksille ja muille rakennuksille, eli tämä vastaa lähinnä Eurokoodi SFS EN1990-1. Teoksissa on yhteistä se, että taipumasta kerrotaan mitä se on ja miten sen kanssa

toimitaan. Vaakasuuntaisia taipumarajoja ei ole mainittu teoksessa eli sama tilanne kuin Eurokoodissa. Ainoa taipumaraja, joka teoksista löytyy on lattioiden ja kattojen taipumat, mutta niiden kuormitus on pystysuuntaista ja se ei tässä työssä ole kiinnostuksen kohteena. Teokset luottavat suunnittelijoiden omiin kokemuksiin ja siihen miten on ennen toimittu. Lisäksi taipumarajat ovat hieman erilaisia eri kohteissa ja tätä kautta niihin ei oteta kantaa teoksissa. (ACI 318-19 2019; ASCE 7 2013.)

5.2.2 Taipuma standardin ISO 4356 mukaan

Tähän standardiin vedotaan Eurokoodi SFS EN1992-1 standardissa. Kyseinen standardi on julkaistu vuonna 1977. Eurokoodissa kerrotaan, että tarkemmat tiedot taipumarajoista löytyvät tästä ISO standardista. Teoria taipuman osalta on molemmissa sama, koska Eurokoodit pohjautuvat osaltaan ISO standardeihin. Tämän työn kannalta kiinnostavinta on standardin liite D, jossa on erilaisten tilanteiden taipumarajoja, mikä on toivottavaa rakenteissa ja mikä ei. Nämä tiedot on esitetty erilaisten taulukoiden avulla, ja taulukot löytyvät liitteistä ollen liitteet 2–7.

Liite 2 oleva taulukko kertoo standardin kappaleessa seitsemän olevista asioista ja aiheena on lujuteen ja vakauteen vaikuttavat muodonmuutokset. Tämä aihe on jaettu kahteen osaan, joista ensimmäinen on seiniin ja pilareihin vaikuttava epäkeskinen kuormitus ja toisena on resonanssi. Seiniin ja pilareihin vaikuttava epäkeskinen kuormitus on jaettu vielä kahteen osaan, jotka ovat seinien ja pilarien kaltevuus ja seinien ja kattojen kierto. Kaltevuuden osalta vaikuttavina voimina ovat tuuli, epäkeskiset vaakavoimat ja rakenteelliset poikkeamat. Näihin vaikuttavat rakenneratkaisut, joilla voidaan estää ongelmien syntymistä, on mahdollista rakentaa jäykistysseinä tai erilaisia kuilujäykistyksiä, kuten portaikko tai hissikuilu. Standardi ei kuitenkaan anna taipumalle rajoituksia erilaisten ratkaisujen takia ja suunnittelijan vastuulle jää ratkaista tämä monien vaihtoehtojen joukosta. Lattioiden ja kattojen osalta annetaan taas taipumaraja ja se on jänneväli per 300. Kuormat kuitenkin ovat tässä tapauksessa pystykuormia, eivätkä vaakavoimia, kuten työn tärkein osa-alue on. Resonanssin osalta ei ehdoteta taipuma- tai muita rajoja. (ISO 4356 1977, Liite D.)

Liite 3 oleva taulukko on isompi taulukko ja se käsittelee standardin kappaletta kahdeksan. Taulukko on jaettu liitteiden 3 ja 6 välille. Kappale seitsemän käsittelee muodonmuutoksia, jotka vaikuttavat rakennuksen asuttavuuteen. Tapahtumia, jotka eivät aiheuta rakenteellisia ongelmia vaan käyttökokemukseen vaikuttavia ongelmia. Tämä alue

on jaettu neljään alaotsikkoon, joista kiinnostavin on muodonmuutokset, jotka aiheuttavat vahinkoa rakennukselle. Tämä kyseinen alaotsikko löytyy liitteestä 3. Edellä mainittu otsikko on vielä jaettu alaotsikoihin. Näistä muutama on mielenkiintoinen. Toinen on ot-sikoltaan seinien halkeilu ja lohkeilu lattian ja katon tukipisteiden kohdalla. Tämä kohta tosin kertoo enemmän lattioiden taipumista, mutta kohdassa mainitaan myös tuulivoimat ja pystysuorat rakenneosat. Ehdotetut taipumarajat ovat jänneväli per 100 ja kerroskor-keus per 100, nämä rajat koskevat niin pystysuoria kuin vaakasuoriakin taipumia. Toinen aiheeseen liittyvä kohta on ei-kantavien seinien halkeilu ja lohkeilu, jonka aiheuttaa tuu-livoimat. Tässä kohtaa pyritään estämään vaakasiirtymä leikkausseinän ja kuilujäkistei-den avulla, jotta rakenteisiin ei synny halkeamia. Tässä kohtaa hyväksytään kerroskor-keus per 500 taipuma, koska kyseessä on ei-kantava seinä. Liite 7 on edellisten kappaleiden yhteenveto, jossa näkyvät taipumarajat. (ISO 4356 1977, Liite D.)

5.2.3 Taipuma kirjoitelma Deflection Limits in Tall Buildings—Are They Useful? mukaan

Otsikossa mainittu teos ei ole kirja, vaan Robert J. Smithin tekemä esitys konferenssiin, joka järjestettiin Las Vegasissa vuonna 2011. Esitys käsittelee taipumista ja tästä syystä on hyvä teos käydä läpi tässä työssä. Kirjoittajan taustatietoja on tutkittu, jotta työtä voi-taisiin pitää luotettavana. Kyseisen julkaisun on julkaissut ASCE eli American Society of Civil Engineer, joka on virallinen viranomainen Amerikassa. Tähän pohjaten julkaisua voidaan pitää luotettavana lähteenä.

Usein korkeissa rakennuksissa käyttömukavuus on merkittävin rakenteellinen kysymys. Vaikka kiihtyvyyden perusteita on jo pitkään tutkittu, ovat taipumarajat mielivaltaisia. Kansainvälisissä standardeissa taipumaroja on esitetty vähän ja nämä vähätkin rajat on määritetty kokemuksien perusteella matalista ja keskikorkeista rakennuksista. Tässä haasteena on, että matalassa talossa ja korkeassa talossa taipuma aiheuttaa erilaisia ongelmia. Lisäksi taipuma on hieman erilaista korkeissa rakennuksissa verrattuna ma-talampiin rakennuksiin. Järkevien taipumarojen määrittäminen korkeille rakennuksille vaatii tarkkaa pohdintaa epämuodostumien syntymisestä ja niiden vaikutuksista raken-nuksen käyttömukavuuteen. Vanhat normit eivät ole pysyneet uusien suunnitteluratkai-suiden perässä. (Smith 2011.)

Tuulella on usein merkittävä osa korkean rakennuksen rakennesuunnittelussa. Jäykkyy-den ja kestävyuden vaikutus syntyvään taipumaan on yksi merkittävimmistä asioista, joka vaikuttaa rakenteiden kokoon ja sitä kautta myös hintaan. Verhoiluratkaisussa tulee

ottaa huomioon rakennuksen liikkeet, jotta esim. vedenpitävyyden, akustiikan ja eristeiden toiminta ei häiriinny. Vahingot ovat yleensä paikallisia verhoiluissa, eikä yleisiä taipumia. Hissien toimintaan tulee myös kiinnittää huomiota. Hissit kulkevat pystysuoraan ja hissien hytti ja vastapainot liikkuvat kiskoja pitkin. Tämän vuoksi värinä ja taipumat on tärkeää saada hallintaan, jotta hissien käyttö ei keskeydy. Tämä ratkaistaan usein niin, että kovan tuulen aikana kaapelien pituutta lyhennetään ja hissi pysäköidään. Toisaalta hissikuilua voidaan myös kasvattaa, jotta saadaan suuremmat turvavälit reunoihin kovan tuulen varalle. (Smith 2011.)

Rakennuksen käyttömukavuus on myös tärkeä huomioitava asia. Ihmiset aistivat talon liikkeen, mutta eivät ymmärrä sen johtuvan taipumasta, jolleivät näe taipumaa. Tämä tuntemus johtuu enemmän kiihtyvyyden tuntemisesta kuin itse liikkeen. Standardit määrittävät taipumarajat vahinkojen osalta, ei sen osalta miten ihmiset sen havainnoivat asunnossa. Kiihtyvyyksiä voidaan pienentää erilaisin vaimennuksin. Tällöin voi kuitenkin tulla tilanteita, joissa ihminen huomaa taipuman ennen kuin tuntee sen. Tämä voi ilmetä esimerkiksi niin, että pallo vierii lattialla vaikka ihminen ei ole huomannut minkäänlaista muutosta rakenteessa. Tätä kautta erilaisilla vaimennuksilla rakennuksesta voidaan tehdä joustavampi. (Smith 2011.)

Taipumat ovat usein erilaisia eri rakennuksissa. Seuraavassa taulukossa on koottuna rakennuksissa käytettyjä taipumia.

Taulukko 7. Kooste korkeista rakennuksista ja niissä käytetyistä taipumarajoista (Smith 2011).

Rakennuksen nimi	Sijainti	Korkeus (m)	Rakenne järjestelmä	Maksimi taipuma	Kerrosten välinen taipuma
Central Plaza	Hong Kong	374	Putkijäykistys ydin ja kehyspilarit	H/785	
West Tower	Guangzhou	432	TB ydin + liittopilariristikko	H/575	h/500
Jin Mao Tower	Shanghai	421	TB ydin + TB pilari runko	H/878 (50 v. tuuli)	
International Commerce Center	Hong Kong	480	TB ydin + tukipalkki+ TB pilari runko	H/400	h/300
2IFC	Hong Kong	420	TB ydin + tukipalkki+ TB pilari runko	H/466	h/315
Petronas Tower	Kuala Lumpur	452	TB ydin + tukipalkki+ TB pilari runko	H/560 (50v tuuli)	
Elysian Hotel	Chicago	208	TB ydin + tukipalkki+ TB suurpilarit	H/800	
Pinnacle	London		jäykistetty teräs kehä vaimentimien kanssa		h/300
St. Francis Tower	Manila	210	TB ydin + momenttirunko, vaimennettu tukipalkki	H/230	h/250
Al Bateen Towers	Dubai	204	kytketyt leikkauseinät		h/300 (raportoitu 10v tuulena)
SRZ Tower	Dubai	265	TB ydin + tukipalkki+ kehikko		noin h/350 (10 v. tuuli)

Taulukon lähteenä on käytetty kirjoittajan työpaikan suunnittelukohteita, näiden lisäksi muutamien kohteiden taipumarajat on otettu Bungale S. Taranthin kirjasta Reinforced concrete design of tall buildings. Taipumarajoista nähdään, että vaihtelua on suuresti todella isoista taipumarajoista todella pieniin, kun tarkastellaan kokonaistaipumaa. Kerrosten välinen taipumaraja on huomattavasti enemmän samansuuntainen kaikissa tarkastelluissa kohteissa.

Julkaisusta löytyy myös kooste eri standardeista ja miten ne määrittävät rajat tuulen ja maanjäristyksen osalta. Suomessa maanjäristys ei ole olennainen, joten se on jätetty pois taulukosta. Yleisenä huomiona voidaan sanoa, että maanjäristystaipumarajat ovat huomattavasti tiukempia. (Smith 2011.)

Taulukko 8. Eri maiden standardeista kerätyt taipumarajat (Smith 2011).

Standardi	Rakennus- materiaali	Kerrosten välinen taipumaraja	Maksi- mitai- puma
Kiinalaiset standardit			
JGJ3-2002 Technical specification for concrete structures of tall building	Betoni/Te- räs/Liitto	1/500	Ei ohjetta
JGJ 99-98 Technical specification for steel structure of tall building	Teräsra- kenne	1/400	Ei ohjetta
DG/TJ08-015-2004 Code design of steel – concrete hybrid structures for high rise buildings (Shanghai)	Liittora- kenne	1/500	Ei ohjetta
Hong Kongin standardit			
Code of practice on Wind Effects in Hong Kong 2004	Betoni ja Teräs	Ei ohjetta	Ei ohjetta
Code of Practice for Structural use of Concrete 2004	Betoni	Ei ohjetta	1/500

Code of Practice for Structural Use of Steel 2005	Teräs	1/400	1/500
Britannian standardit			
BS 5950 – structural steel in buildings	Teräs	1/300	Ei ohjetta
BS 8110 – structural use of concrete (limit applies unless partition, claddings have been specifically detailed...)	Betoni	1/500	Ei ohjetta
Amerikkalaiset standardit			
ASCE 7-05 – Minimum design loads for buildings and other structures		Ei ohjetta	Ei ohjetta
Los Angeles Tall Building Structural Design Council, An alternative procedure for Seismic analysis and design of Tall buildings located in the Los Angeles region (2008)	Kaikki rakennusmateriaalit	1/33 (Vain maanjäristys, ei tuuli)	Ei ohjetta
Japanilaiset standardit			
Guidelines for the Evaluation of Habitability to Building Vibration	Teräs	1/500 (100 v. tuuli) 1/200 (500 v. tuuli)	Ei ohjetta

Kuten jo Eurokoodeista huomattiin, niin taipumarajoja ei oikein löydy standardeista ja tämä kooste tuo sen myös hyvin esille.

Kerrosten välinen taipuma

Julkaisussa on myös muutamien lähteiden perusteella arvioitu kerrosten välistä taipumaa. Kerrosten väliset taipumat ovat olleet pitkään tiedossa ja ne on otettu huomioon suunnittelussa. Vuonna 1958 julkaistu kirja ”The Stability of tall buildings” kertoo tehdyistä tutkimuksista ja niistä saaduista tuloksista. Näiden tutkimusten perusteella on päästy tulokseen, että muurattuihin seiniin syntyy ensimmäiset halkeamat, kun taipuma

on H/400 luokkaa. Samanlaisia testejä on tehty myös vuonna 1977 ja niissä saatiin samansuuntaisia tuloksia, jossa kipsiseinälevyt halkeilivat taipuman ollessa H/300 ja H/400 luokkaa. Vuonna 1980 tehtiin kattava tutkimus, jonka julkaisi Council of Tall Buildings and Urban Habitat. Tässä tutkimuksessa raja-arvot vaihtelivat H/333:sta H/666:een. Vuonna 1986 ASCE teki tutkimuksen, millaisia vahinkoja kerrosten välinen taipuma saa aikaan ei-kantaville rakenteille. Tästä on alla esitetty taulukko, johon on koottu tämän tutkimuksen tulokset. Taulukosta nähdään, että havaittavat vahingot syntyvät H/500-H/300. (Smith 2011.)

Taulukko 9. ASCE:n taulukko siitä, mitä tietty taipuma saa aikaan rakennuksessa. Vahingot ovat käytönmukavuuteen vaikuttavia, ei rakenteisiin. (Smith 2011.)

Muodonmuutos/siirtymä suhteessa korkeuteen	Vahinkojen havaittavuus	Tyypillinen vaikutus
1/1000	Ei havaittavissa	Muurattujen rakenteiden halkeilu
1/500	Ei havaittavissa	Väliseinien halkeilu
1/300	Havaittavissa	Erilaisia vahinkoja, kuten teräsbetoniseinien halkeilu, arkkitehtuuriin vahinkoja, ulkoverhoiluun vahinkoja ja lattioihin ja kattoihin vahinkoja
1/200-1/300	Havaittavissa	Visuaalinen ärsytys ja viemäriverkoston ongelmia
1/100	Havaittavissa	Vahinkoa ikkunoihin ja kevyisiin väliseiniin, lisäksi ovien, ikkunoiden ja liukuvien väliseinien käyttämisessä ongelmia.

ASCE on tutkinut taipumarajoja myös myöhemmin toteuttamalla kyselyn jäsenistölleen. Vastausten perusteella noin puolet vastanneista käyttää rajaa H/400 kerrosten välisenä taipumarajana, kun mitoitetaan 50 vuoden tuulikuormalle. Monet kuitenkin käyttävät rajoja välillä H/600 – H/200. Vuonna 1981 tehty tutkimus kertoo kuitenkin yhden totuuden asiasta, eli mitä juostavampi rakenne on, sitä todennäköisemmin siihen syntyy vikoja. Tätä ei voida määrittää numeroilla, vaan kyseessä on muuttuva mittaristo. (Smith 2011.)

Kokonaistaipuma

Vuonna 1980 Council of Tall Buildings and Urban Habitatin julkaisema kirja keskittyy täysin kokonaistaipumaan. Siinä käsitellään ihmisten asuinmukavuutta ja rakenteiden dynaamisuutta. Tällöin rakennuksissa ei vielä käytetty vaimennuksia, vaan niitä vasta kehitettiin. Samoihin aikoihin alettiin kiinnittää huomiota myös rakennuksen käyttäjien tuntemusten huomioimiseen vaakasiirtymissä. Julkaisussa käsitellään Bostonissa 1970-luvulla tehtyä kyselyä insinööreille, jossa kysyttiin mitä kokonaistaipumarajaa he käyttävät. Kyselyn tulos oli H/1000-H/200, ja suurin osa vastanneista käytti H/400 rajaa. Kyse-lyssä pari yritystä oli vastannut, että H/200 taipumalla rakennettu rakennus oli toiminut asianmukaisesti ilman ongelmia, mutta asiasta ei kerrottu yksityiskohtia. 1970-luvulla ei ollut Amerikassa rajoja kokonaistaipumalle eikä niitä ole määritelty edelleenkaan. (Smith 2011.)

5.2.4 Erilaisia vieraskielisiä teoksia taipumasta ja rakennesuunnittelusta

Muussa kirjallisuudessa on paljon taipumasta teoriatasolla ja erilaisista rajoista ja jäykis-tysjärjestelmistä. Tässä kappaleessa esitellään muutamia esimerkkejä, mitä kirjallisuudessa on kirjoitettu taipumasta ja sen rajoista.

Advanced Modelling techniques in Structural design tehnyt Feng Fu

Feng esittää kirjassaan Advanced Modelling techniques in Structural design, että käytössä on monia erilaisia keinoja jäykistää rakennetta, jotta vaakasiirtymää ei pääse syntymään. Poikittaisen liikkeen estäminen on erityisen tärkeää korkeissa rakenteissa. Va-hingot ovat enemmän esteettisiä ja ihmisille epämukavia tuntemuksia aiheuttavia kuin rakenteita heikentäviä ratkaisuja. Vaakasiirtymä tulee tarkistaa rakennuksen huipulla, johon syntyy suurin mahdollinen taipuma, mutta myös lisäksi kerroskohtaisena taipumana. Nämä ovat kaksi tärkeää asiaa, jotka suunnittelussa tulee tarkistaa. Raja maksimitaivu-tukselle mainitaan myös kirjassa ja tämä on rakennuksen kokonaistaipuman osalta H/500. (Feng 2015, 27.)

Reinforced Concrete Design of Tall Buildings tehnyt Bungale S. Taranath

Taranathin julkaisu Reinforced Concrete Design of Tall Buildings keskittyy monipuoli-seen teoriaan korkeiden talojen rakentamisesta ja siinä esitellään esimerkkejä korkeista rakennuksista. Laskentakaavoja on paljon, ja teoria perustuu amerikkalaisiin

standardeihin. Kirjassa on käytetty paljon aiemmin mainittuja ASCE 7 ja ACI 318-19, tai käytännössä vanhempaa versiota ACI 318-08.

Oma lyhyt kappaleensa on omistettu tuulen aiheuttamille taipumille, mikä on kiinnostavaa tämän työn kannalta. Kappaleessa kerrotaan, että on tärkeää valita tuulen voimakkuus, mutta yhtä tärkeää on myös valita taipumaraja mikä hyväksytään. Rakennusmääräykset määrittävät tuulen voimakkuuden, mutta taipumarajoja harvoin määritellään, koska kyseessä ei ole rakenteiden toimintaan vaikuttava ongelma, vaan ongelma on käyttömukavuutta vähentävä. Jäykistystä tehdessä tulee suunnittelijan huomioida taloudelliset asiat ratkaisussaan millä stabiliteettia parannetaan. Usein rakennukset, joiden kerrosluku on 20 kerroksen luokkaa, suunnitellaan pääosin kestävyuden ja stabiliteetin perusteella. Usein jäykistyksessä jätetään huomiotta lattioiden sekä sisä- ja ulkoseinien jäykistävät ominaisuudet. Perinteiset tiiliseinät tuovat helposti jäykkyyttä ulkoseininä, mutta taas metalli- ja lasijulkisivut eivät sitä tuo. Suurkaupunkien tuulikuormia laskettaessa jätetään laskelmissa usein huomioimatta muiden korkeiden rakennusten tuoma tuulen vaimennus, joten täyden tuulikuorman käyttäminen laskelmissa aiheuttaa suuren varmuuden laskelmiin. Tällä hetkellä mielipiteet kertovat, että erittäin konservatiivinen taipumaraja on $H/400$:sta $H/600$:aan. (Taranath 2010, 890–891.)

Edellä mainittuja rajoja voidaan käyttää niin kerroskorkeuteen kuin koko rakennuksen korkeuteen liittyen. Pienempiäkin taivutusrajoja voidaan käyttää, jos verhoilu on haurasta materiaalia. Huonekorkeus vaikuttaa myös taipumarajaan kerrosten välillä. Kerroksen ollessa esim. 3,8 metriä ja halkeaman suuruus 10mm ja tällöin taipumaraja $h/400$, mutta jos kerros onkin vain 3 metriä ja halkeama 10mm, niin taipumaraja on samassa suhteessa $h/320$. Nämä seikat on kuitenkin tärkeää tarkistaa rakennuksen verhoilun tekijän kanssa, jotta saadaan kunkin projektin suunnitelma tarkennettua. (Taranath 2010, 890–891.)

Tall Buildings, Structural design of concrete buildings up to 300 m tall tehnyt Banks, Burr ridge, Cammeli ja Chiorino

Kirja on ohje korkeiden rakennusten rakentamiseen ja siitä mitä rakentamisessa tulee huomioida. Yhtenä aiheena kirjassa käsitellään rakennusten taipumia. Taipumat ovat väistämättömiä korkeissa rakennuksissa, näitä synnyttävät tuulikuormat ja maanjäristykset. Yleensä suunnittelijat asettavat näille rajat, jotka määritetään yleensä korkeuden perusteella. Yleinen raja taipumalle on $h/500$, jossa h on korkeus. Kerrosten välinen taipuma on myös tärkeä raja rakennuksille, erityisesti verhoilun osalta. Kerrosten välisenä

taipumarajana on käytetty $h/500$ – $h/200$. Kyseiset rajat ovat osoittautuneet toimiviksi rakennuksissa. (Banks ym. 2014, 12.)

6 VÄRÄHTELY

Värähtelyn osalta vertailua rajoista ei voida tehdä samalla tavoin kuin taipumasta. Teoria ja rajat rakennuksissa ovat samansuuntaisia selkeämmin ja rajoista ollaan yksimielisiä. Lähteissä on kuitenkin jonkin verran eroja. Seuraavassa kappaleessa esitellään Suomessa käytettävä Eurokoodi, ja tämän jälkeen ISO standardit, joihin Eurokoodit pohjautuvat. Viimeisenä käsitellään Yhdysvaltojen standardia, johon osaltaan viitataan myös suomalaisessa kirjallisuudessa, kuten RIL 144-2002 kirjassa.

6.1 Värähtely Eurokoodit

Värähtelyn tulee pysyä rakennuksissa tyydyttävällä tasolla. Tämän saavuttamiseksi tulee huomioida seuraavat keskeiset tekijät.

- Tärkein huomioon otettava asia on käyttäjän tuntemukset
- Toinen tärkeä asia on rakennuksen toimivuus. Tähän kuuluvat niin kantavat rakenteet, ei-kantavat rakenteet kuin laitteiden toimivuus sisätiloissa.

Lisäksi on muita huomioonotettavia asioita, mutta niistä sovitaan tilaajan kanssa hankekohtaisesti. Rakennuksen kohtaama värähtely ei saa ylittää käyttörajatilaa. Tämä tapahtuu siten, että rakennuksen värähtelyn luoman ominaistajuuden tulee pysyä määritetyn taajuuden yläpuolella. Rakennuksen ominaistajuuden arvoon vaikuttaa se, mihin rakennusta käytetään ja mistä värähtely johtuu. Ominaisajuuden rajasta sovitaan tilaajan ja viranomaisen kanssa. Taajuus voi olla alle sovitun rajan, mutta tällöin tulee suorittaa tarkempi tarkastelu rakennuksen osalta. Tutkimuksissa tarkastellaan rakenteen dynaamista vastetta, jolloin otetaan mahdolliset vaimentimet huomioon. Värähtelyn syntyyn on aina syynsä. Näistä lähteistä huomioidaan esim. koneet, tuulen vaikutus, kävely, ihmisten samantahtinen toiminta sekä liikenteen aiheuttama värähtely maaperään. Lähteet määritellään hankekohtaisesti ja tilaajan kanssa sovitaan toimintatavoista. (SFS EN1990+A1+AC 2006, 96.) Tämän enempää SFS EN1990+A+AC Eurokoodi ei ota kantaa värähtelyyn vaan ohjaa tarkastelemaan Eurokoodi SFS EN1991-1-1 ja SFS EN1991-1-4. Lisäksi lisätietoa löytyy ISO standardista 10137. Värähtelystä on esitetty Eurokoodeissa seuraavasti.

SFS EN1991-1-1+AC on standardi, jossa käsitellään tarkemmin kuormien laskentaa. Itse standardissa ei ole suoraan ohjeita siihen, miten värähtelyä tai taajuutta lasketaan, vaan siinä kerrotaan kuormien laskemisesta ja mitä niissä otetaan huomioon. Tämä tapahtuu erillisellä dynaamisella suurennuskertoimella (ϕ), jolla kerrotaan kuorma. (SFS EN1991-1-1+AC 2005, 16.)

SFS EN1991-1-4+AC+A1 standardi käsittelee kokonaisuudessaan tuulivoimia. Asioita lähestytään monelta osin laskemisen kautta. Kyseisen standardin liite F käsittelee rakenteiden dynaamisia ominaisuuksia, ja liite on pääosin taajuuden laskemiseen tarkoitettu opas. Laskennan edellytyksenä on, että rakennus on rakennettu klassisen näköiseksi ilman isompia erikoisia arkkitehtuurisia ratkaisuja. Lisäksi rakenteiden tulee toimia lineaarisella kimmoisella alueella. Tätä kautta rakennuksen dynaamisia ominaisuuksia kuvaa (SFS EN1991-1-4+AC+A1 2005, 236):

- ominaistaajuudet
- ominaismuodot
- ekvivalentit massat
- vaimennuksen logaritmiset dekkrementit.

Listatut ominaisuudet saadaan selville, kun sovelletaan rakenteita dynaamisella menetelmällä. Tämä voidaan tehdä kokeilemalla tai teoreettisesti päättelämällä. Yksinkertais-
tetulla yhtälöllä voidaan laskea likimääräiset arvot dynaamisille perusominaisuuksille, mutta edellytyksenä on, että yhtälöiden kelpoisuus on todistettu toimivaksi ja asianmukaiseksi. Alin ominaistaajuus voidaan laskea rakennukselle tai rakennelmalle yksinkertaistettujen kaavojen avulla. Kaavoja on olemassa erilaisia esim. savupiipuille, silloille ja yli 50 metriä korkeille rakennuksille. Kiinnostavin asia tämän työn kannalta on yli 50 metriä korkeat rakennukset. Tällöin alin ominaistaajuus voidaan määrittää likimäärin seuraavasti:

$$n_1 = \frac{46}{h} [Hz]$$

Kaava 3. Korkean rakennuksen ominaistaajuuden laskeminen (SFS EN1991-1-4+AC+A1 2005, 236).

Kaavassa h on rakenteen korkeus metreissä ja n_1 on alin ominaistaajuus. Rakennuksen alin ominaismuoto voidaan myös laskea likimääräisesti. Tämä kertoo taivutusvärähtelyn aiheuttaman alimman ominaismuodon rakenteelle. Tässä laskennassa kaava on sama, mutta potenssi vaihtuu rakenteen mukaan. Arvot saadaan myös taulukosta, joten

laskentatapa on likimääräinen jo senkin perusteella. Laskemalla alimman ominaismuodon voidaan sen avulla laskea myös ekvivalentin massan ja vaimennuksen logaritmiset dekrementit. Nämä arvot saadaan myös likimääräisinä arvoina. (SFS EN1991-1-4+AC+A1 2005, 244, 246, 248.) Näitä laskiessa edetään kaavoissa jo pidemmälle, ja arvoja haetaan taulukoista. Tässä työssä on tarkoitus kuitenkin keskittyä taajuuteen ja värähtelyyn, joten aihetta ei tarkastella tämän laajemmin.

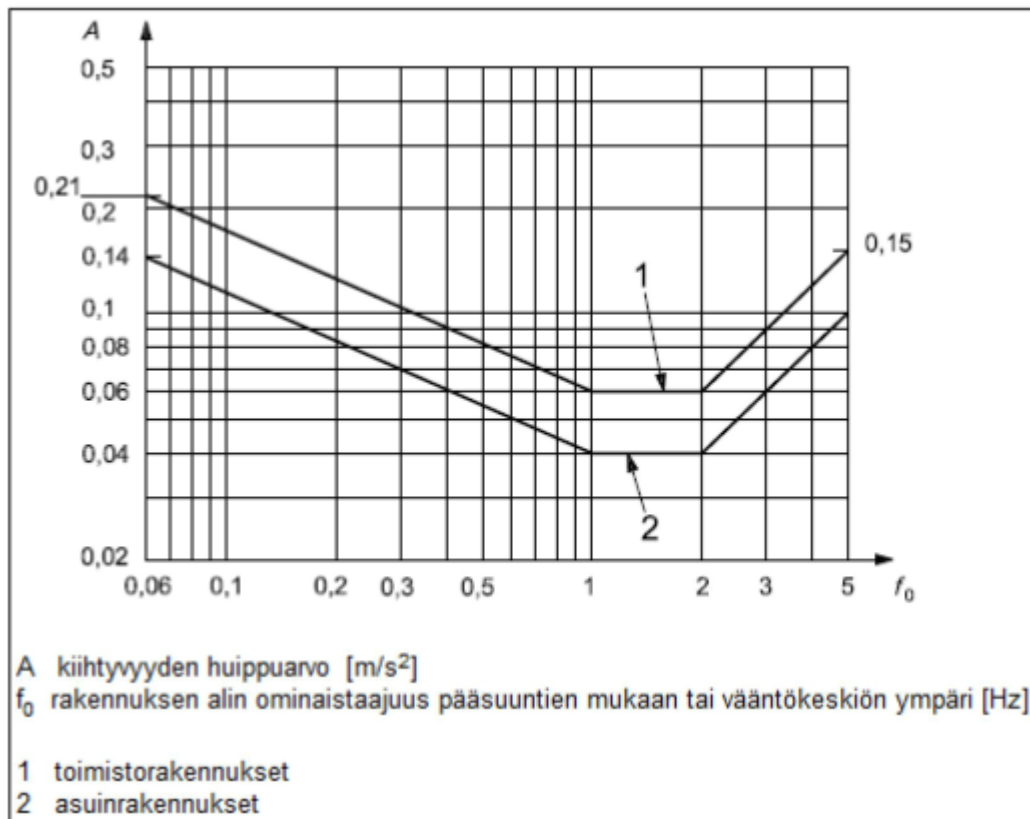
6.2 Värähtely ja taajuus ISO 10137 ja ISO 4866 standardeissa

Eurokoodit, joiden mukaan rakentaminen tapahtuu Suomessa, perustuvat ISO-standardeihin. Seuraavaksi käydään läpi kahden ISO- standardin tiedot värähtelyn osalta.

6.2.1 Standardi ISO 10137

ISO 10137 käsittelee rakennusten ja kävelyreittien käyttömukavuuksien rajoja. Standardissa esitetään perusteet näiden suunnitteluun. Standardin teoria on pitkälti vastaava kuin Eurokoodeissa. Standardissa tuodaan esiin, että rajat ovat asumismukavuuden perusteella tehtäviä ratkaisuja ja tapauskohtaisia. Standardin liite D käsittelee ihmisten reaktioita tuulen aiheuttamiin liikkeisiin rakennuksessa. Tämä on opinnäytetyön osalta tärkein osuus. Rakennuksen asuttavuuden arviointi tehdään tutkimalla vuoden ajan rakennuksessa tapahtuvan liikkeen ja kiihtyvyyksien tuntemusten perusteella, ja asukkaiden tuntemusten perusteella saadaan selville onko raja-arvot saavutettu. Aikajana voi olla myös joku muu kuin yksi vuosi. Voidaan tarkastella esimerkiksi pidempiä aikoja, koska myrskytuulet eivät vaikuta joka vuosi, ja joinain vuosina voi olla monta voimakasta myrskyä. Toimisto- ja asuinrakennuksia tutkittaessa on todettu, että asuinrakennusten huippukiihtyvyys on matalampi kuin mitä se on toimistorakennusten osalta. Alla olevassa taulukossa asuinrakennuksen käyrä on noin 2/3 toimistorakennuksen käyrästä. Huippukiihtyvyyksien ei tule ylittää rakennuksessa alla olevan taulukon rajoja. Taulukkoa voidaan käyttää silloin, kun tiedetään rakennuksen alin ominaistaajuus. Tuulen suunnan tulee olla suoraan kohti tai suoraan myötäisesti. Rakennuksen huippukiihtyvyyksiä tulee tutkia standardin ISO 4354 mukaan. (ISO 10137 2007, 40–41.) ISO 4354 standardista löytyy laskentakaavat rakennuksen huippukiihtyvyyden laskentaan. Huippukiihtyvyyksien laskentakaavojen läpi käyminen ei ole tämän työn puitteissa mahdollista, joten kaavoja ei esitetä tässä yhteydessä aiheen laajuudesta johtuen. (ISO 4354 2009, 56.)

Taulukko 10. Kiihtyvyyden raja-arvo asuin- ja toimistorakennukselle, kerran vuodessa tapahtuvalle tuulikuormalle (ISO 10137 2007, 41).



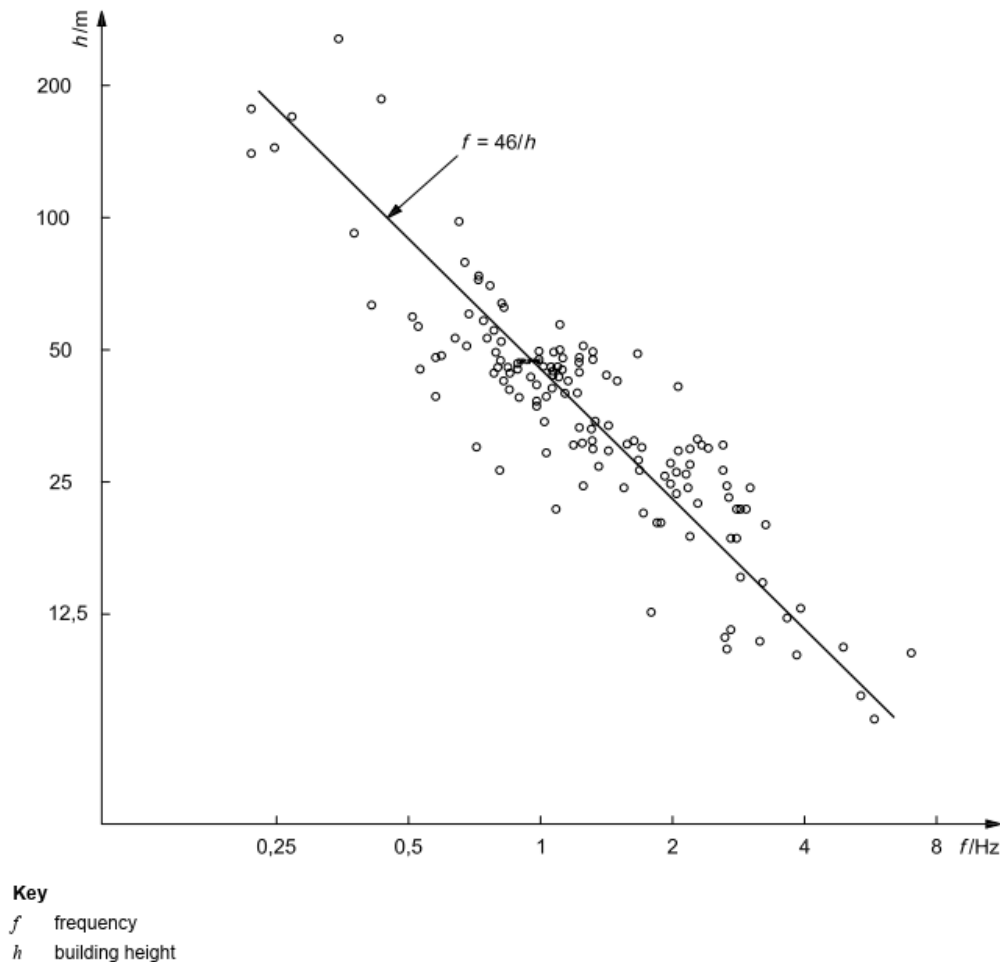
6.2.2 Standardi ISO 4866

ISO 4866 standardi käsittelee mekaanista värähtelyä ja iskua sekä lisäksi kiinteiden rakenteiden värähtelyä. Standardissa annetaan värähtelylle arvoja ja arvioidaan niiden vaikutusta rakenteisiin. Tässä kyseisessä standardissa käsitellään taajuuksia välillä 0,1 Hz – 500 Hz. Tämä väli kattaa niin tuulen aiheuttamat kuin ihmisen aiheuttamat värähtelyt. Koneiden aiheuttamat värähtelyt voivat ylittää tämän, mutta niitä tulee tarkastella erikseen. Eniten vahinkoa rakenteille aiheuttaa ihmisen aiheuttamana 1 Hz–150 Hz värähtelyt ja luonnollisilla lähteillä vahinkoa aiheuttava värähtelyväli on 0,1 Hz–30 Hz. (ISO 4866 2010, 5.)

Standardin liitteessä D on mielenkiintoinen asia, joka liittyy kaavaan numero 3 Eurokoodi osuudessa. Tämä kyseinen standardi selittää enemmän taustaa sille, miten kaava on muodostettu. Liitteessä D kerrotaan miten rakennusten luonnollisia taajuuksia ja vaimennuksia ennakoitaan. Standardi kertoo pääasiallisesti keinoista laskea rakennuksen

reaktioita luonnollisiin taajuuksiin. Aina tätä ei ole mahdollista laskea tai tulokset ovat epäkäytännöllisiä johtuen vaimennuksista, alhaisista taajuuksista tai muista käytännön ongelmista. Tällöin on tarpeen arvioida luonnollisia taajuuksia ja vaimennuksia. Liitteessä kerrotaan miten luonnollisia taajuuksia ja vaimennuksia voidaan laskea. Liite kuvaa myös epävarmuuksia, jotka tulee ottaa huomioon aina kun arvioidaan rakennuksen luonnollisia taajuuksia. (ISO 4866 2010, 24.)

Taajuus voidaan määrittellä monin eri keinoin. Aiemmin mainittu kaava 3 on saatu tutkimalla 163 suorakulmaista rakennusta. Kaava $f=46/h$ Hz on saatu näiden rakennusten tulosten muodostamasta käyrästä ja on lineaarisen käyrän kulmakerroin. On myös todettu, että ± 50 % virheet eivät ole harvinaisia käytettäessä kyseistä kaavaa. Tämä on kuitenkin yleinen virhemarginaali, kun käytetään empiirisestä tutkimuksesta saatua kaavaa. Alla on esitetty kuva taulukosta, jolla kaava on luotu. Kuvan taulukossa h on rakennuksen korkeus metreissä ja f on rakennuksen taajuus hertseissä. (ISO 4866 2010, 24–25.)

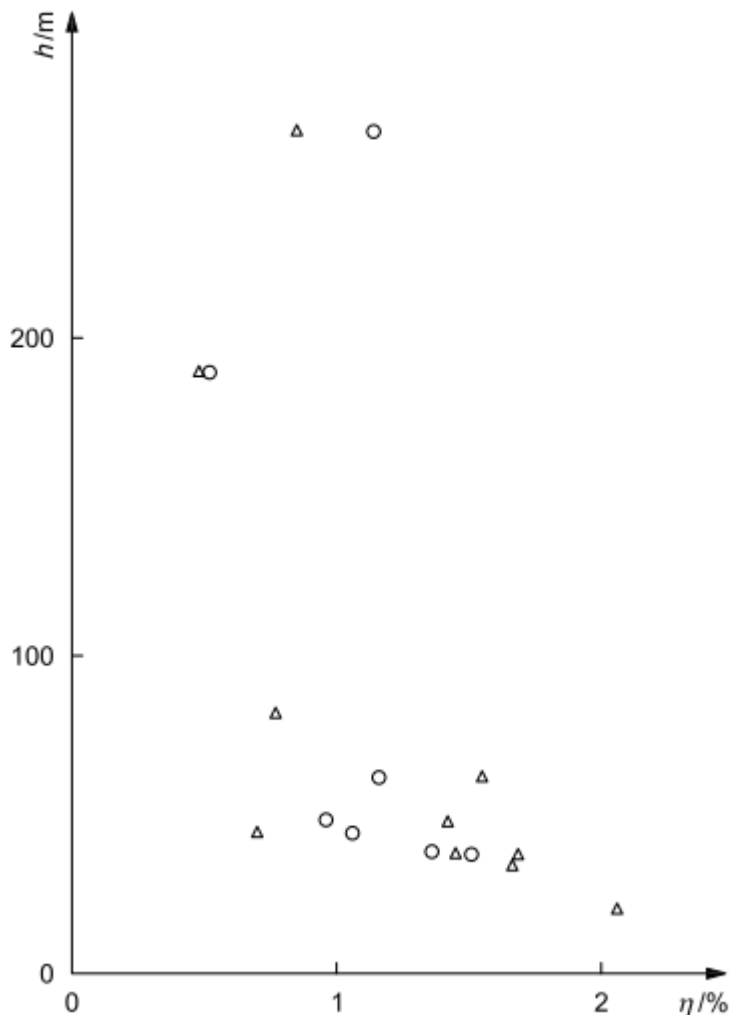


Kuva 11. 163 rakennuksen korkeus verrattuna taajuuteen käyttäen logaritmista asteikkoa (ISO 4866 2010, 25).

On pitkään ollut tiedossa, että käytettäessä yksinkertaista empiiristä kaavaa syntyy suhteellisen isoja virheitä. On kuitenkin yleisesti hyväksyttävää käyttää tietokonepohjaisia laskentaohjelmia, jotta saadaan likimääräiset arvot taajuuksille. Rakennukset ovat kuitenkin monimutkaisia rakennelmia, jolloin on vaikea saada tehtyä tietokoneella tarkka matemaattinen malli. Tästä johtuen mallit ovat yleensä likimääräisiä arvioita taajuudesta. Lisäksi on olemassa tutkimusdataa, että tietokoneella laskettujen taajuuksien ja mitattujen taajuuksien ero on suurempi kuin kaavalla 3 laskettu taajuuden ja mitatun taajuuden ero. Tämä epäjohtonmukaisuus johtuu puutteista mallin luomisesta tietokoneella, joten tuloksiin tulee suhtautua varovasti. (ISO 4866 2010, 26.) Kyseisessä kappaleessa viitataan tietokoneiden ja mitattujen tulosten vertailuun ja niistä saatuihin tuloksiin. Tämä tutkimus on esitetty kirjassa, jonka julkaisuvuosi on 1980. Tietokoneella muodostettuihin arvoihin tulee aina suhtautua varovasti, mutta tässä tapauksessa voidaan myös pohtia kuinka paljon tietokoneohjelmat ovat kehittyneet 40 vuodessa.

Liite D käsittelee myös vaimennuksen arvoja korkeille rakennuksille. Vaimennuksen mittaaminen rakennuksen liikkeelle on tärkeää, mutta kuitenkin varmaa keinoa vaimennuksen ennustamiselle ei ole. Mittaukset kuitenkin kertovat, että vaimennuksen kriittiset arvot välillä 0,5 % – 2,1 % ovat mahdollisia. Isompiakin arvoja voidaan havaita rakennuksissa, joissa maapohjan liikkeet ovat isoja. Keinoja vaimennuksen ennustamiseen on kehitetty, mutta niistä saadut arvot ovat olleet huonoja. Alla oleva taulukko näyttää vaimennuksen tuloksen verrattuna rakennuksen korkeuteen. Taulukon rakennukset ovat tiettyjä ja ne on valittu tutkimukseen syystä. Tutkimus on tehty 1980-luvulla. Taulukosta voidaan nähdä, että kun rakennuksen tarkastelu tehdään suoraviivaisella tarkastelulla vaimennuksen osalta, niin yhdestä tietyistä rakennuksesta saadaan jo monta erilaista tulosta. Vaimennus on osa funktiota, joka käsittää rakennuksen rakentamisen keinoja ja työvoimaa, joka sitä tekee, mutta jota ei voida tarkasti arvioida etukäteen. Tämän seurauksena voidaan odottaa isoja virheitä arvioissa. Taulukossa h on rakennuskorkeus, Γ on vaimennussuhde (kriittinen), Δ on matalin taajuus ja \circ on taas suoraviivainen muoto. (ISO 4866 2010, 26.)

Taulukko 11. Rakennuksen korkeus verrattuna vaimennussuhteeseen. Tutkimuksessa oli 10 rakennusta, joissa maaperän vaikutus oli vähäistä. (ISO 4866 2010, 27.)



Lopullinen päätelmä, mikä voidaan muodostaa kyseisen liite D:n perusteella on, että teoreettiset ennusteet ovat erittäin todennäköisesti epätarkkoja. Tämän seurauksena teoreettisissa analyyseissa tulisi ottaa huomioon mahdolliset epätarkkuudet tekemällä parametrien vaihtelua, ja tärkeille rakennuksille laskelmat tulisi vahvistaa kokeellisesti rakennuksen valmistuttua. (ISO 4866 2010, 29.)

6.3 Värähtely, taajuus ja kiihtyvyyt ASCE 7-98 standardin mukaan

ASCE on lyhenne, joka tarkoittaa American Society of Civil Engineers. Tämä standardi on virallinen Amerikassa käytetty standardi.

Kyseessä on standardi, jossa on käsitelty enemmän kuormituksia ja niiden teoriaa, ja värähtelyn osuus on pienehkö. Värähtelyä koskeva osuus löytyy standardin liitteistä. Värähtelyn osalta käsitellään asumismukavuutta: asumismukavuus määrittää rajat eikä niinkään itse taipuma. Vaimentaminen on tärkeää, koska nykyiset rakennukset ovat joustavampia kuin ennen. Ennen rakennukset olivat itsessään raskaita, jolloin se oli luonnollinen vaimennuskeino. Ylimääräisiä rakenteen liikkeitä yritetään pienentää erilaisilla keinoilla, kuten rakennuksen liikkeen rajoittamista jäykkyydellä tai lattioiden kiihtyvyyksiä alentamalla niin, että rakennuksessa on mukava asua, eikä rakenteille synny vahinkoa. Ihmisten havainnointikyky värähtelylle on tapauskohtaista ja riippuu myös siitä mitä ollaan tekemässä kun värähtelyä tapahtuu. Lisäksi odotuksilla rakennusta kohtaan on myös vaikutusta. Pitkäkestoinen jatkuva värähtely koetaan myös epämukavampana kuin hetkellinen värähtely. Jatkuva värähtely, jonka kiihtyvyys on $0,049 \text{ m/s}^2 - 0,098 \text{ m/s}^2$ tuntuu lähes kaikista epämukavalta, kun ollaan rauhassa paikallaan. Jatkuva värähtely, jonka kiihtyvyys on $0,196 \text{ m/s}^2 - 0,491 \text{ m/s}^2$ on taas siedettävän tuntuinen monelle, kun tehdään raskasta fyysistä työtä tai liikuntaa samalla, tai kun ollaan esimerkiksi urheilukatsomossa, jossa hypitään tasatahtia. Hetkellisen tärinän ärsyttävyyden rajat ovat selvästi korkeammat ja niihin vaikuttaa suuresti vaimennusten määrä. Esimerkiksi valmis lattia, jossa on 5 % vaimennus, voi ihminen sietää huippukiihtyvyyden osalta $0,49 \text{ m/s}^2 - 0,91 \text{ m/s}^2$ kiihtyvyyksiä. (ASCE 7-2002 2002, 366.) Laskentakaavaa korkeille rakennuksille ei löydy, kuten se löytyy Eurokoodista ja ISO-standardista. Laskentakaavoja esitetään, mutta ne eivät ole suoraan korkealle rakennukselle ja ne ovat monimutkaisempia kuin Eurokoodissa esitetyt. Kaavoja ei kuitenkaan käydä läpi tässä työssä enempää.

6.4 Värähtely ja taajuus muissa suomenkielisissä lähteissä

Jukka Ala-Ojala kertoo esityksessään hieman taajuuksista. Soveltuva tapa ominaistajuuden laskemiseen on 3D FEM-malli, jonka avulla saadaan alimmat ominaistajuudet, ominaismuodot, siirtymät ja voimasuureet. Samaa ohjelmaa käyttäessä tiedetään myös ohjelman riskit, eli missä kohtaa laskentaohjelma ei laske oikein. Ulkopuolinen tarkastus on yksi keino vähentää riskiä virheistä, ja lisäksi voidaan tehdä vertailulaskelma tai tarkistaa alkuperäinen malli uudelleen. FEM-laskennan avulla saadaan teoreettiset ominaistajuudet vääntövärähtelyyn ja molempiin x- ja y-suuntaan. Tarkasteluun otetaan yleensä vain 3-6 alinta taajuutta. Tarkasteltaessa ominaistajuutta saadaan arvio, täten kiihtyvyyttä selvittäessä pitää huomioida vaikuttavat tekijät ja vaihteluväli. Korkean rakennuksen, joka toimii kuten sen pitää, kolme alinta taajuutta lähes aina ovat kaksi

pääsuuntiin ja vääntöväärähtely. Ensinmainitut ensin ja vääntöväärähtely kolmantena. Väärähtelyn osalta vääntöväärähtely pitää tarkistaa, kun lasketaan kiihtyvyyksiä. Väännön aiheuttamat tuntemukset ovat ihmisten mielestä epämukavia ja ne aistitaan myös herkemmin. (Ala-Ojala 2011, 15–20.)

Rakentajain kalenterin esimerkkikohde soveltuu hyvin myös tähän. As Oy Helsingin Cirrukseen on tehty tutkimuksia, jotta on saatu selville rakennuksen alin ominaistajuus. Rakennuksen alin ominaistajuus on noin 0,4 Hz ja 0,3 Hz. Rakennuksen tuuliolosuhteet on arvioitu laskemalla, mutta myös katselmuksen avulla. Mallien tekemiseen on käytetty 3D ohjelmia, joiden avulla on saatu laskettua alimmat ominaistajuudet ja -muodot. Lopulliseen tarkasteluun on otettu kuusi kappaletta taajuuksia. Nämä ovat kattaneet alimmat taivutukset sekä lisäksi vääntöväärähtelyn ominaismuodot. Rakennukseen tehtiin kiihtyvyyden tarkastelut ja näihin käytettiin kerran viidessä vuodessa esiintyvää maksimituulta. Tällöin saatiin alimmilla ominaistajuuksilla kiihtyvyydeksi n. $0,03 \text{ m/s}^2$, suositeltu yläraja on $0,04 \text{ m/s}^2$. Yleisenä aistimisrajana voidaan pitää n. $0,02 \text{ m/s}^2$. Korkeilla taajuuksilla kiihtyvyyden arvoksi saatiin n. $0,018 \text{ m/s}^2$. Tässä aistimisrajana voidaan pitää $0,015 \text{ m/s}^2$. Kiihtyvyyksien kestoa on myös mitattu rakennuksen osalta. Laskelmien perusteella ylimmässä kerroksessa on noin 0,5 h vuodessa aistirajan ylittävää tuulta. Osa ihmisistä on kuitenkin herkempiä ja herkimpien ihmisten osalta tuntimäärä on 90 h. (Kiviluoma 2006, 461–463.)

7 YHTEENVETO JA POHDINTA

Opinnäytetyön tarkoituksena oli löytää kirjallisuuslähteitä siitä, miksi korkeiden rakennusten mitoitus tehdään tietyllä tavalla. Tarkoituksena oli löytää kirjallisuudesta perusteita sille, miksi taipumalla on tietyt rajat, miksi betonin jäykkyytlaskennassa käytetään tiettyä kerrointa ja miksi sitä redusoidaan betonin halkeillessa. Lisäksi työssä tarkasteltiin värähtelyn taajuutta, joka on tärkeä ominaisuus huomioida korkeissa rakenteissa. Työn käynnistyessä ajatuksena oli myös syventyä laskentaan, mutta jo pelkästään kirjallisuuslähteiden määrä oli niin suuri, että laskenta jätettiin tuleviin mahdollisiin töihin. Lisäksi ulkomaiset standardit keskittyivät usein myös pelkkään maanjäristykseen, mikä on monessa maassa mitoittava kuorma. Suomen olosuhteissa tätä ei kuitenkaan tarvitse huomioida, joten nämä tiedot on jätetty työstä pois.

Työssä on esitetty muutamia kaavoja, mutta ne ovat työn kannalta olennaisia. Yhtenä tärkeänä tekijänä työhön lähdeittäessä oli työnohjaaja DI Antti Metsälän kertomus siitä, miten hän oli keskustellut mitoitusohjelman taustatiimissä työskentelevän rakennesuunnittelijan kanssa jäykkyytlaskennan kertoimista ja siitä miksi ne ovat tietyllä tasolla. Vastaus kysymykseen oli ollut, että rakennesuunnittelija oli päätenyt tähän oman kokemuksen kautta, ja että rakenteet toimivat näillä kertoimilla. Työn edetessä lähdekirjallisuutta kuitenkin löytyi ja niistä perusteluita rajojen käyttöön. Näin saatiin varmistusta Optiplan Oy:ssä tehtyyn suunnittelutyöhön.

Haasteensa työhön loi runsaan lähdemateriaalin määrä. Lähdemateriaali oli pääosin englanninkielistä, koska Suomessa tätä aihetta ei ole käsitelty paljon. Suurin osa löydetyistä kotimaisesta kirjallisuudesta oli erilaisia opinnäytetöitä ja diplomitöitä. Vieraskielisen materiaalin suhteen ongelmana oli sen luotettavuus, koska oli vaikeaa löytää tekijän referenssit ja miten esitettyihin tuloksiin oli päädytty. Vaikka kirjoitukset olivat laadukkaita, niiden luotettavuus oli tarkistettava.

Taipuman osalta tulokset olivat odotettuja, että standardit eivät määritä rajoja vaan siirtävät vastuuta suunnittelijoille ja ovat päällisin puolin kaikessa kantaaottamattomia. Toisaalta tämä on ymmärrettävää, koska olosuhteet ovat erilaisia eri rakennuskohteissa, ja eurokoodit kattavat koko Euroopan, jolloin olosuhteet eri maissa ovat kovinkin erilaiset. Mielenkiintoisin osuus taipuman osalta oli erilaisten rakennusten taipumat ja sitä kautta niiden parissa työskentelevien rakennesuunnittelijoiden tiedot siitä, mikä on toimiva taipuma ja mikä ei. Näiden kirjoittajien kirjoitukset olivat hyvin jäsenneiltyjä ja lähteet olivat

luotettavia. Tiedot olivat myös muutamassa eri lähteessä yhteneväiset, mikä lisäsi niiden luotettavuutta.

Optiplan Oy:ssä on suunniteltu muutamia korkeita rakennuksia, joissa taipumat ovat olleet H/700 – H/1000 luokkaa. Suunnittelukohteet ovat olleet pääkaupunkiseudulla. Nämä kohteet ovat työn osalta samassa linjassa muiden rakennusten kanssa ja myös sen suhteen, miten korkeita rakennuksia ympäri maailman rakennetaan. Löydetyt taipumarajat pilvenpiirtäjien osalta olivat H/500 – H/1000 luokkaa, joten Optiplan Oy:ssä suunnittelijat ovat olleet samassa linjassa suhteessa näihin tuloksiin. Joissain maissa on käytetty myös tiukempia rajoituksia, mutta usein näihin on erilaisia syitä. Esimerkiksi Kiinan standardissa on käytetty kerran 1000 vuodessa tapahtuvaa tuulta, joka on hieman ylimitoitettava tuuliarvo.

Toinen mielenkiintoa herättänyt asia oli, että useasti halkeilleen betonirakenteen jäykkyyttä redusoidaan puoleen verrattuna halkeilemattomaan betonirakenteeseen. Eurokoodista löytyy kerroin, jolla redusoidaan arvoja puoleen, kun betoni on halkeillut. Amerikkalainen standardi ACI318-19 on tämän osalta tarkempi, koska siinä on kerrottu myös tämä redusointi, mutta myös tarkempia kertoimia jäykkyyksiä laskettaessa. Jäykkyyden laskenta on tärkeä osa-alue korkeassa rakentamisessa. Tätä tehdään käytännössä koko rakennuksen osalta, mutta myös seinä seinältä. Nämä redusointiarvot nousivat esiin muutamissa lähteissä ja suunnitteluohjelmissa. Tähänkin löytyi peruste, miksi betonirakenteen jäykkyyttä redusoidaan näillä kertoimilla. Tieto löytyi amerikkalaisesta standardista ACI318-19, jossa viitattiin 1970-luvulla tehtyyn tutkimukseen. Myös tätä samaa redusointia on käytetty Optiplan Oy:llä ja laskentaa on tehty samalla tavalla kuin löytyneissä tutkimuksissa ja standardeissa. Osaksi Optiplan Oy:ssä on laskettu jopa alhaisemmilla kertoimilla jäykkyyttä kuin amerikkalaisessa standardissa käytetyt kertoimet. Tätä kautta rakennusten halkeilemattoman ja halkeilleen seinän jäykkyyden laskenta on tehty Optiplan Oy:ssä samalla tavalla kuin muuallakin. Työn olennaiseen kysymykseen saatiin vastaus ulkomaisen lähdemateriaalin osalta. Tiedot perustuvat vanhoihin tutkimuksiin, joiden perusteella edelleen suunnitellaan rakennuksia. Uudempia tutkimuksia ei ole tehty vuosiin.

Värähtelyn osalta työssä tutkittiin sitä, miten ominaistajuus otetaan huomioon suunnittelussa. Jäykkyyden mallintaminen realistisesti laskelmiin on oleellinen osa myös alimman ominaistajuuden arvioinnissa FEM analyysillä. Rakenne ei taajuusanalyysissä saisi käyttäytyä liian löysänä, muttei myöskään liian jäykkänä. Eurokoodissa kerrotaan laskentakaavasta korkeille rakennuksille, mutta kaavassa ei kerrota, mistä se tulee.

Eurokoodit perustuvat ISO -standardeihin, jossa kerrottiin, mistä tämä kaava tulee. Kaava perustui vanhoihin tutkimuksiin, jossa on ± 50 %:n virhemarginaali, josta Eurokoodi ei mainitse mitään. Tämä on mielenkiintoista, koska tällaisessa tutkimusten perusteella tehdyissä laskentakaavoissa tämä virhemarginaali on normaali. Mielestäni Eurokoodissa olisi hyvä mainita, mistä luku tulee. Myös virhemarginaali olisi hyvä mainita, jotta se voidaan ottaa huomioon. Kyseinen tutkimus oli tehty 1980-luvun alussa. Optiplan Oy:n kohteissa värähtely ei ole perinteisesti muodostunut mitoittavaksi tekijäksi, koska rakennukset ovat olleet pääosin matalia alle 60m korkeita rakennuksia, joten tähän ei ollut saatavilla vertailudataa. Tämä on kuitenkin asia, joka tulee jatkossa ottaa huomioon korkeiden rakennusten rakenteiden suunnittelussa. Se, että rakennus taipuu viikossa toisesta ääriasennosta toiseen, ei ole merkittävä ongelma. Mutta jos taas rakennuksen ääriasennosta toiseen tapahtuva taipuma tapahtuukin tunnissa, niin silloin sen huomaa rakennuksen sisätiloissa. Tähän perustuen rakennuksen ominaistaajuus on merkittävä.

Standardit perustuvat vanhoihin julkaisuihin, jotka perustuvat vanhoihin tutkimuksiin. Uusia tutkimuksia ei löytynyt. Se, ettei uusia tutkimuksia aiheesta ole, tuo mielenkiintoisen ilmiön korkeiden rakennusten rakentamiseen. Vanhat tutkimukset on tehty aikaa ennen tietokoneita tai nykyisiä todella korkeita rakennuksia. Uusia tekniikoita on otettu käyttöön, mutta näitä ei ole tutkittu suuremmassa mittakaavassa, vaan kohde kerrallaan on löydetty uusia toimivia tapoja tehdä asioita. Kirjallisuudessa vedotaan laskelmiin ja tietokonetutkimuksiin, mutta tutkimukset on tehty 1970- ja 1980-luvun taitteessa, jolloin tietokoneiden käyttö on ollut vielä uutta. Nykyiset mitoitushjelmat toimivat 3D:nä. Laskentaohjelmat ovat tarkempia ja koneiden laskentakapasiteetti on huomattavan paljon suurempi kuin ennen.

Opinnäytetyö on tehty kirjallisuustutkimuksena. Englanninkielisessä materiaalissa haasteita tuotti standardin kielen vaikeaselkoisuus. Monet lähteet tuntuivat muodostavan kehän, eli alkuperäisen lähteen löytäminen oli haastavaa. Lisäksi eri maiden standardien löytäminen toi omat haasteensa ja yleisesti ottaen ne ovat maksullisia. Tähän sain apua niin Turun ammattikorkeakoulusta kuin Optiplan Oy:ltä. Opinnäytetyön tavoite toteutui, ja työn avulla saatiin varmistusta siihen, että mitoitusta on tehty oikealla tavalla ja työtä voidaan jatkaa samaan suuntaan. Lisäksi tulevaisuudessa voidaan huomioida laajemmin myös ominaistaajuudet. Erityistä innostusta työn osalta herättivät taulukot 7 ja 8, joissa kerrotaan eri taipumarajoista. Työn ohjaajan mukaan näiden taulukoiden ansiosta sekä niiden taustalta löytyneiden teorioiden ansiosta työ on saavuttanut sen, mitä siltä haluttiin. Tämän perusteella voidaan todeta, että työ antoi toimeksiantajalle varmuutta

tehdä omia laskelmia. Tekijälle työ tarjosi paljon tietoa standardeista ja mistä tietoa jatkossa löytää työskentelyn tueksi. Lisäksi tekijä sai prosessin edetessä paljon uutta tietoa mitoittamisesta. Asiaan syventyessä vastaan tuli mielenkiintoisia artikkeleita, joita työssä ei käytetty, mutta joista oma tietotaito ja asian ymmärtäminen kehittyi.

Mahdollisia jatkotutkimusaiheita syntyi paljon työn edetessä. Kuten aiemmin työssä mainittiin, kaavojen ja laskemisen osalta ei tässä työssä syvennytty aiheeseen, joten sitäkin voitaisiin tutkia tarkemmin. Tuulen ominaisuuksia ja sen laskemista voidaan edelleen tutkia tarkemmin. Työtä olisi voinut viedä syvemmälle vielä paljon ja erilaisia lähteitä hyödyntää laajemmin. Jo tällaisenaan työn pituus kasvoi laajaksi, mikä on kuitenkin tyypillistä kirjallisuustutkimukselle.

LÄHTEET

ACI STANDARD 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). American Concrete Institute.

Ala-Ojala Jukka 2011. Ylikorkeat rakennukset Suomessa, käytännön pulmatilanteita ja ratkaisuja. Helsinki. Saatavilla sähköisesti osoitteesta https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/06/Ylikorkeat_rakennukset_Suomessa_kaytannon_pulmatilanteita_ja_ratkaisuja_y_t_ala_ojala.pdf.

ASCE 2003. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-98), Second edition. American Society of Civil engineers, Virginia.

Banks, Colin & al. 2014. Tall Buildings Structural Design of Concrete Buildings up to 300m Tall.. MPA The Concrete Centre and Fédération internationale du béton (fib), Lontoo

Betoniteollisuus ry 2010. Jäykistysjärjestelmät. Saatavilla sähköisesti osoitteessa <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>.

Feng Fu 2015. Advanced Modelling techniques in Structural design. City University London, Lontoo

ISO 4354 Standard 2009. Wind actions on structures, Second edition. ISO, Sveitsi.

ISO 4356 Standard 1977. Bases for the design of structures-Deformations of buildings as the serviceability limit states. First Edition. ISO, Sveitsi.

ISO 4866 Standard 2010. Mechanical vibration and shock- Vibration of fixed structures- Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on structures. Second edition. ISO, Sveitsi.

ISO 10137 Standard 2007. Bases of design of structures – serviceability of buildings and walkways against vibrations. Second edition. ISO, Sveitsi.

Kiviluoma, Risto 2009. Problematic in formulation of wind loads on buildings. Rakenteiden mekaniikka Vol 42 No. 1, 2009. Rakenteiden Mekaniikan Seura, Helsinki.

Kiviluoma Risto 2006. Suomen korkeimman rakennuksen turvalliset rakenneratkaisut: tuulen vaikutus. Rakentajain kalenteri 2007. Helsinki. Rakennustietosäätiö RTS.

Laine, Seppo K. 1972. Rakenteiden tuulikuormat ja niiden määrittäminen tuulitunnellissa. Rakenteiden mekaniikka Vol 5 No. 1, 1972. Rakenteiden Mekaniikan Seura, Helsinki.

Logan, D. L. 2012. A First Course in the Finite Element Method, Fifth Edition. Stamford: Global Engineering.

RIL 201-1-2017. 2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Smith, Rob J. 2011. Deflection Limits in Tall Buildings—Are They Useful? Structures Congress 2011 - Proceedings of the 2011 Structures Congress. Las Vegas. Saatavilla sähköisesti <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/41171%28401%2945>.

SFS-EN 1990+A1+AC. 2006. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN 1991 1-1+AC. 2005. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN 1991 1-4+AC+A1. 2005. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN 1992-1-1 + A1+ AC 2015 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

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

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

Smith, Bryan & Coull, Alex. 1991. Tall Building Structures: Analysis and Design. John Wiley & Sons Inc. USA.

Suomen Betoniyhdistys ry – Leskelä Matti. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008 by 210. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Taranath S. Bungale 2010. Reinforced Concrete Design of Tall Buildings. Boca Raton, Florida: CRC Press.

Ympäristöministeriö 2019, Rakenteiden lujuus ja vakaus- rakenteiden kuormat. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-4: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Saatavilla sähköisesti www.ym.fi

Ympäristöministeriö 2019, Rakenteiden lujuus ja vakaus- teräsrakenteet. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1993-1-1 Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Saatavilla sähköisesti www.ym.fi

Ympäristöministeriö 2019, Rakenteiden lujuus ja vakaus- betoni-teräs -liittorakenteet. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1994-1-1 Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Saatavilla sähköisesti www.ym.fi

Liite 1. Betonin lujuus- ja muodomuutosominaisuudet.

Betonin lujuusluokka												Analyttinen yhteys/viittaus				
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
f_{ck} (MPa)																
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105		
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)	
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$	
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili	
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili	
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)^{0,3}]$ (f_{cm} MPa)	
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$	
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$	
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$	
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$	
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$	
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	

Liite 2. Lujuuteen ja vakauteen vaikuttavat muodonmuutokset.

7 Deformations affecting strength and stability	
Deformation category	7.2 Resonance
Defect	7.1 Eccentric loading of walls and columns
Cause	7.1.1 Inclination of walls and columns
Actions involved	7.1.2 Rotation of floors and roofs
Possible ameliorating factors	Permanent load Imposed load Snow load Differential settlement
Recommended criterion	Unbalanced machinery (starting, running, stopping) Foot traffic Synchronous crowd movements
Suggested limiting value	Adjustment of frequencies Vibration insulation Damping
Comments	No simple criterion Dynamic analysis required None-suggested Machinery, auditoria, dance halls, sports grounds, indoor arenas
	7.1.1.1 (Constructional deviations) Differential settlement Wind load Eccentric vertical loads
	Shear walls Central core zones Enclosed staircases
	Terminal deviation of vertical members None suggested in view of various remedies available A matter for the designer
	Medial deflection of floor or roof member, as a measure of rotation About span/300 Differential settlement, a matter for the designer

Liite 3. Huollettavuuteen vaikuttavat muodonmuutokset.

8 Deformations affecting serviceability																																											
8.1 Deformations causing damage to the building																																											
Deformation category																																											
Defect	<table border="1"> <tr> <td>8.1.1 Cracking and spalling of walls at points of support of floors and roofs</td> <td>8.1.2 Cracking and spalling of ceilings</td> <td colspan="4">8.1.3 Cracking and spalling of brittle partitions</td> <td>8.1.4 Damage to roof coverings, cladding and glazing</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Diagonal cracking across body</td> <td>Bending-type cracking Gap at top</td> <td>Horizontal cracking in lower part Gap at bottom</td> <td>Crushing of upper part</td> <td>Diagonal cracking across body</td> </tr> </table>	8.1.1 Cracking and spalling of walls at points of support of floors and roofs	8.1.2 Cracking and spalling of ceilings	8.1.3 Cracking and spalling of brittle partitions				8.1.4 Damage to roof coverings, cladding and glazing			Diagonal cracking across body	Bending-type cracking Gap at top	Horizontal cracking in lower part Gap at bottom	Crushing of upper part	Diagonal cracking across body																												
8.1.1 Cracking and spalling of walls at points of support of floors and roofs	8.1.2 Cracking and spalling of ceilings	8.1.3 Cracking and spalling of brittle partitions				8.1.4 Damage to roof coverings, cladding and glazing																																					
		Diagonal cracking across body	Bending-type cracking Gap at top	Horizontal cracking in lower part Gap at bottom	Crushing of upper part	Diagonal cracking across body																																					
Cause	<table border="1"> <tr> <td>a) Deflection of floors</td> <td rowspan="2">Curvature of floors or roofs</td> <td rowspan="2">8.1.3.1 Differential settlement (See also 8.1.3.3)</td> <td colspan="2">8.1.3.2 Deflection of floors or roofs</td> <td rowspan="2">8.1.3.3 Lateral movements of building (See also 8.1.3.1)</td> <td rowspan="2">Deflection of roofs</td> </tr> <tr> <td>b) Displacement of vertical members</td> <td>Partition follows movement of floor beneath</td> <td>Excessive deflection of floor below</td> <td>Excessive deflection of floor above, or of roof</td> </tr> </table>	a) Deflection of floors	Curvature of floors or roofs	8.1.3.1 Differential settlement (See also 8.1.3.3)	8.1.3.2 Deflection of floors or roofs		8.1.3.3 Lateral movements of building (See also 8.1.3.1)	Deflection of roofs	b) Displacement of vertical members	Partition follows movement of floor beneath	Excessive deflection of floor below	Excessive deflection of floor above, or of roof																															
a) Deflection of floors	Curvature of floors or roofs	8.1.3.1 Differential settlement (See also 8.1.3.3)			8.1.3.2 Deflection of floors or roofs				8.1.3.3 Lateral movements of building (See also 8.1.3.1)	Deflection of roofs																																	
b) Displacement of vertical members			Partition follows movement of floor beneath	Excessive deflection of floor below	Excessive deflection of floor above, or of roof																																						
Actions involved	<table border="1"> <tr> <td>Permanent load</td> <td>Permanent load</td> <td>Dead load and other long term gravity effects</td> <td>Permanent load</td> <td>Permanent load</td> <td>Permanent load</td> <td>Permanent load</td> </tr> <tr> <td>Imposed load</td> <td>Imposed load</td> <td></td> <td>Imposed load</td> <td>Imposed load</td> <td>Imposed load</td> <td>Imposed load</td> </tr> <tr> <td>Snow load</td> <td>Snow load</td> <td></td> <td>Thermal and moisture movements</td> <td>Thermal and moisture movements</td> <td>Snow load</td> <td>Snow load</td> </tr> <tr> <td>Wind load</td> <td>Thermal and moisture movements</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>Thermal and moisture movements</td> <td>Wind load</td> </tr> <tr> <td>Differential settlement</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Thermal and moisture movements</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	Permanent load	Permanent load	Dead load and other long term gravity effects	Permanent load	Permanent load	Permanent load	Permanent load	Imposed load	Imposed load		Imposed load	Imposed load	Imposed load	Imposed load	Snow load	Snow load		Thermal and moisture movements	Thermal and moisture movements	Snow load	Snow load	Wind load	Thermal and moisture movements				Thermal and moisture movements	Wind load	Differential settlement							Thermal and moisture movements						
Permanent load	Permanent load	Dead load and other long term gravity effects	Permanent load	Permanent load	Permanent load	Permanent load																																					
Imposed load	Imposed load		Imposed load	Imposed load	Imposed load	Imposed load																																					
Snow load	Snow load		Thermal and moisture movements	Thermal and moisture movements	Snow load	Snow load																																					
Wind load	Thermal and moisture movements				Thermal and moisture movements	Wind load																																					
Differential settlement																																											
Thermal and moisture movements																																											

Liite 3. Taulukon loppuosa.

Possible ameliorating factors												
Recommended criterion	a) Medial deflection of floor, as a measure of rotation under floor loads b) Terminal deflection of horizontal or vertical members	Medial deflection of floor, as a measure of curvature (Terminal deflection for cantilevers)	Terminal deflection of horizontal members	See text	Medial deflection of floor, as a measure of arching tendency in partition	Medial deflection of floor, as a measure of tendency to crush partition	Terminal deflection of vertical members	Medial deflection of supporting element, as a measure of curvature (Terminal deflection for cantilevers)	Shear walls. Central core zones Enclosed staircases			
Suggested limiting value	a) About span/300 b) About span/100 or storey height/100	None suggested See text	About span/500	From about span/500 to about span/300 according to limit of deformability	About 10 mm	From about 10 mm to about 15 mm as limit of deformability increases	About storey height/500	About span/125 for tiles and ductile sheetings About span/250 for brittle sheetings				
Comments		Depends on personal factors and type of building		Tensile deformability involved		Compressive deformability involved	Low-cycle fatigue damage may be involved	Measured normal to the roof				

Liite 4. Taulukko muodonmuutoksista, jotka vaikuttavat ulkonäköön.

8.2 Deformations affecting appearance	
Defect	8.2.1 Visible sag of floors and ceilings 8.2.2 Visible lean of walls and columns
Actions involved	(Constructional deviations) Permanent load Imposed load Thermal and moisture movements (Constructional deviations) Differential settlement Eccentric or inclined forces from dead and imposed loads
Possible ameliorating factors	Camber False ceiling
Recommended criterion	Medial deviation of member (or of its visible part) (Terminal deviation for cantilevers) Terminal deviation of vertical members
Suggested limiting value	About visible length/250 or 30 mm whichever is less. (For cantilevers visible length/250 or 15 mm) About storey height/250
Comments	Assumed slab, or simple beam and slab, type construction

Liite 5. Taulukko muodonmuutoksista, jotka vaikuttavat rakennuksen käyttöön.

Deformation category	8.3 Deformations affecting use				8.3.4 Deformations affecting special requirements in use
	8.3.1 Curvature of floors	8.3.2 Non-horizontality of floors	8.3.3 Oscillations generated within the building or by wind forces	8.3.4.1 Deflections of overhead crane runways	
Defect				8.3.4.2 Other special requirements	
Cause or actions involved	(Constructional deviations) Permanent load Imposed load	(Constructional deviations) Differential settlement	Unbalanced machinery Foot traffic Crowd movements	Wind gusts	a) Permanent load Imposed load b) Longitudinal and transversal forces
Possible ameliorating factors	Camber. Screed or floor finishes	Screed in certain cases	Vibration insulation Adjustment of machine frequencies Damping	Damping	
Recommended criterion	Medial deviation of floor surface with and without imposed load (Terminal deviation for cantilevers)	Terminal deviation of horizontal members	See ISO 2631 and text	No recommendation	a) Medial vertical deflection of girder, as a measure or slope b) Horizontal deflection of supports (See also 8.1.2)
Suggested limiting value	About span/300 (About span/125 for cantilevers)	About span/100		No recommendation	a) About span/500 b) About height of support/200
Comments		Clause not applicable where slope is			Assumes support maintained level and in To be agreed before design and construction

Liite 6. Muodonmuutokset, jotka vaativat yleistä hallintaa.

Deformation category	8.4 Deformations requiring general overall control	
Defect	8.4.1 Cracking	8.4.2 Deformations from earthquake
Cause	Multiple causes	Earthquake
Actions involved	All actions in appropriate circumstances	
Possible ameliorating factors	Good building practice (see annex A) Provision of crack-control reinforcement	See annex A
Recommended criterion	Average width of widest individual crack	No recommendation yet possible
Suggested limiting value	See text	
Comments	Not necessarily adequate where corrosion of reinforcement may occur	

Liite 7. Yhteenvedo taulukko edellisistä taulukoista.

Criterion	Clause in text	Suggested limiting value about	Actions and displacements involved ¹⁾				
			Differential settlement ²⁾	Permanent load ³⁾	Imposed load	Snow load	Wind load
Medial deflection of floors	7.1.2 Stability	Span/300		C	EC		
	8.1.1 Damage at supports 8.1.2 Ceilings 8.1.3.2 Partitions	Span/300 — Span/500 to span/300 (floor beneath partition) 10 mm if $L/H < 3,5$ (floor beneath partition) ⁴⁾ 10 to 15 mm if $L/H < 3,5$ (floor above partition) ⁴⁾		C C C C C ⁴⁾ C ⁴⁾	EC EC EC EC EC EC		
Medial deflection of roofs or roof members	7.1.2 Stability	Span/300		C	EC ⁵⁾		
	8.1.1 Damage at supports 8.1.2 Ceilings 8.1.3.2 Partitions 8.1.4 Roof coverings	Span/300 — 10 to 15 mm if $L/H < 3,5$ (4/6) Span/250 to span /125		C C C C	EC ⁵⁾ EC ⁵⁾ EC ⁵⁾ EC ⁵⁾ EC ⁵⁾		E
Terminal deflection of cantilever floors	8.1.2 Ceilings	—		C	EC		
	8.1.3.2 Partitions	Span/500 to span/300 (floor beneath partition)		C	EC		
Terminal deflection of cantilever roofs	8.1.2 Ceilings	—		C	EC ⁵⁾		
	8.1.3.2 Partitions 8.1.4 Roof coverings	10 to 15 mm(4/6) Span/250 to span/125		C C	EC ⁵⁾ EC ⁵⁾ EC ⁵⁾		E
Terminal deflection of non-cantilevered horizontal members	7.1.2 Stability	Span/100					
	8.1.1 Damage at supports 8.1.3.1 Partitions	Span/500	EC EC EC				

Deflections

Liite 7. Yhteenvedo taulukon alaosa.

	8.3.1 Use (curvature)	Span/300	Yes Yes	EC EC	EC	EC
Medial deviation of roofs and roof members	8.2.1 Appearance	Visible length/250 or 30 mm	Yes	EC	EC ⁵⁾	
Terminal deviation of cantilever floors	8.2.1 Appearance	Visible length/250 or 15 mm	Yes	EC	EC	
	8.3.1 Use (curvature)	Span/125	Yes	EC	EC	
	8.3.2 Use (rotation)	Span/100	Yes	EC	EC	
Terminal deviation of cantilever roofs	8.2.1 Appearance	Visible length/250 or 15 mm	Yes	EC	EC ⁵⁾	
Terminal deviation of non-cantilevered horizontal members	8.3.2 Use (slope)	Span/100	Yes	EC		
Terminal deviation of vertical members	7.1.1 Stability	—	Yes	EC	EC ⁵⁾ (8)	E
	8.2.2 Appearance	Storey height/250	Yes	EC	EC ⁵⁾ (8)	EC ⁵⁾ (8) EC ⁵⁾ (8)
Oscillations of members	7.2 Resonance	—		F	F	F
	8.3.3 Use	See ISO 2631 and text		E	E	E
Oscillations of the building as a whole	8.3.3 Use	—		E	E	E

1) C = creep deflection involved. E = elastic deflection involved. Thermal and moisture movements may also be involved according to the constructional arrangement and the environment.

2) Under all appropriate actions.

3) Includes the dead load (self weight) of the structure, cladding, finishes, partitions, and also pre-stress where this contributes to the deformation in question.

4) In this case the floor or roof is considered to be isolated from the partition in question.

5) The creep component need only be included if the imposed and snow loads are long-term actions.

6) Deflection at the nodes in the case of a roof truss.

7) Taking account of any camber provided.

8) If the load is acting eccentrically.