

Rakennesuunnittelun luonnossuunnittelu korkeassa rakentamisessa

Petteri Paavonen

OPINNÄYTETYÖ
Huhtikuu 2021

Rakentamisen ylempi tutkinto-ohjelma (YAMK)

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakentamisen ylempi tutkinto-ohjelma (YAMK)

PAAVONEN, PETTERI
Rakennesuunnittelun luonnossuunnittelu korkeassa rakentamisessa

Opinnäytetyö 170 sivua, joista liitteitä 1 sivu
Huhtikuu 2021

Korkea rakentaminen on Suomessa ajankohtaista, mutta osaaminen ei vielä ole kovin laajaa. Korkeissa rakennuksissa vaatimukset kasvavat sekä lisäksi on huomioitava asioita, joita ei matalimmissa rakennuksissa ole välttämättä aiemmin tarvinnut ottaa huomioon.

Rakennesuunnittelun luonnossuunnittelun lopputuloksena on tarkoitus saada rakenteiden periaatteet kuntoon. Luonnossuunnittelu on tärkeä vaihe, jossa suunnitellaan ja yhteensovitetään suuret linjat kuntoon ja varmistetaan toteutuskelpoisuus. Luonnossuunnittelun onnistuessa hyvin myös varsinainen toteutussuunnitteluvaihe helpottuu ja sitä on mahdollista saada tehokkaammaksi.

Rajaus tehtiin koskemaan 12–35-kerroksisia teräsbetonisia / betonisia asuinkerrostalojen tyypillisiä runkoja. Tutkimusmenetelmistä merkittävin on kirjallisuusselvitys, joka keskittyy erityisesti eurokoodistandardeihin ja Suomen Rakennusinsinöörien liiton RIL:n kirjoihin.

Korkean rakentamisen teoria on kerrottu tiivistetysti. Teoriassa on keskitytty asioihin, joita ei matalammissa rakennuksissa yleensä ole juurikaan tarvinnut huomioida.

Korkean rakennuksen rakennesuunnittelun luonnossuunnittelussa merkittävimmät huomioitavat asiat löydettiin. Kokonaisuus oli laaja, mutta silti asiat onnistuttiin selvittämään riittävän kattavasti ja saamaan perusymmärrys niihin. Korkeassa rakentamisessa yhteistyö korostuu, joten lopussa käsiteltiin myös muiden suunnittelualojen ohjausta ja yhteistyötä.

Opinnäytetyö on tehty A-Insinöörien toimeksiannosta Tampereen ammattikorkeakoulun rakentamisen ylempään tutkintoon (YAMK). Tuloksena laadittiin lisäksi tarkastuslista, joka on vain A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n käytössä. Julkisessa julkaisussa tarkastuslista on salattu.

Toivon, että lopputuloksena tämä opinnäytetyö on hyödyllinen, ja omalta osaltaan laajentaa ja vie eteenpäin suomalaista korkean rakentamisen osaamista.

Asiasanat: korkea rakentaminen, korkeat rakennukset, rakennesuunnittelu, luonnossuunnittelu

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Master's degree Programme in Construction Engineering

PAAVONEN, PETTERI
Pre-design of the Structural Engineering at High-rise Construction

Master's thesis 170 pages, appendices 1 page
April 2021

This thesis has been commissioned by A-Insinöörit for the Master's degree Programme in Construction Engineering at Tampere University of Applied Sciences.

High-rise construction is topical in Finland. High-rise expertise is not yet very extensive. In tall buildings requirements are growing. In addition, there are specific things that must be considered in tall buildings. At lower buildings these things are not so important to consider.

Pre-design of the structural engineering at high-rise construction is an important period. In this phase, large lines are planned and coordinated. The feasibility of the structures is ensured by the structural engineer. When pre-design is successful, the actual implementation planning phase will also become easier and it will be possible to make it more efficient.

The delimitation was made to 12–35 multi-storey apartment buildings with most typical frameworks with reinforced concrete or concrete. The most significant of the research methods is the literature review. Focused most on Eurocode standards and books of the Finnish Association of Civil Engineers RIL.

Theory of high-rise construction has been told briefly. The theory has focused on things that generally didn't need much consideration in lower buildings.

Most important things at pre-design of the structural engineering at high-rise construction were found and those things went through. Wholeness was wide but things managed to be found out comprehensively and gain a basic understanding of them. Co-operation is emphasized in high-rise construction. Guidance and co-operation in other design areas were also discussed.

The checklist was compiled as a result of the work. The checklist's access rights are only for employees of A-Insinöörit Suunnittelu Oy. In public publication the checklist is encrypted.

I hope that as a result this thesis is useful and takes Finnish high-building expertise forward.

Key words: high-rise construction, tall buildings, structural engineering, preliminary engineering, pre-design

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	8
1.1	Tavoite ja tarkoitus	8
1.2	Taustaa	8
1.3	Ajankohtaisuus	10
1.4	Rajaukset	14
1.5	Tutkimusmenetelmät	14
2	MÄÄRITTELYT	15
2.1	Luonnossuunnittelun määrittely	15
2.2	Korkean rakentamisen määrittely	17
3	KORKEAN RAKENTAMISEN TEORIA TIIVISTETYSTI	22
3.1	Jäykistyksen periaatteet	22
3.2	Vaakasiirtymä	25
3.3	Värähtely, ominaistaajuus ja kiihtyvyys	26
3.4	Kokoonpuristuma	30
3.5	Ajasta riippuva käyttäytyminen ja vaiheittain rakentaminen	33
3.6	Korkean rakennuksen kuormat	36
3.6.1	Pysyvä kuormat	36
3.6.2	Tasojen hyötykuormat	37
3.6.3	Tasojen hyötykuormien pinta-alavähennykset	38
3.6.4	Tasojen hyötykuormien kerrosvähennykset	38
3.6.5	Lumikuormat	41
3.6.6	Tuulikuormat	44
3.6.7	Tuulitunnelikokeet	53
3.6.8	Luonnonkuormien korotus yli 50 vuoden käyttöiälle	55
3.6.9	Lisävaakavoimat	58
3.6.10	Seuraamusluokka, luotettavuusluokka ja K_{fi} -kerroin	60
3.6.11	Kuormitusyhdistelmät	62
3.6.12	Korkeiden rakennusten erikoiskuormat	66
4	KORKEAN RAKENTAMISEN LUONNOSSUUNNITTELU	70
4.1	Korkean rakentamisen luonnossuunnitteluprosessi	70
4.2	Rakennuksen hoikkuusarvo	71
4.3	Kokonaisjäykistys	74
4.4	Kuormalinjojen suunnittelu	78
4.5	Kuormien siirtorakenteet epäjatkuvuuksien kohdilla	81
4.5.1	Seinämäiset palkit	82

4.5.2	Kuormansiirtolaatat.....	85
4.5.3	Palkit.....	85
4.5.4	Jännitetyt palkit.....	89
4.5.5	Ulokkeelliset kuormansiirtorakenteet	91
4.5.6	Lippupalkit ja kuormansiirtopilarit.....	91
4.6	Kuormien laskenta	94
4.7	Perustukset	95
4.7.1	Paaluperustus.....	96
4.7.2	Kallionvarainen perustus	102
4.7.3	Maanvarainen perustus	102
4.7.4	Yhdistelmäperustus	103
4.7.5	Vetovoimien ankkurointi perustustasolla	107
4.8	Palonkestovaatimusten huomioiminen	110
4.9	Vaakarakenteet.....	114
4.9.1	Laatat	114
4.9.2	Palkit.....	118
4.9.3	Aukkopalkkien kestävyys.....	118
4.10	Pystyrakenteet.....	121
4.10.1	Pystyrakenteiden rakennevahvuudet	121
4.10.2	Pystyrakenteiden jännitykset ja kestävyudet	124
4.11	Kantavien rakenteiden rei'itykset ja muut heikennykset.....	128
4.12	Rakennetyypit.....	134
4.13	Rakennedetaljit	136
4.14	Rakenteiden vaurionsietokyky ja jatkuva sortuma	137
4.15	FEM-laskentamallin luomisen periaatteet	143
4.16	Julkisivut	145
4.17	Parvekkeet.....	148
5	MUIDEN SUUNNITTELUALOJEN OHJAUS JA YHTEISTYÖ	154
5.1	ARK-suunnittelu	154
5.2	Geosuunnittelu	155
5.3	LVI-suunnittelu	156
5.4	Sähkösuunnittelu.....	157
5.5	Muut vaatimukset	157
5.5.1	Tilaaajan vaatimukset.....	157
5.5.2	Kaupunkikuvalliset vaatimukset.....	158
5.5.3	Tontti	158
5.5.4	Elementtirakentaminen.....	159
6	ANALYYSI JA JOHTOPÄÄTÖKSET.....	161

6.1 Johtopäätökset luonnossuunnittelusta	161
6.2 Hyvät tavat luonnossuunnitteluun	161
6.3 Tarkastuslista luonnossuunnitteluun	163
6.4 Itselflektio opinnäytetyön prosessista	163
6.5 Ehdotukset mahdollisten jatkotutkimusten aiheiksi	164
LÄHTEET	166
LIITTEET	170
Liite 1 (8 sivua). Tarkastuslista rakennesuunnittelun luonnossuunnitteluun korkeassa rakentamisessa (SALAINEN) .	170

LYHENTEET JA TERMIT

ACI	yhdysvaltalainen suunnittelunormi
CSA-menetelmä	vaiheittainen analyysi (Construction Stage Analysis)
eurokoodi	eurooppalainen suunnittelustandardi
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{ck,cube}$	betonin kuutiolujuuden ominaisarvo
FEM	elementtimenetelmä (Finite Element Method)
FIB	Kansainvälinen betoniyhdistys (The International Federation for Structural Concrete)
kerroskorkeus	kahden päällekkäisen lattiapinnan kohtisuora etäisyys
OSA-menetelmä	yksivaiheinen analyysi (One-Step Analysis)
RIL	Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry

1 JOHDANTO

1.1 Tavoite ja tarkoitus

Opinnäytetyö on tehty A-Insinöörien toimeksiannosta Tampereen ammattikorkeakoulun rakentamisen ylempään tutkintoon (YAMK). Opinnäytetyön tavoitteena on selvittää korkean rakennuksen rakennesuunnittelun luonnossuunnitteluvaiheessa huomioitavat asiat. Nämä asiat täytyy pystyä huomioimaan luonnossuunnittelussa riittävän kattavasti. Kun tiedetään, mitä on huomioitava, luonnossuunnitteluvaihe on mahdollista saada onnistumaan hyvin ja tämän jälkeen varsinainen toteutussuunnitteluvaihe helpottuu ja sitä saadaan tehokkaammaksi.

Opinnäytetyön tarkoituksena on saada rakennesuunnittelijoille käytännönläheisiä ohjeita luonnossuunnitteluun korkeassa rakentamisessa. Luonnossuunnittelussa on tärkeää nopeasti tutkia rakenteiden jännityksiä ja stabiliteettia erilaisilla kantavien ja jäykistävien rakenteiden sijoittelulla. Luonnossuunnitteluvaiheessa täytyy saada tarkistettua kaikkien eri rakenneratkaisujen toteutuskelpoisuus. Luonnossuunnitteluvaihe on tärkeä, koska yleensä toteutussuunnitteluvaiheessa ei voi enää tehdä isoja muutoksia, jotka vaikuttavat rakennuksen ulkonäköön tai asuntojen sisätiloihin.

1.2 Taustaa

Tavanomaisessa CC2-luokan eli korkeintaan 8-kerroksisessa kerrostalossa luonnossuunnittelun vaatimukset ovat huomattavasti vähäisemmät kuin esimerkiksi 16-kerroksisessa rakennuksessa. Perinteisen CC2-luokan kerrostalon luonnossuunnitteluprosessi on suhteellisen vakiintunut ja rakenneteknisesti merkittävät asiat osataan huomioida varsin kattavasti. Korkeammissa rakennuksissa suunnitteluosaamisen vaativuus kasvaa rakennuksen korkeuden kasvaessa. Esimerkiksi 12–15-kerroksisissa rakennuksissa suunnittelun vaatimukset kasvavat olennaisesti verrattuna CC2-luokkaan. 16–24-kerroksisissa rakennuksissa vaatimukset kasvavat ja niin edelleen korkeammalle mentäessä. On hyvä tiedostaa, että korkean rakentamisen käsite on hyvin laaja jopa Suomen mittapuulla.

Korkeassa rakentamisessa pystykuormitukset ovat suurempia, tuulikuormat ovat suurempia ja dynaamiset vaikutukset merkittäviä, joten rakennuksen stabiliteetin saavuttaminen ei ole niin yksinkertaista. Myös esimerkiksi LVIS-tekniikan määrä on yleensä suurempi tai ainakin merkittävämpi. Kantaviin rakenteisiin suunniteltavat tekniikan reiät vaikuttavat rakenteen toimintaan, ja korkeassa rakentamisessa reiät ja muut heikennykset on syytä käydä läpi heti luonnossuunnitteluvaiheessa kaikkien osapuolten kesken. CC2-luokan rakennuksissa on totuttu, että kaikki suunnittelijat tekevät suunnitelmansa pääosin valmiiksi, jonka jälkeen tehdään yhteensovitus ja reikäkierto eli rakenteiden rei'itys.

Korkeissa rakennuksissa eli CC3-luokan rakennuksissa kyseinen toimintatapa ei ole järkevä tai välttämättä edes mahdollinen, koska kaikilla suunnittelualoilla on omat vaatimukset ja reunaehdonsa. Esimerkiksi rakennesuunnittelija ei voi antaa rei'ittää rakenteiden kriittisiä kohtia, mikä saa projektin kokonaisuuden umpisolmuun kriittisessä vaiheessa. Korkeissa rakennuksissa onkin syytä eri suunnittelualojen välisen yhteistyön toimia, ja heti alusta pitäen käydä läpi tilavarauksia ja tekniikkareittejä. Alussa pystytään vaikuttamaan arkkitehtipohjiin, tilavarauksiin ja tekniikkareitteihin, jolloin rakenteet, kuten muutkin tekniset vaatimukset, on mahdollista saada toimimaan.

Korkean rakentamisen osaaminen Suomessa on vielä toistaiseksi keskittynyt harvojen henkilöiden osaamisalueeksi. Viime vuosina on julkaistu erittäin laadukkaita AMK-, YAMK- ja DI-lopputöitä korkeasta rakentamisesta, joista on ollut merkittävää hyötyä tämän aiheen opiskelussa ja työelämän projektien tekemisessä. Tämän opinnäytetyön tarkoitus on myös jakaa omaa selvitettyä tietoa mahdollisimman avoimesti, jotta koko Suomen korkean rakentamisen osaaminen menee jälleen pieneltä osalta eteenpäin.

Tämän opinnäytetyön lopputuloksena tehdään myös tarkistuslista korkeiden rakennusten luonnossuunnittelua varten. Tarkistuslistan tarkoituksena on saada ra-

kennesuunnittelijalle kattava listaus huomioitavista asioista suunnittelukoh- teessa. Tarkistuslistassa viitataan tämän opinnäytetyön alaotsikoihin, ja tarkoitus on, että merkittävimmät asiat löytyvät alaotsikoiden alaisesta tekstistä ja myös tieto lähteistä, jotta kyseisiä kohtia löytää helposti selvittelemään tarkemmin.

1.3 Ajankohtaisuus

Viime vuosina Suomessa on alettu rakentamaan korkeampia rakennuksia. Kor- kean rakentamisen osaaminen Suomessa on vielä toistaiseksi keskittynyt harvo- jen henkilöiden osaamisalueeksi. Suomessa monet insinööritoimistot ovat tottu- neet suunnittelemaan CC2-luokan korkeintaan 8-kerroksisia kerrostaloja, mutta yli 12-kerroksisten talojen suunnittelu ei ole vielä kunnolla arkipäiväistynyt. Vuosi vuodelta uusissa asemakaavoissa on enemmän korkeita rakennuksia, ja korkei- den rakennusten referenssejä alkaa olla kertynyt useille suunnittelutoimistoille ja henkilöille.

Tällä hetkellä Suomen korkeimpia rakennettavia rakennuksia ovat Kalasataman Redin tornit. Sweco toimii rakennesuunnittelijana kahdeksan tornitalon ja Redin kauppakeskuksen suunnittelussa. Korkeimmillaan rakennukset ovat yli 135 met- risiä ja tornitalot ovat 23–35-kerroksisia. Kohteet ovat haastavia, koska päällekkäin ovat kellarien pysäköintitilat, kauppakeskus sekä asuintornit. Taloja ei ole muotoiltu tuulikuormien minimoimisen perusteella, vaan muotoilua on pyritty te- kemään enemmän kaupunkikuvallisilla ehdoilla. (Projektiuutiset, 2015)

Kalasataman torneista on valmistunut 35-kerroksinen Majakka vuoden 2019 lo- pussa ja vuoden 2021 lopussa pitäisi valmistua 32-kerroksinen Loisto. Raken- teilla on myös 31-kerroksinen Lumo One, jonka on tarkoitus valmistua syksyllä 2022. (Lumo, 2021). SRV:n Redin työmaakamerasta nähdään rakentamisen ti- lanne helmikuulta 2021 (kuva 1). Torneista vasemmalla on Lumon One, keskellä Majakka ja oikealla Loisto.



KUVA 1. Kuvakaappaus SRV:n Redin työmaakameran kuvasta 12.2.2021.

Tällä hetkellä julkista keskustelua herättää Pasilan Trigonin tornien suunnittelu ja asemakaavoitus (kuva 2). Ensimmäisenä rakennettavassa torni olisi 40-kerroksinen ja korkeus 140 metriä merenpinnasta. Toisena rakennettavaan Suomen korkeimpaan torniin olisi tulossa 51 kerrosta ja korkeus merenpinnasta noin 200 metriä. Kohteissa on mukana Sitowise ja Ramboll. (YIT Trigoni, 2021)

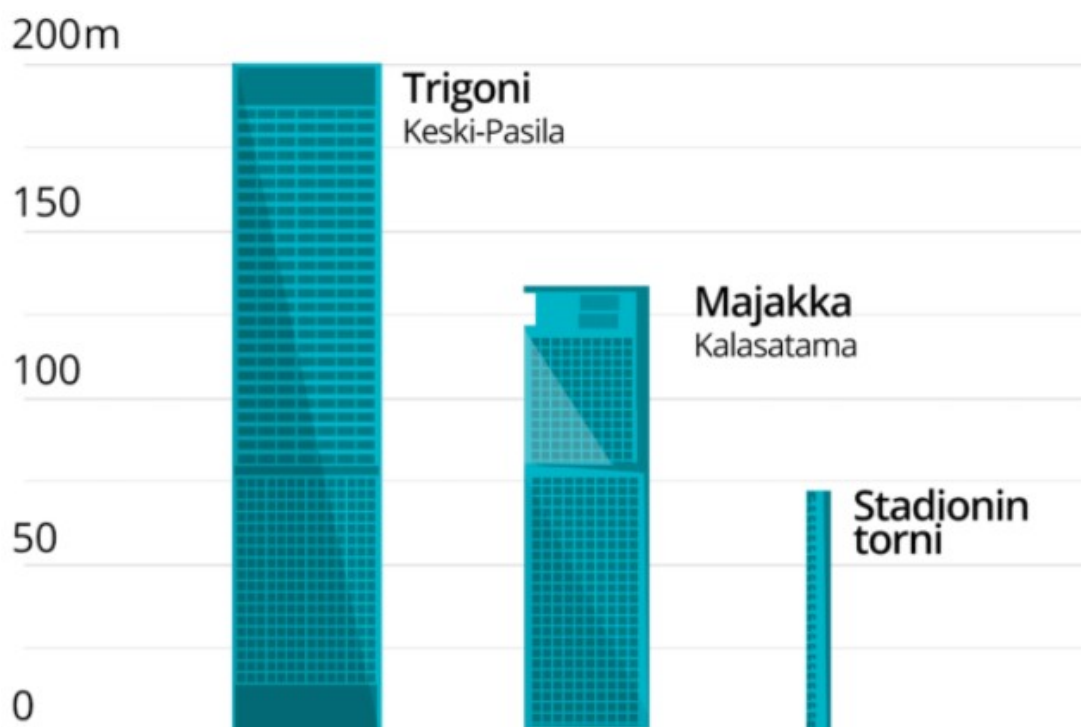
Keski-Pasilan Trigonin torneja piti alun perin olla viisi, mutta yksi niistä jätettiin pois suunnitelmista vähän aikaa sitten. Syynä on ollut Helsingin kaupungin ja rakennuttajan välinen kiista. Trigonin rakennuttaja YIT olisi halunnut leveämmät rakennukset, mutta kaupungin mielestä se olisi tehnyt kokonaisuudesta liian ahtaan. Suunnittelupöydällä on nyt neljän tornin kokonaisuus. (YLE, 2021)

Leveämmillä rakennuksilla on positiivinen kustannusvaikutus, koska rakennuksen hoikkuus pienenee, ja jäykistävät rakenteet on helpompi saada toimimaan. Rakennuksen leventyessä myytäviä kerrosneliöitä tulee lisää. Toisaalta on ymmärrettävää, ettei kaupunki halua liian tiivistä aluetta, sillä nyt jo havainnekuvien perusteella alue vaikuttaa melko tiiviiltä.



KUVA 2. Pasilan Trigoni. Kuvalähde: YIT

Kalasadaman Majakkaa voi pitää poikkeuksellisena hankkeena Suomessa sekä korkeutensa että muun haastavuutensa takia. Kun Majakkaa verrataan Trigonin tornitaloon, niin Majakka näyttää matalalta (kuva 3). Toisaalta Trigoni näyttää matalalta, jos sitä verrataan kansainväliseen pilvenpiirtäjien tasoon.



KUVA 3. Helsingin tornien vertailua. Kuvalähde: YLE

On kuitenkin hyvä, että suomalainen korkean rakentamisen osaaminen kehittyy askel askeleelta korkeampaan suuntaan, jolloin myöhemmin 12-16-kerroksista rakennusta voidaan ehkä alkaa pitämään tavallisen korkuisena, kun niiden suunnittelu on arkipäiväistynyt. Tällä hetkellä kaikki yli 12-kerroksiset rakennukset ovat määrittelyn mukaisesti poikkeuksellisen vaativia. Ehkä jatkossa saadaan myös uutta määrittelyä, jolla korkeaa rakentamista pystytään kategorisoimaan useammalla tavalla. Esimerkiksi 12–15-kerroksia rakennuksia voisi pitää huomattavan vaativina, ja yli 15-kerroksia poikkeuksellisen vaativina. Nämä kerrosrajat ovat myös onnettomuusrajatilan seuraamusluokissa CC3a ja CC3b.

16-kerroksisesta rakennuksesta on tulossa arkipäivää ja niissä korkean rakentamisen haasteet ovat vielä pieniä ja niiden luokituksen korkeaan rakentamiseen voi kyseenalaistaa. (Valjus, 2019)

1.4 Rajaukset

Työ rajataan koskemaan teräsbetonisia / betonisia asuinkerrostalojen tyypillisiä runkoja. Korkealla rakentamisella tarkoitetaan tässä tapauksessa vähintään 12-kerroksisia taloja ja siitä ylöspäin jopa 35-kerroksisiin taloihin. Yli 100 metriä korkeat rakennuksen rajataan pois, koska niissä huomioon otavat asiat vaativat entistä syvempää selvittelyä ja tämän opinnäytetyön ohjeet eivät välttämättä päde kovin hyvin niihin. Työ rajataan koskemaan korkean rakentamisen luonnossuunnittelua, mutta tuloksia voidaan soveltaa myös matalampien asuinkerrostalojen luonnossuunnitteluun.

Aihe on laaja, mutta tarkoitus on ymmärtää riittävän kattavasti kaikki kohdat, joista voi sitten tarpeen mukaan hakea lisätietoa. Jokaisesta yksittäisestä alakohdasta voisi tehdä väitöskirjan, joten liian syvällisesti ei kannata paneutua yksittäisiin aiheisiin. Tämä työ pyrkii löytämään jokaisesta alakohdasta nopeahkolla tutkimisella tärkeimmät ja merkittävimmät asiat, jotka täytyy osata ottaa huomioon. Täytyy muistaa, että työelämässä tehdään yhtä laajasta kokonaisuudesta toimivat luonnossuunnitelmat korkeaan rakennukseen, joten täytyy olla myös mahdollista saada sama kokonaisuus tiivistettyä YAMK-opinnäytetyöksi.

1.5 Tutkimusmenetelmät

Tutkimusmenetelmistä merkittävin on kirjallisuusselvitys, joka keskittyy erityisesti eurokoodistandardeihin ja Suomen Rakennusinsinöörien liiton RIL:n kirjoihin. Lisäksi kansainvälistä näkökulmaa löytyy Taranathin korkean rakentamisen kirjasta ja kansainvälisen betoniliiton FIB:n julkaisuista.

Helsingin kaupungin korkean rakentamisen rakentamistapaohje on hyvä ohjelinja, kuinka suunnittelua tehdään korkeaan rakentamiseen, ja se toimii myös opinnäytetyön ohjenuorana. Viime vuosina on tehty erittäin laadukkaita tutkintoja korkeaan rakentamiseen liittyvistä aiheista, jotka toimivat lähteinä myös tähän työhön.

2 MÄÄRITTELYT

2.1 Luonnossuunnittelun määrittely

Mitä tarkoitetaan rakennesuunnittelun luonnossuunnittelulla? Alla on kartoitettuna ensin eri lähteistä löytyviä termejä ja niiden määritelmiä tai kontekstia. Näiden perusteella voidaan tehdä riittävän kattava yleinen määritelmä luonnossuunnittelusta.

RT 10-10577 Rakennesuunnittelun tehtäväluettelo RAK95:

Luonnossuunnittelun tuloksena valitaan ja määritellään kohteen suunnitteluratkaisu, tekniset ja rakennejärjestelmät ja toteutustapa sekä tehdään päätös luonnossuunnitelmien hyväksymisestä.

RT 103087 Rakennesuunnittelun tehtäväluettelo RAK18:

Suunnittelun valmistelussa selvitetään lähtötiedot, suunnittelutehtävän laajuus ja vaativuus sekä osallistutaan toteutusmuodon mukaisiin hankintamenettelyn neuvotteluprosesseihin.

RT 103087 Rakennesuunnittelun tehtäväluettelo RAK18:

Ehdotussuunnittelussa rakennesuunnittelija laatii vaihtoehtoisia ehdotussuunnitelmia suunnittelutehtävän ratkaisemiseksi. Lisäksi rakennesuunnittelija varmistaa osaltaan, että valittava ehdotus täyttää hankkeelle asetetut tavoitteet.

RT 103087 Rakennesuunnittelun tehtäväluettelo RAK18:

Rakennesuunnittelija tarkastaa yleissuunnitelman tavoitteidenmukaisuuden ja toteuttamiskelpoisuuden. Tehtäväkokonaisuuden suunnittelu tehdään siinä laajuudessa ja sillä tarkkuudella, että kohteen ja rakennusosien laajuus, määrät, työtavat ja laatutaso voidaan määrittää toteutuskustannusten edellyttämällä tarkkuudella suunnitteluvaihe huomioon ottaen.

Rakennesuunnittelun tehtäväluettelossa RAK95 on sisällysluettelossa (kuva 4) luonnossuunnittelulle oma kappale, jossa on paljon myös alaotsikkoja. Alaotsikoina ovat rakennussuunnittelun käynnistäminen, suunnittelu- ja vastuurajojen

tarkistaminen, suunnitteluajataulun laatiminen, lähtötietojen tarkistaminen, kohteen erityisvaatimusten täsmentäminen, tilaajan ja käyttäjän tarpeiden täsmentäminen, suunnittelutavoitteiden tarkistaminen, ratkaisuvaihtoehtojen laatiminen, ehdotuksen laatiminen ja luonnoksen laatiminen.

SISÄLLYSLUETTELO

1	TARVESELVITYS	4.1.5	Ulkoseinärakenteiden suunnittelu
		4.1.6	Vesikattorakenteiden suunnittelu
2	HANKESUUNNITTELU	4.1.7	Täydentävien rakenteiden suunnittelu
		4.1.8	Työselostusten laatiminen
3	LUONNOSSUUNNITTELU	4.2	Tuotantosunnitelmien laatiminen
3.0	Rakennussuunnittelun käynnistäminen	4.2.1	Suunnitelmien tarkistaminen
3.0.1	Suunnittelu- ja vastuurajojen tarkistaminen	4.2.2	Reikäpiirustukset
3.0.2	Suunnitteluajataulun laatiminen	4.2.3	Rakennesuunnitelmien täydentäminen
3.0.3	Lähtötietojen tarkistaminen	4.2.3.1	Perustusten suunnittelu
3.0.4	Kohteen erityisvaatimusten täsmentäminen	4.2.3.2	Runkorakenteiden suunnittelu
3.0.5	Tilaajan ja käyttäjän tarpeiden täsmentäminen	4.2.3.3	Ulkoseinärakenteiden suunnittelu
3.0.6	Suunnittelutavoitteiden tarkistaminen	4.2.3.4	Vesikattorakenteiden suunnittelu
3.1	Ratkaisuvaihtoehtojen laatiminen	4.2.3.5	Täydentävien rakenteiden suunnittelu
3.2	Ehdotuksen laatiminen	4.2.4	Valmisosien suunnittelu
3.3	Luonnoksen laatiminen	4.2.4.1	Betonielementtien suunnittelu
		4.2.4.2	Teräsrakenteiden suunnittelu
		4.2.4.3	Puuelementtien suunnittelu
4	TOTEUTUSSUUNNITTELU	5	RAKENNUSAIKAISET TEHTÄVÄT
4.1	Toteutussuunnitelman laatiminen	6	KÄYTTÖÖNOTTOON LIITYVÄT TEHTÄVÄT
4.1.1	Tulostussuunnitelman laatiminen	7	ERILLISTEHTÄVÄT
4.1.2	Rakennelaskelmien laatiminen		
4.1.3	Perustusten suunnittelu		
4.1.4	Runkorakenteiden suunnittelu		

KUVA 4. Sisällysluettelo RT 10-10577 Rakennesuunnittelun tehtäväluettelo RAK95

Rakennesuunnittelun tehtäväluettelossa RAK18 sisällysluettelossa (kuva 5) ei käytetä enää termiä luonnossuunnittelu, vaan tilalle on tullut termit suunnittelun valmistelu ja ehdotussuunnittelu.

SISÄLLYSLUETTELO

		sivu
A	Tarveselvitys	3
B	Hankesuunnittelu	4
C	Suunnittelun valmistelu	5
D	Ehdotussuunnittelu	6
E	Yleissuunnittelu	7
F	Rakennuslupatehtävät	9
G	Toteutussuunnittelu	10
H	Rakentamisen valmistelu	16
I	Rakentaminen	17
J	Käyttöönotto	18
K	Takuu aika	19

KUVA 5. Sisällysluettelo RT 103087 Rakennesuunnittelun tehtäväluettelo RAK18

Näiden lähteiden ja omien kokemusten perusteella muodostan oman määrittelyn luonnossuunnittelulle:

Luonnossuunnittelu on suunnitteluvaihe, jossa suunnitellaan ja yhteensovitetään suuret linjat kuntoon ja varmistetaan toteutuskelpoisuus.

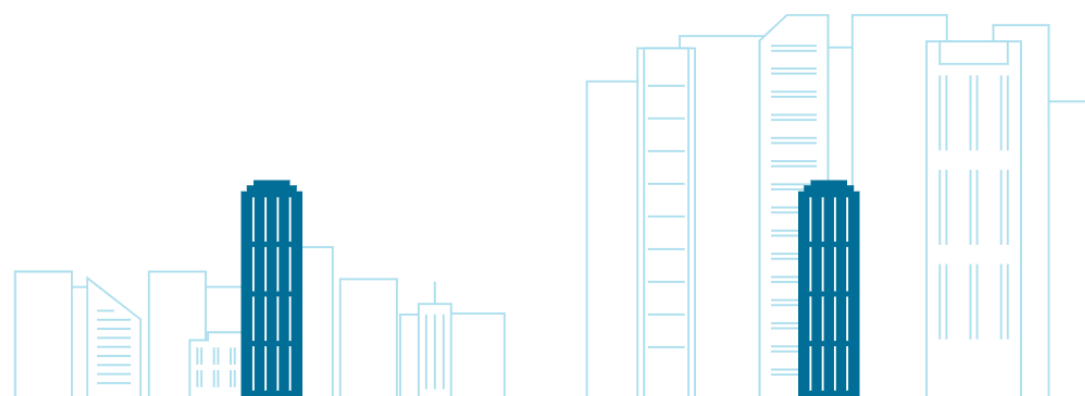
2.2 Korkean rakentamisen määrittely

Kansainvälinen rakennustiedon tarjoaja Emporis (2021) määrittelee korkean rakentamisen seuraavasti:

A multi-story structure between 35-100 meters tall, or a building of unknown height from 12–39 floors.

Vapaasti suomennettuna korkea rakentaminen tarkoittaa monikerroksista rakennusta, jonka korkeus on 35–100 m tai rakennusta, joka on 12–39-kerroksinen riippumatta sen korkeudesta.

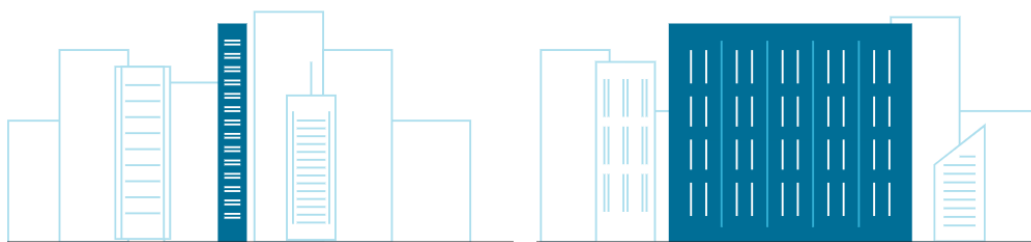
Korkean rakentamisen määrittelyyn vaikuttaa vahvasti rakennuksen konteksti eli onko ympärillä muita korkeita rakennuksia (kuva 6). 14-kerroksista rakennusta ei ajatella korkeaksi rakennukseksi korkean rakentamisen kaupungeissa, kuten Chicagossa tai Hong Kongissa.



KUVA 6. Rakennuksen korkeus suhteessa ympäröiviin rakennuksiin. Kuvalähde: <https://www.ctbuh.org/resource/height>

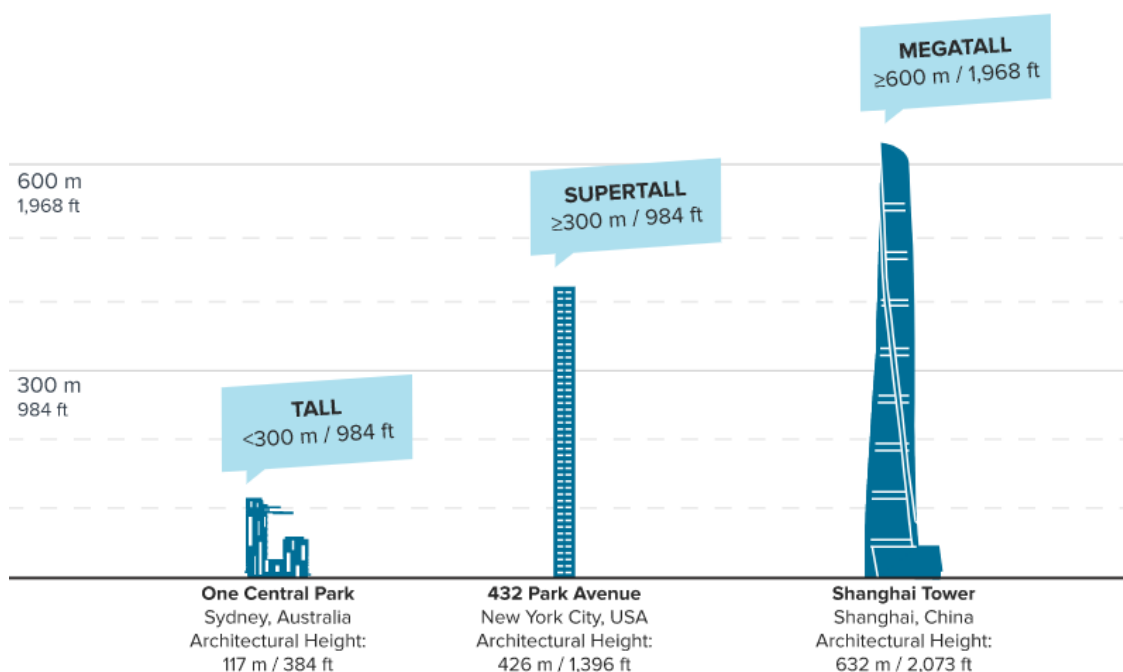
Rakennuksen hoikkuudella on vaikutusta korkean rakentamisen määrittelyyn (kuva 7). Vaikka itsessään rakennus ei olisi metrimäärältään kovin korkea, mutta

jos sen hoikkuus on suuri, se voidaan ja myös kannattaa lukea korkean rakentamisen määrittelyyn piiriin. Rakenneteknisesti hoikkuus on merkittävä asia huomioitavaksi luonnossuunnitteluvaiheessa.



KUVA 7. Rakennuksen hoikkuus / massiivisuus. Kuvälähde: <https://www.ctbuh.org/resource/height>

Maailmanlaajuisesti korkeat rakennukset jaetaan vielä kolmeen eri luokkaan (kuva 8). Luokat ovat tall (korkea) < 300 m, supertall (superkorkea) > 300 m ja megatall (megakorkea) > 600 m. Tähän mennessä maailmalla on rakennettu 173 superkorkeaa ja 3 megakorkeaa rakennusta (CTBUH Tall Building Criteria).

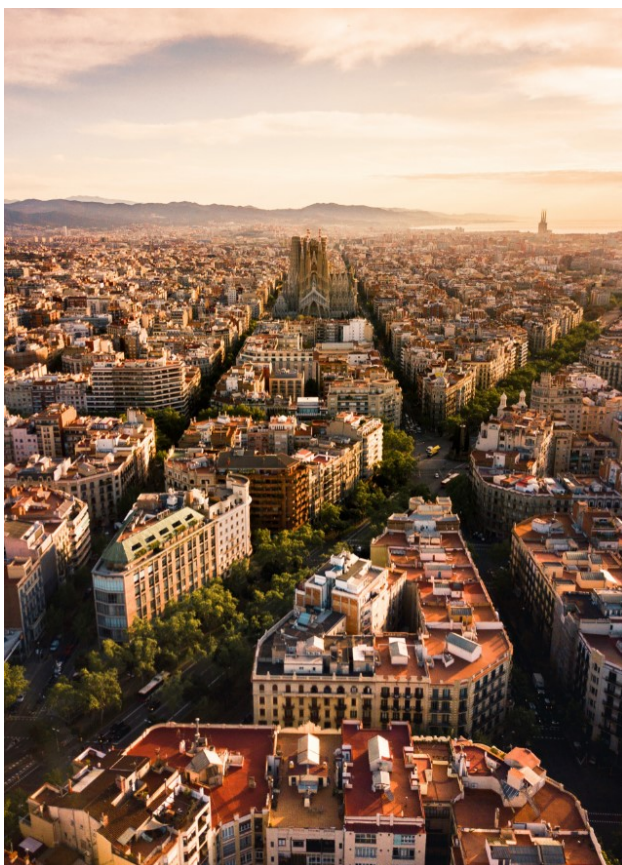


KUVA 8. Korkean rakentamisen luokittelut maailmanlaajuisesti. Kuvälähde: <https://www.ctbuh.org/resource/height>

Yleisesti useimmissa eurooppalaisissa kaupungeissa yli 12-kerroksinen rakennus on korkea rakentamista, koska ne erottuvat muusta melko matalasta ja yhtenäisestä rakennuskorkeudesta. Jopa eurooppalaisissa merkittävässä suurkaupungeissa 12-kerroksinen rakennus erottuu selvästi kaupunkikuvassa. Esimerkiksi Pariisi ja Barcelona rakentuvat melko tasakorkeista noin 6–8-kerroksista rakennuksista (kuva 9 ja 10).



KUVA 9. Pariisi. Kuvalähde: Unsplash / Rodrigo Kugharski



KUVA 10. Barcelona. Kuvalähde: Unsplash / Alfons Taekema

Viime vuosikymmeninä suurkaupunkien laitamille on tehty uusia alueita korkeammille rakennuksille. Esimerkkinä Frankfurtin bisnesalueella on korkeiden rakennusten keskittymä (kuva 11).



KUVA 11. Frankfurt. Kuvalähde: Unsplash / Hans Martin

Maailmanlaajuisesti tarkasteltuna metropoleissa 12-kerroksinen rakennus on melko matalaa rakentamista. Esimerkiksi New York Cityssä (kuva 12) on yli 7000 rakennusta, joiden korkeus on vähintään 35 m (noin 12 kerrosta). Näistä 133 rakennusta on korkeampia kuin 183 m. (Wikipedia / New York City, 2020)



KUVA 12. New York City. Kuvalähde: Unsplash / Jonathan Riley

Suomessa kaupunkien kaavoituksissa päätetään alueet, joihin korkeita rakennuksia saa rakentaa. Esimerkiksi Helsingissä Kalasataman ja Pasilan alue on korkeille rakennuksille varattua aluetta. Tietysti näillä alueilla on myös tavanomaisen korkuista rakentamista myös uudisrakennuksina. Helsingin perinteistä meireltä katseltua kaupunkisilhuettia halutaan säilyttää, jolloin korkeiden rakennusten sijainnit valitaan osittain sen perustella. Helsingin viime vuosina yksi paljon rakennettu alue on Jätkäsaari. Jätkäsaarella korkeaa rakennusta edustaa Clarion Hotel, joka on 16-kerroksinen ja 78 metriä korkea (Wikipedia, Clarion Hotel, 2020). Muulta osin Jätkäsaarella ei ole korkeaa rakentamista, ja tämä on Helsingin kaupungin kaavoitukselta tietoinen valinta.

Tampereella korkean rakentamisen määritelmä on yli 12 kerrosta tai 35 metriä, mikä vastaa Emporiksen määritelmää. Pohjoismaisessa vertailussa Tampereen määritelmä on hyvin linjassa muiden pohjoismaisten kaupunkien kanssa: Kööpenhamina: yli 12 kerrosta tai 40 metriä, Oslo: yli 12 kerrosta tai 35 metriä, Århus: yli 12 kerrosta tai 35 metriä. (Tampereen kaupunki, korkean rakentamisen selvitys Tampereen keskusta-alueella, 2012)

3 KORKEAN RAKENTAMISEN TEORIA TIIVISTETYSTI

Tässä luvussa käsitellään tarkemmin korkean rakennuksen teoriaa. Teoria tiivistetään tiiviiksi paketiksi. Teoriaa ja sen soveltamista jatketaan seuraavassa kappaleessa 4, jossa käsitellään korkean rakentamisen luonnossuunnittelua.

Korkea rakentaminen on suunnittelulle, mutta ennen kaikkea rakennesuunnittelulle, erittäin haasteellista. Korkeiden rakennusten kustannustehokkuus vaatii yhteistyötä ja ymmärrystä kaikilta projektin osapuolilta. Haasteina on luotettavien runkorakenteiden, tehokkuuden ja eri järjestelmien sekä rungon rakentamisen tehokkuuden yhteensovitus. 16-kerroksisessa rakennuksessa uudet haasteet ovat vielä pieniä. Yli 100 m korkuisilla rakennuksilla tarvitaan uutta osaamista ja haasteissa onnistumista. Matalammissa rakennuksissa kaikkia haasteita ei ole tarvinnut ratkoa välttämättä kovin perusteellisesti ja toisaalta niiden vaikutus on voinut olla merkitykseltään pieni. (Valjus, 2019)

Tiettyjen asioiden merkitystä, kuten rakenteiden kokoonpuristumaa, ei ole tarvinnut ottaa huomioon matalammissa rakennuksissa. Joitain asioita ei välttämättä edes aina ole osattu ottaa huomioon rakenteita suunniteltaessa. Toisaalta matalissa rakennuksissa sillä ei välttämättä ole merkitystä, mutta korkeassa rakentamisessa aiemmin huomioimattomat asiat voivat nousta merkittäviksi asioiksi.

Tuulikuormia on laskettu CC2-luokan rakennuksiin ja yksittäisiin rakenneosiin, mutta tämä ei ole vaatinut rakennesuunnittelijalta kovin syvällistä osaamista. Korkeassa rakentamisessa tuulikuormaa ja sen dynaamista vaikutusta voi pitää merkittävimpänä vaakakuormituksenä, joten tuulikuormien ymmärtämiseen on hyvä löytyä aiempaa syvempää osaamista.

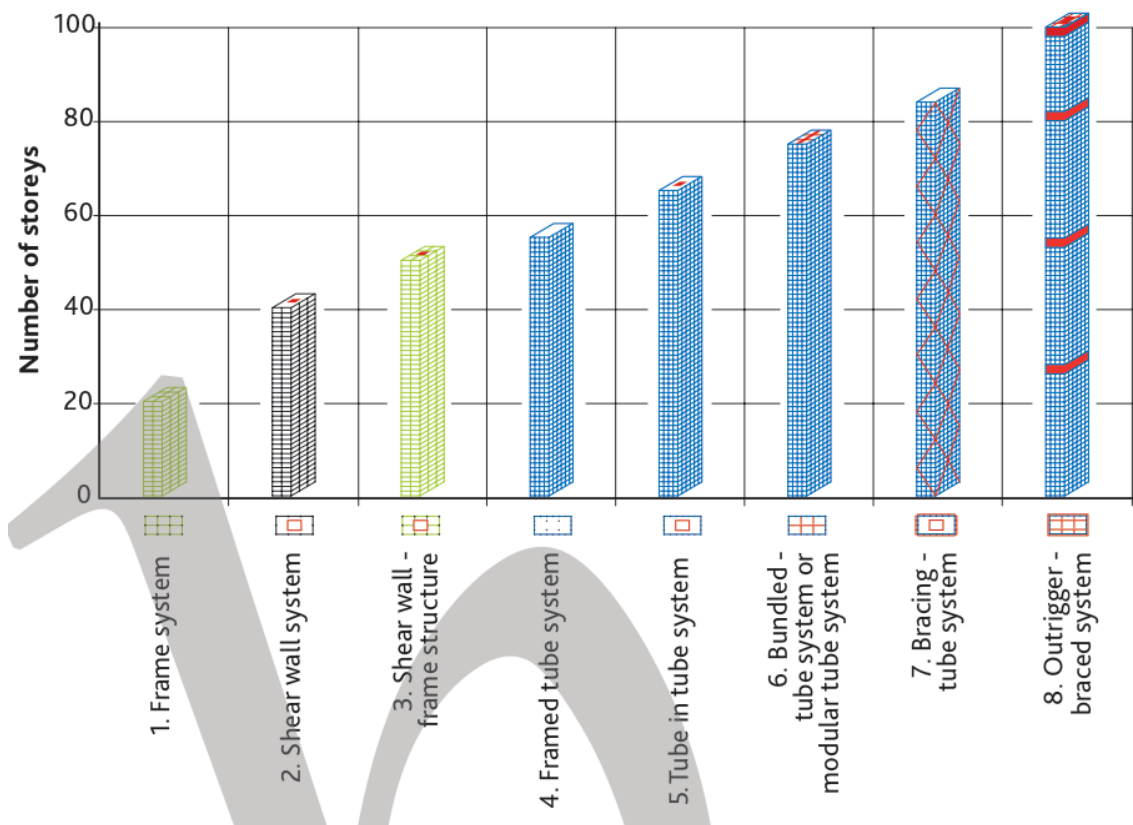
3.1 Jäykistyksen periaatteet

Jo ennen tietokoneiden aikakautta korkeiden rakennusten jäykistyksiä on osattu suunnitella, kuten myös niitä on osattu rakentaa. Esimerkiksi New York Cityn 102-kerroksinen ja 381 metrin korkuinen Empire State Building on rakennettu 1929–

1931 suuren laman aikana. Vastuullisena rakennesuunnittelijana toimi Homer G. Balcom (1870–1938). Laskelmat on täytynyt tehdä käsin statiikan ja mekaniikan opeilla sekä käyttäen sen aikaisen kirjallisuuden materiaalitaulukoita ja ohjeita.

Aikansa merkittävä rakennesuunnittelija Fazlur R. Khan (1929–1982) esitteli 1960-luvulla ”framed tube structure” -järjestelmän. Khan yhdessä koko rakennusalan toimijoiden kanssa sai luotua ymmärryksen korkeiden rakennusten toimivuuteen ja rakennettavuuteen. Tämä oli merkittävä myötävaikutus pilvenpiirtäjien kehitykselle. (FIB Tall Buildings, s. 14)

FIB:n Tall Buildings -julkaisun rakennejärjestelmien taulukossa (kuva 13) on esitetty erilaisia jäykistystapoja korkean rakennuksen jäykistykseen. On huomattava, että vasemmalla on kerrosten määrä eikä metrimäärä.



KUVA 13. Rakennejärjestelmien taulukko. Kuvalähde: FIB Tall Buildings, Figure 3.1

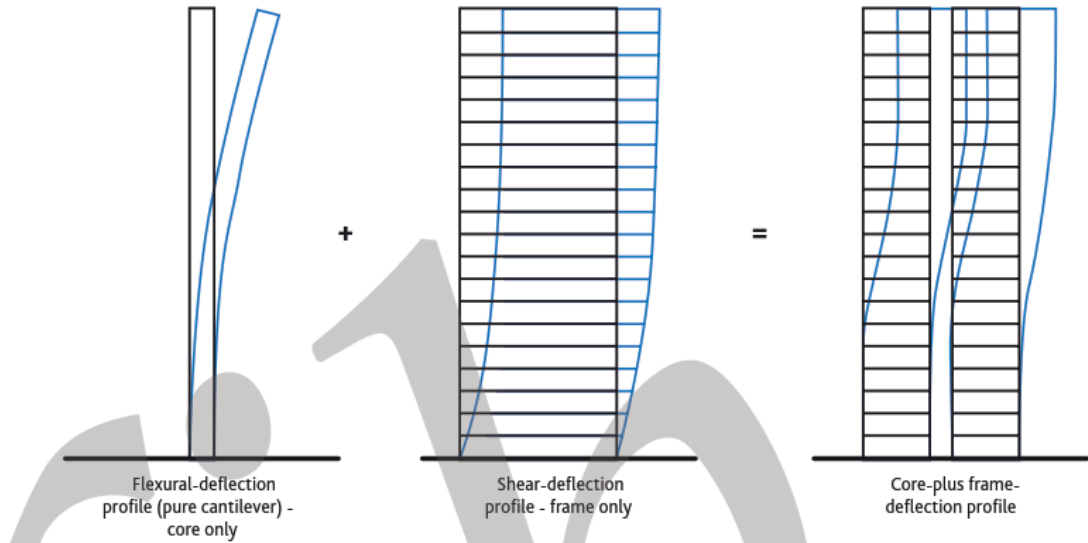
Kuva 13 taulukosta havaitaan, että kehäjäykistyksellä (Frame system) voidaan päästä n. 20 kerrokseen asti. Tässä tapauksessa palkit ja pilarit ovat jäykästi

kiinni toisissaan muodostaen momenttijäykkiä kehiä kahteen kohtisuoraan suuntaan vastustaen vaaka- sekä pystykuormia. (FIB Tall Buildings, s. 15).

Leikkausseinäjäykistyksellä (Shear wall system) voidaan päästä noin 40 kerrokseen asti. Leikkausseinäjäykistystä voidaan kutsua myös jäykistäviksi mastoseiniksi ja on hyvin yleinen tapa Suomessa. Tällä tavalla jäykistetään käytännössä kaikki tavalliset kerrostalot, sekä matalat että korkeat, ellei kyseessä ole pilarirunkoinen rakennus. Tässä jäykistysjärjestelmässä leikkausseinät (shear walls) suunnitellaan kestävämmän vaakasuuntaiset voimat kahdessa kohtisuorassa suunnassa. Leikkausseinä voi olla vain rakennuksen keskiytimessä tai ympäri rakennusta, kuten suomalaisissa kerrostaloissa yleensä onkin. (FIB Tall Buildings, s. 16).

Khanin rakennejärjestelmään perustuvaa taulukkoa ei Suomen nykyisillä rakennusten korkeuksilla kannata juurikaan pidemmälle lukea, mutta on hyvä tiedostaa korkeampienkin rakennusten jäykistysratkaisuiden vaihtoehdot ja mahdollisuudet. Näiden soveltaminen voi olla hyvin hankalaa, jos aiempaa kokemusta ei niistä ole. Toisaalta useissa suomalaisissa yrityksissä on hyviä kansainvälisiä kontakteja, joilta voi saada apua.

Jäykistysjärjestelmälle tulee taivutus- ja leikkausmuodonmuutosta ja niiden yhteisvaikutusta. Näin ollen rakennuksen rungolle tulee muodonmuutosta. Kuten FIB:n kuva (kuva 14) havainnollistaa, suhteellinen muodonmuutos on suurinta rakennuksen keskiosissa, kun taivutus- ja leikkausmuodonmuutoksen osuudet ovat samansuuruisia ja ne summataan yhteen.



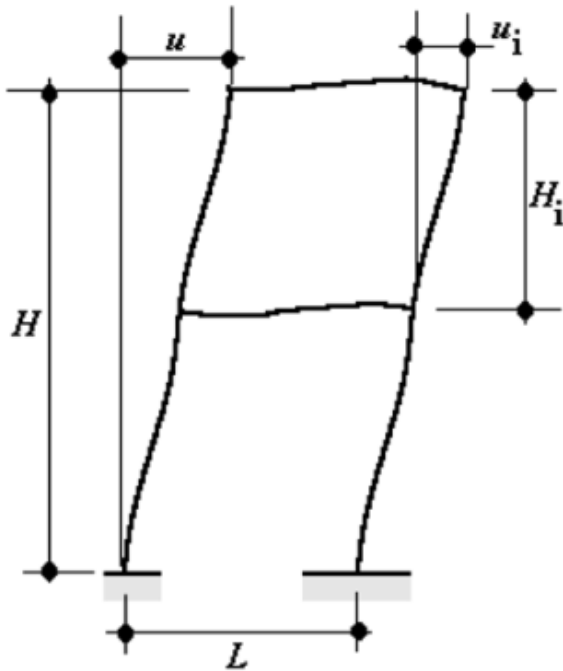
KUVA 14. Rakennuksen taivutus- ja leikkausmuodonmuutos ja yhteisvaikutus. Kuvalähde: FIB Tall Buildings, Figure 3.5

Jäykistävät seinät on syytä sijoittaa mahdollisimman symmetrisesti rakennukseen, jolloin on helpompi hallita rakennuksen kiertymää ja vääntöväärähtelyä. Kun jäykistävien pystyrakenteiden sijainti ei ole täysin symmetrinen vaakakuormien resultantin suhteen, rakennuksen rungolle aiheutuu kiertymää kiertokeskiön ympäri. (Betoniteollisuus ry, jäykistysjärjestelmät, s. 30)

Tarkemmin jäykistysten suunnittelua ja alustavaa laskentaa on esitetty kappaleessa 4.3 *Kokonaisjäykistys*.

3.2 Vaakasiirtymä

Vaakasiirtymät lasketaan eurokoodistandardien mukaisesti käyttämällä tarkoituksenmukaisia kuormitusyhdistelmiä ottamalla huomioon käyttökelpoisuusvaatimukset. Vaakasiirtymien määritelmä on esitetty kuvassa 15, jossa u on kokonaisvaikasiirtymä rakennuksen korkeudella H ja u_i on kerroksen korkeudella H_i syntynyt vaakasiirtymäero. (SFS EN 1990 + A1 + AC, s. 94).



KUVA 15. Vaakasiirtymien määritelmä. Kuvalähde: SFS EN 1990 + A1 + AC, s. 94

Eurokoodissa ei ole esitetty vaakasiirtymien maksimiarvoja. Vaakasiirtymän raja-arvona on yleisesti käytetty $H/400 \dots H/700$, jossa H on rakennuksen kokonaiskorkeus perustustasolta kattoon saakka. Alustavassa suunnittelussa voidaan käyttää $H/500$ arvoa. Kerrosten välillä on syytä tarkistaa, ettei taipuma ylitä arvoa $H_i/400$. (Ala-Ojala, 2011)

50 m korkealla rakennuksella (n. 16 kerrosta) vaakasiirtymä saisi olla $H/500$ -arvolla 100 mm. Vastaavasti 100 m korkealla rakennuksella (n. 32 kerrosta) vaakasiirtymä saisi olla 200 mm.

3.3 Värähtely, ominaistaajuus ja kiihtyvyys

Värähtely on otettava erityisesti huomioon korkeassa rakennuksessa. Ominaistaajuus ja kiihtyvyys liittyvät värähtelyyn.

Eurokoodissa SFS EN 1990 + A1 + AC kohdassa *A1.4.4 Värähtelyt* (s. 96) kerrotaan, että rakennuksen ja rakenneosien värähtelyominaisuudet on otettava huomioon ja oltava riittävät. Huomioitava on käyttäjän mukavuus sekä rakenteen

ja sen rakenneosien toimivuus (esim. väliseinien halkeamat, verhousten vauriot, rakennuksessa varastoitavan aineen tai tavaran herkkyys värähtelyille), sekä tarvittaessa on huomioitava muut seikat hankekohtaisesti.

Värähtelyn syntyminen vaatii herättemekanismien. Yksi yleisimmistä herättemekanismista korkean rakennuksen rungolle on tuulen turbulenttisuus. Tuulen vaikutusta värähtelyyn käsitellään tarkemmin kappaleessa *3.6.6 Tuulikuormat*.

Ominaistaajuus on huomioitava rakennuksen dynaamisessa analyysissä. Alustavasti rakennuksen taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus yli 50 m korkealle monikerroksiselle rakennukselle voidaan määrittellä likimääräisesti eurokoodin mukaisesti seuraavalla kaavalla:

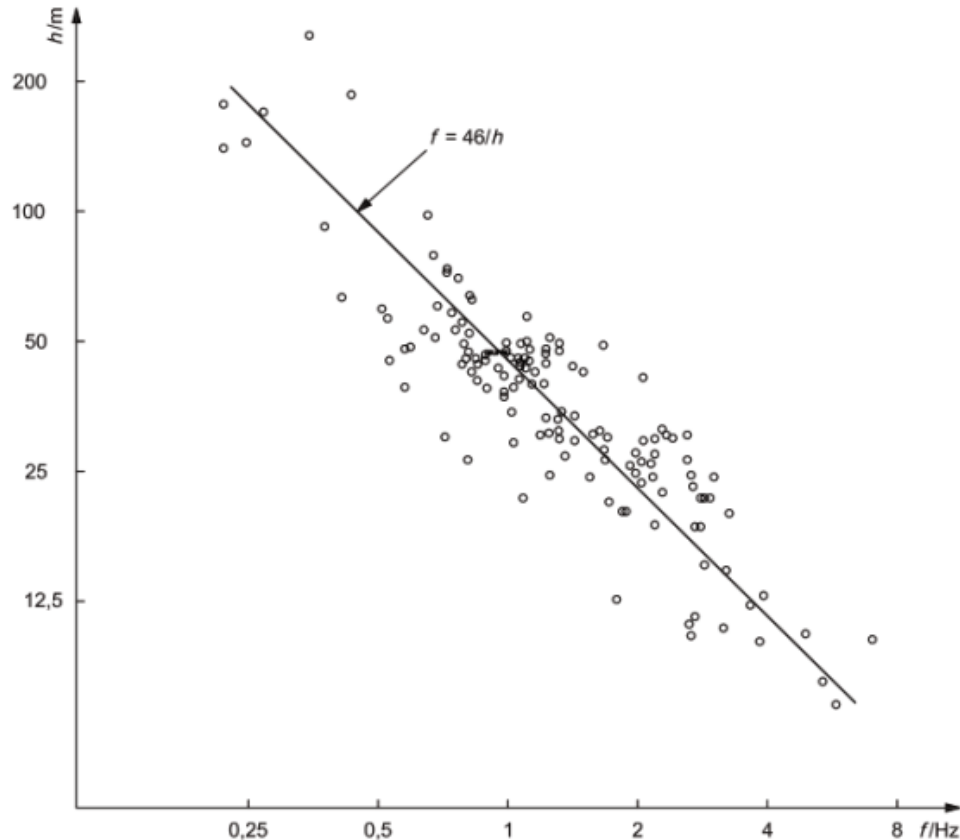
$$n_1 = \frac{46}{h} \quad (1)$$

jossa

n_1 = taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus [Hz]

h = rakennuksen korkeus (perustuksista kattotasolle) [m]

Edellä mainittu kaava 1 perustuu tutkimustuloksiin 163 eri korkuisesta suorakaiteen muotoisesta rakennuksesta (kuva 16). Koska kaava on empiirinen, tuloksen virhemarginaali on ± 50 %. Nämä perustuvat standardiin ISO 4866:2010. (Väyrynen, 2020)



KUVA 16. Suorakaiteen muotoisten rakennusten ominaistajuuksia logaritmisella asteikolla (ISO 4866:2010)

Kaavan 1 perusteella saa käsityksen, että jo 51 m (n. 16-kerrosta) korkean rakennuksen taivutusvärähtelyn alin ominaistajuus on likimäärin 0,9 Hz. Käytännössä todennäköisesti kansainvälisesti vertailtuna suomalaiset betonirakennukset ovat keskimäärin massiivisempia ja jäykistävää rakennetta on enemmän, jolloin ominaistajuuden arvo on virhemarginaalin positiivisella puolella. Fysiikan peruskaavoihin perustuen voi yksinkertaistetusti todeta, kun rakennuksen jäykkyys kasvaa, ominaistajuus kasvaa. Lisäksi, kun rakennuksen massa kasvaa, ominaistajuus kasvaa.

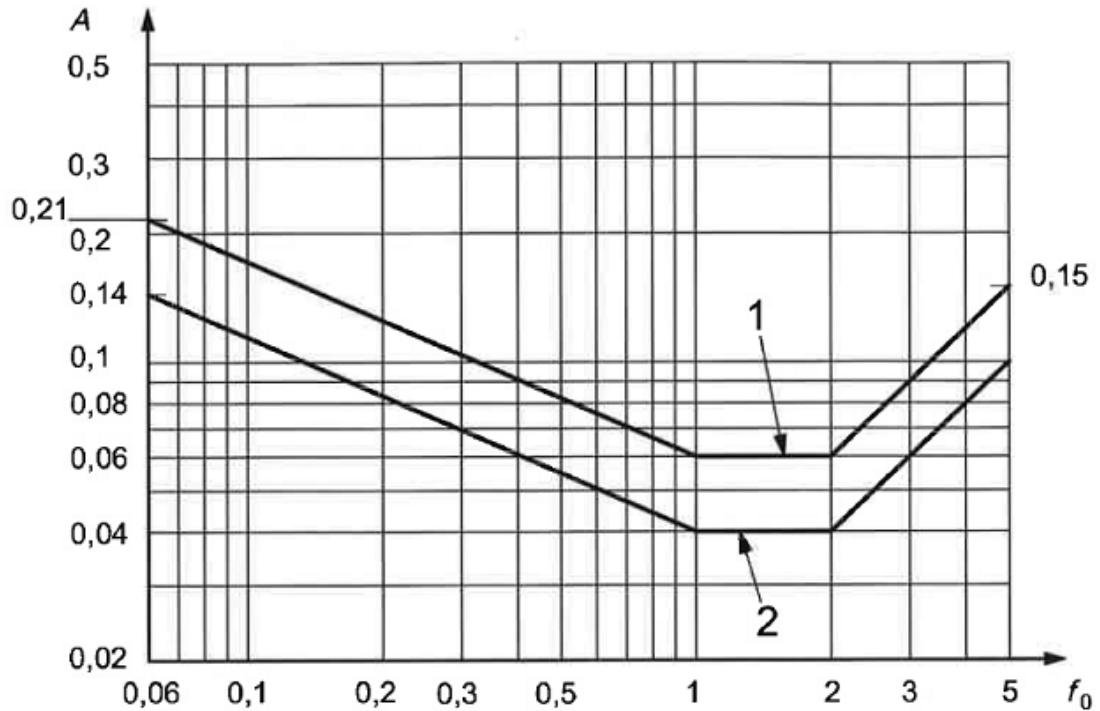
Ominaistajuudet saadaan FEM-laskentamallista taivutusvärähtelyille x- ja y-suuntaan sekä vääntövärähtelylle. Eurokoodista ei löydy ominaistajuudelle raja-arvoa, vaan kerrotaan epämääräisesti: *Rakenteen tai rakenneosan värähtelyn ominaistajuus pidetään tietyn arvon yläpuolella, joka riippuu rakennuksen toiminnasta ja värähtelylähteestä ja josta sovitaan tilaajan ja viranomaisen kanssa.* (SFS 1990 + A1 + AC, s. 96)

Kuitenkin FEM-laskentamallista saadun alimman ominaistaajuuden raja-arvona voi pitää alustavasti arvoa $f \geq 1$ Hz, joka on esitetty raja-arvona eri lähteissä, kun puhutaan tuulitunnelikokeiden tarpeellisuuden arvioinnista. Rakennuksen korkeuden kasvaessa, ominaistaajuus pienenee (kuva 16). Tämä on hyvä tiedostaa, kun selvittelee ominaistaajuuden arvoa.

Kiihtyvyydet täytyy huomioida korkean rakennuksen rungon suunnittelussa. Liian suuri kiihtyvyys koetaan käyttäjän mukavuuden kannalta epämiellyttävänä. Fysiikan peruskäsite massan hitaudesta pätee myös korkeaan rakennukseen. Mitä massiivisempi rakenne, sen pienemmät kiihtyvyydet.

Tuulensuuntaisen kiihtyvyyden ominaisarvon keskihajonta voidaan laskea eurokoodin SFS EN 1990 + AC + AC liite B:n kohdan B.4:n (s. 182) mukaisella kaavalla. Huippukiihtyvyyksien ominaisarvot saadaan kertomalla keskihajonta eurokoodin SFS EN 1990 + AC + AC liite B:n mukaisesti kohdan B.2(3) (s. 178) mukaisella huippuarvokertoimella käyttämällä resonanssitaajuutena ominaistaajuuden arvoa, eli $v = n_{1,x}$. Kiihtyvyyden käsinlaskenta on sen verran monimutkainen asia, että se jätetään tässä tarkemmin käsittelemättä. Kiihtyvyydet saadaan tarkasteltua FEM-laskentamallista. Eurokoodista ei löydy kiihtyvyydelle raja-arvoa.

Standardissa *ISO 10137 Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations*, ja sen liitteessä *Annex D, Guidance for human response to wind-induced motion in buildings* on annettu kiihtyvyyden huippuarvon raja-arvokäyrät asuin- ja toimistorakennuksille erikseen kerran vuodessa tapahtuvalle tuulen vaikutukselle (kuva 17).



KUVA 17. Vaakasuuntaisen kiihtyvyyden huippuarvon raja-arvokäyrät rakennuksille kerran vuodessa tapahtuvalle tuulen vaikutukselle. Kuvälähde: ISO 10137

Kuvan 17 käyrästä A = kiihtyvyyden huippuarvo [m/s^2], f_0 = alin ominaistajuus, käyrä 1 = toimistorakennukset, käyrä 2 = asunnot. Kuvasta havaitaan, että ominaistajuuden ollessa 1 Hz, on asuntorakentamisessa kiihtyvyyden raja-arvo $0,04 m/s^2$. Toimistorakennuksessa sallitaan suuremmat kiihtyvyydet, mikä johtuu varmasti siitä, että rakennuksessa ei oleskella tai nukuta samalla tavalla kuin asuinrakennuksissa.

3.4 Kokoonpuristuma

Puristava normaalijännitys aiheuttaa kimmoisen kokoonpuristuman. Kimmoisen kokoonpuristuman suuruuteen vaikuttavat jännitys, materiaalin kimmokerroin ja poikkileikkaus. (Heiskanen, 2020).

Muodonmuutos on verrannollinen voimaan, on Hooken lain periaate ja se voidaan esittää kaavalla:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (2)$$

jossa

$$\sigma = \text{jännitys} = F/A$$

$$E = \text{kimmokerroin} = \sigma/\varepsilon$$

$$\varepsilon = \text{pituuden muutos} = \Delta L/L$$

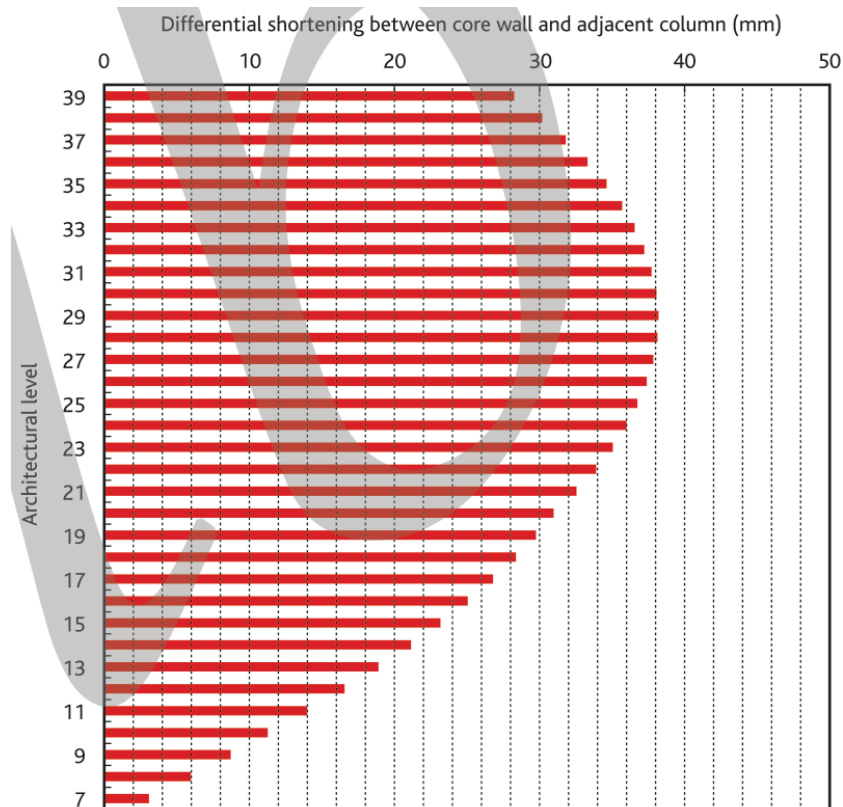
Hooken lain kaavasta voidaan johtaa kimmoisen kokoonpuristuman yhtälö:

$$\Delta L = \frac{FL}{E_{cm}A} \quad (3)$$

Korkeissa rakennuksissa pystyrakenteiden normaalijännitykset ovat suuremmat kuin matalimmissa rakennuksissa, joten kokoonpuristumaa tapahtuu enemmän. Korkeassa rakentamisessa pystyrakenteet ovat pitkiä, joten niihin syntyy suuria kimmoisia kokoonpuristumia. Viruma ja kutistuma kasvattavat kokoonpuristumia. (Heiskanen, 2020).

Rakennuksen runkoratkaisulla on vaikutus kokoonpuristumaeroihin eri pystyrakenteiden välillä. Mastoseinäjäykistetyt rakennuksen kokoonpuristumaerot ovat pienempiä kuin ydinkuilulla jäykistetyllä rakennuksessa, jossa on keskellä ydinkuilu ja pilarit rakennuksen ulkoreunoilla. (Heiskanen, 2020).

Ydinkuilujäykisteisessä rakennuksessa ydinkuilu ottaa vaakavoimat vastaan, jolloin sillä on suuri poikkileikkaus suhteessa pystykuormiin. Kuilun suuri poikkileikkauksen pinta-ala aiheuttaa pienen jännityksen, josta seuraa pieni kokoonpuristuma. Pilarin pieni poikkileikkauksen pinta-ala aiheuttaa suuren jännityksen, josta seuraa suuri kokoonpuristuma. Tätä kokoonpuristumaeroa on havainnollistettu FIB:n kuvassa 18, jossa on esitetty 39-kerroksisen rakennuksen kokoonpuristumaeroa ydinseinien ja ulkoreunan pilarien välillä.



KUVA 18. Esimerkki ydinseinien ja pilarien kokoonpuristumaerosta. Kuvälähde: FIB Tall Buildings, Figure 11.1, s. 107.

Kuvasta 18 havaitaan, että kokoonpuristumaero ydinseinien ja ulkoreunan pilarien välillä voi olla jopa 38 mm. Tämä on huomioitava rakennesuunnittelussa eli käytännössä pilarit kannattaa sijoittaa mahdollisimman kauas ydinkuilusta, jotta välipohjaan on mahdollista tulla muodonmuutos. Osa tästä kokoonpuristumasta kompensoidaan vaiheittain rakentamisella, josta lisää seuraavassa kappaleessa.

Kokoonpuristumat rakenneosissa tapahtuvat joko ennen rakenneosan valamista tai valamisen jälkeen (Heiskanen, 2020). Kokoonpuristuma, joka on tapahtunut alemmissa kerroksissa, kompensoidaan työmaalla itsestään valamalla seuraavan kerroksen rakenneosat alkuperäiseen suunniteltuun korkeusasemaan, vaikka tähän ei suuremmin kukaan kiinnittä huomiota.

Samuli Heiskasen vuonna 2020 tehtyyn erittäin hyvään DI-työhön *Teräsbetonisten pystyrakenteiden kokoonpuristuminen korkeassa rakentamisessa*, kannattaa tutustua, kun kokoonpuristumista ja vaiheittain rakentamisesta haluaa saada tarkempaa tietoa.

3.5 Ajasta riippuva käyttäytyminen ja vaiheittain rakentaminen

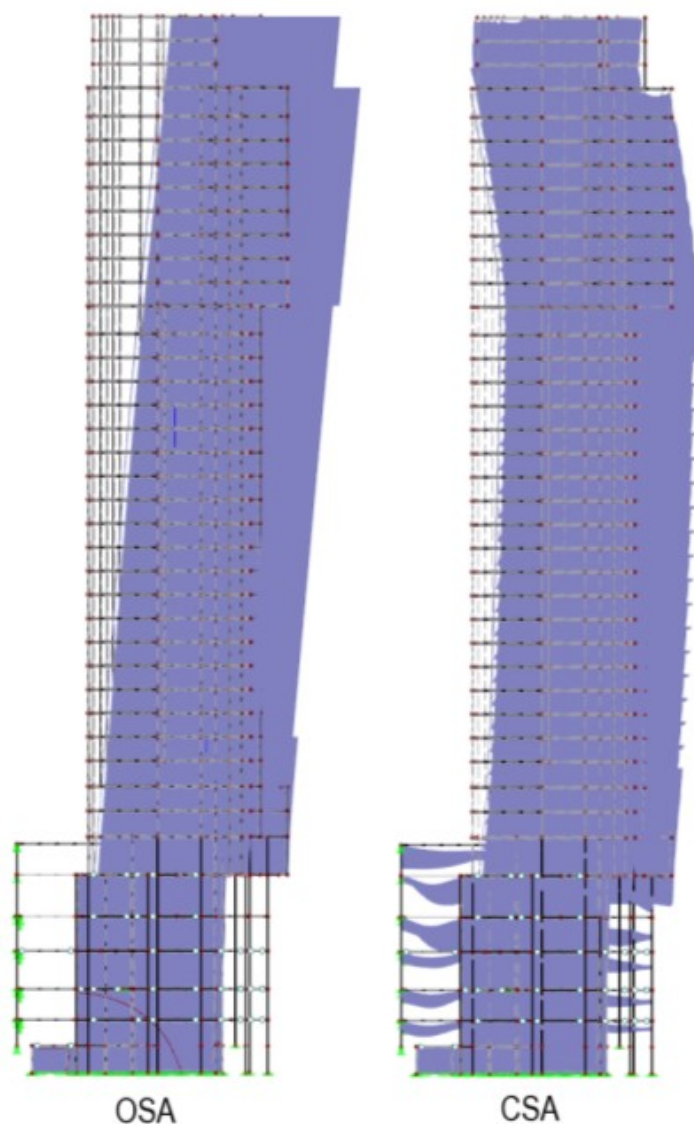
Helsingin kaupungin Korkean rakentamisen rakentamistapaohjeen 2018 ohjekortin RAK-04 mukaisesti: *Vaiheittainen rakentaminen on otettava huomioon suunnitelmissa.*

Vaiheittaisella rakentamisella tarkoitetaan yleensä sitä, että rakennus rakennetaan kerros kerrallaan ja kuormat syntyvät rakentamisen mukana kerros kerrallaan, ja lisäksi hyötykuormat tulevat hieman viiveellä. Vaiheittain rakentamisella voidaan myös tarkoittaa esimerkiksi tilannetta, jossa kahdella rakennuksella on yhteinen perustus, ja toinen rakennus rakennetaan ensin ja toinen myöhemmin.

Yleisesti rakennelaskentamalleissa on käytössä OSA-menetelmä (One-Step Analysis), jossa kuormien oletetaan vaikuttavan valmiiseen rakennukseen samalla hetkellä (Heiskanen, 2020). Eli rakennus niin sanotusti ilmestyy tyhjästä.

Vaiheittain rakentaminen voidaan huomioida FEM-laskentamallissa valitsemalla sen huomioiva menetelmä. CSA-menetelmässä (Construction Stage Analysis) huomioidaan, että rakentaminen tapahtuu vaiheittain (kerros kerrallaan) ja rakentamisen aikana tapahtuvia kokoonpuristumia kompensoidaan (Heiskanen, 2020).

OSA- ja CSA-menetelmien periaatteiden eroja havainnollistaa hyvin kuva 19, josta havaitaan, että rakennuksen yläosissa on suurimmat erot eri menetelmien välillä.



KUVA 19. Laskentamallien OSA- ja CSA-menetelmien vaakasiirtymät. Kuvalähde: Samuli Heiskasen DI-työ.

CSA-menetelmää voidaan käyttää esimerkiksi RFEM:n RF-STAGES -moduulissa, jossa on kuitenkin omat rajoitteensa ja laskentamallin tallennuskoot kasvavat todella paljon. (Samuli Heiskasen esimerkissä laskentamallin koko kasvoi perusmallin 0,2 gigatavusta vaiheittaisen mallin 9,3 gigatavuun). Samalla myös mallin laskenta vaatii paljon tietokoneen laskentatehoa ja on todella hidasta. (Heiskasen esimerkissä perusmallin laskenta-aika oli 9 minuuttia ja vaiheittaisen mallin laskenta-aika 17-20 tuntia). Tämä johtaa siihen, että mieluummin käytetään perinteistä OSA-menetelmää. Kun laskentaohjelmat ja -tehot ovat kehittyneet riittävästi, voi olla järkevää siirtyä CSA-menetelmään. Analyysimenetelmä valitaan tarpeen mukaan ja on mahdollista käyttää molempia menetelmiä.

Yleisesti voi päätellä perinteisen OSA-menetelmän olevan varmallalla puolella verrattuna todellisuuteen ainakin tietyissä asioissa. Esimerkiksi jos rakennuksen toisen sivun paalut ovat huomattavasti pidempiä kuin toisella puolella, paaluihin syntyy kokoonpuristumaeroja, jolloin myös rakennuksen runko alkaa kallistumaan pidempien paalujen puolelle. Tällöin rakennuksen rungon yläpää siirtyy sivuun, ja siirtymä näyttää pääosin kuvan 19 mukaiselta OSA-menetelmän siirtymältä.

Todellisuudessa kuitenkin työmaalla kokoonpuristumia ja rungon kallistusta kompensoidaan automaattisesti, kenenkään huomaamatta, asentamalla elementit oikeaan korkoon ja oikealle sijainnille eli yleensä tietyille modulilinjalle takymetrimittausten mukaisesti. Työmaalla välipohjat valetaan suunniteltuun korkoon. Takymetrimittauksilla rakennuksen seinälinjat saadaan suunniteltuihin sijainteihin, jolloin runko näyttää lopulta enemmän kuvan 19 mukaiselta CSA-menetelmän siirtymältä. Ylin paikallavalulaatta on hyvin lähellä teoreettista sijaintiaan, eikä virhe ole kertaunut OSA-menetelmän mukaisesti, jossa yläpää siirtyy sivuun. CSA-menetelmällä myös todelliset epäkeskisyydet ovat pienempiä kuin OSA-menetelmän mukaisilla siirtymillä saatavat epäkeskisyydet. OSA-menetelmän isommilla epäkeskisyyksillä tulee rakennuksen rungolle isommat lisärasitukset. Todellisuudessa siis kerroksittain rakentaminen kompensoi kokoonpuristumia ja vaakasiirtymää ilman, että siihen kukaan edes varsinaisesti kiinnittää huomiota.

Toisaalta on tiedostettava, että perinteinen OSA-menetelmä voi myös johtaa alimitoitukseen. Esimerkiksi pystyrakenteiden normaalivoimat saattavat jakautua tai tasoittua laskentamallissa tavalla, joka ei ole todellisuudessa mahdollinen. Esimerkiksi runkopilarin pystykuorma FEM-mallissa saattaa olla alle 1 MN ja käsinlaskulla saman runkopilarin pystykuorma on 3 MN. Ero on moninkertainen, ja saattaa johtaa isoihin virheisiin. Todellisuus on varmasti jotain tältä väliltä, mutta on selvää, että pilari on mitoitettava ylälikiarvon mukaiselle kuormalle eli tässä tapauksessa käsinlaskun 3 MN kuormalle. Runkopilarien kimmokertoimia voisi korottaa reilusti, jotta ne ottaisivat enemmän käsinlaskua vastaavia kuormia. Tässä siis laskentamallia muokataan, jotta sieltä saadaan haluttuja tuloksia, mikä voi aiheuttaa virheitä. Tulee lisäksi pohtia, että miltä muulta rakenneosalta pilarien kuormanlisäys on poistunut.

Toisaalta pystyrakenteiden käsinlaskulla ja OSA-menetelmän käytöllä saadaan molemmista ala- ja ylälikiarvot, jolloin ylälikiarvoja käyttämällä pitäisi rakenteet olla laskettu riittäville kuormille. Korkeassa rakentamisessa on erittäin tärkeää tunnistaa menetelmien ominaisuudet, ja näistä seuraavat ilmiöt.

3.6 Korkean rakennuksen kuormat

Korkean rakentamisen kuormat ei varsinaisesti eroa matalamman rakennuksen kuormista. Omat painot ja tasojen hyötykuormat tietysti kumuloituvat kerrosluvun kasvaessa. CC2-luokan rakennuksissa harvemmin tarvitsee tuulikuormien vaikutuksia runkoon juurikaan tutkia, kun jäykistävää rakennetta on riittävästi. Korkeassa rakentamisessa tuulikuormilla alkaa olemaan enemmän merkitystä ja tuulikuormaa voi pitää merkittävimpänä yksittäisenä kuormana, mikä kohdistuu korkeaan rakennukseen. Korkeassa rakentamisessa saattaa esiintyä erikoiskuormia, kuten torninosturin kiinnitys rakennuksen runkoon, jota on käsitelty kappalessa *3.6.12 Korkeiden rakennusten erikoiskuormat*.

3.6.1 Pysyvä kuormat

Betonin suuri oma paino on materiaalin ominaisuus, josta on sekä hyviä että huonoja puolia. Omasta painosta tulee merkittävä määrä kuormaa, mikä paksuntaa pystyrakenteiden dimensioita, mutta toisaalta suuri omapaino parantaa rakennuksen stabiliteettia tuulikuormille ja muille vaakasuuntaisille kuormille.

Pysyvistä kuormista merkittävin on betonirakennuksen oma paino. Raudoitettun betonin tilavuuspainona käytetään 25 kN/m^3 . Esimerkiksi 300 mm paksu välipohjan teräsbetonilaatta painaa $7,5 \text{ kN/m}^2$.

3.6.2 Tasojen hyötykuormat

Korkeiden rakennusten tasojen hyötykuormissa ei lähtökohtaisesti ole eroa verrattuna matalampiin taloihin. Tilaaja voi määrittää halutessaan isompia kuormia, jotka voi olla tarpeen, mikäli tilan käyttötarkoitus tai muutosjoustavuus sitä vaatii.

Kuvan 20 mukaisesti hyötykuormien arvot välipohjille ovat asunnoissa $2,0 \text{ kN/m}^2$ ja toimistotiloissa $2,5 \text{ kN/m}^2$. Hyötykuormat ovat asuinkerrostalossa suhteellisen pieniä verrattuna rakenteen omaan painoon. Jos hyötykuorma on $2,0 \text{ kN/m}^2$ ja 300 mm paksun teräsbetoni-laatan oma paino on $7,5 \text{ kN/m}^2$, niin tason hyötykuorma on $26,7 \%$ tasolaatan omasta painosta. Toisaalta toimistotaloissa ontelolaataston oma paino voi olla esim. 5 kN/m^2 ja myös tilaajan esittämä hyötykuorma voi olla 5 kN/m^2 , jolloin oma paino ja hyötykuormat ovat molemmat yhtä suuria.

Ympäristöministeriön asetus (4/16)
rakenteiden tilavuuspainoa, omaa painoa ja rakennusten hyötykuormia koskevista kansallisista valinnoista
sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-1
3 § Kuormien arvot suunniteltaessa asuin-, kokoontumis-, myymälä- ja toimistotiloja

Rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormien minimiarvot standardin kohtaan 6.3.1.2(1)P annetaan taulukossa 1. Pistekuorman Q_k kuormitusalueena käytetään $50 \times 50 \text{ mm}^2$, kun $Q_k \leq 2,0 \text{ kN}$, muutoin kuormitusala on $100 \times 100 \text{ mm}^2$.

Taulukko 1. Rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormat, pinta-alkuorma q_k ja pistekuorma Q_k .

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]			Q_k [kN] (portaat suluissa)
	Välipohjat	Portaat	Parvekkeet	
Luokka A Asunto- ja majoitustilat	2,0	2,0	2,5	2,0 (2,0*)
Luokka B Toimistotilat	2,5	3,0	2,5	2,0 (2,0)
Luokka C Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua				
– C1	2,5	3,0	2,5	3,0 (2,0)
– C2	3,0	3,0	3,0	3,0 (2,0)
– C3	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
– C4	5,0	3,0	5,0	4,0 (2,0)
– C5	6,0	6,0	6,0	4,0 (2,0)
Luokka D Myymälätilat				
– D1	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
– D2	5,0	6,0	5,0	7,0 (2,0)

*Asunnon sisäiset portaat $Q_k = 1,5 \text{ kN}$

KUVA 20. Hyötykuormien arvot (Ympäristöministeriö, 2019)

3.6.3 Tasojen hyötykuormien pinta-alavähennykset

Hyötykuormiin olisi mahdollista tehdä pinta-alavähennyksiä eurokoodin mukaisesti. Tämä perustuu siihen, että on epätodennäköistä, että tilan jokainen neliömetri on kuormitettu täydellä hyötykuormalla.

Eurokoodi SFS-EN 1991-1-1 mahdollistaa, kohtien 6.2.1 ja 6.3.1.2(10) mukaisesti, tasorakenteiden (välipohjat, palkit ja yläpohjat) samaan luokkaan kuuluvien rakenneosien hyötykuormien pienentämisen käyttämällä pienennyskerrointa α_A kuormaluokissa A...D. Korostettava on, että tämä koskee tasorakenteiden (laatat, palkit) hyötykuormien vähentämistä.

$$\alpha_A = \frac{5}{7}\Psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad (4)$$

kuitenkin siten, että $\alpha_A \geq 0,6$ (luokissa C ja D)

missä

Ψ_0 = standardin EN 1990 liitteen A1 taulukon A1.1 mukainen kerroin.

$A_0 = 10,0 \text{ m}^2$

A = kuormitettu alue

Kun α_A lasketaan arvoilla $\Psi_0 = 0,7$ ja $A = 100 \text{ m}^2$ saadaan $\alpha_A = 0,6$. Eli jo 100 m^2 kokoisessa tilassa eurokoodin mukaan voisi käyttää pienennyskerrointa 0,6. Normaalin asuinrakentamisen hyötykuorma olisi enää $0,6 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 1,2 \text{ kN/m}^2$. Tämän suuruusluokan arvo kuulostaa hyvin pieneltä ja epäluotettavalta. Näin pieni arvo myös rajoittaa tilojen käyttöä ja muuntojoustavuutta. Työmaa-aikainen varastointi tulisi myös ongelmalliseksi. Tilaaja tai rakennusvalvonta tuskin edes hyväksyisi näin pieniä hyötykuormia. Tästä omana yksiselitteisenä johtopäätöksenä: Ei kannata ikinä käyttää pinta-alavähennyksiä hyötykuormiin.

3.6.4 Tasojen hyötykuormien kerrosvähennykset

Hyötykuormiin olisi mahdollista tehdä kerrosvähennyksiä eurokoodin mukaisesti. Tämä perustuu siihen, että on epätodennäköistä, että jokaisessa kerroksessa

vaikuttaisi täydet hyötykuormat koko ajan. Tämä kuulostaa jo huomattavasti järkevämmältä kuin edellisen kappaleen pinta-alavähennys.

Eurokoodi SFS-EN 1991-1-1 mahdollistaa, kohtien 6.2.2 ja 6.3.1.2 mukaisesti, pilareihin ja seiniin vaikuttavien hyötykuormien pienentämisen pienennyskertoimella. Kun tila kuuluu luokkaan A...D, niin useasta kerroksesta pilareille tai seinille tuleva kokonaishyötykuorma voidaan kertoa pienennyskertoimella α_n . On erittäin tärkeää huomata, että tämä hyötykuorman vähennys koskee vain pilareita ja seiniä eli pystyrakenteita. Vaakarakenteet on mitoitettava vähintään normin mukaisille hyötykuorman arvoille tai tilaajan määrittämille isommille arvoille.

SFS-EN 1991-1-1 kohdassa 6.2.2: *Kun pilareihin tai seiniin vaikuttaa useasta kerroksesta tulevia hyötykuormia, kokonaishyötykuormaa voidaan pienentää käyttämällä pienennyskerrointa α_n kohtien 6.3.1.2(11) ja 3.3.1(2)P mukaisesti.*

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\Psi_0}{n} \quad (5)$$

missä

n on kuormitettujen kantavien osien yläpuolella olevien samaan luokkaan kuuluvien kerrosten lukumäärä (> 2)

Ψ_0 on standardin EN 1990 liitteen A1 taulukon A1.1 mukainen kerroin (kuva 21).

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6**)
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3**)
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)*) kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ***)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
*) Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huomautus: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. **) Ajokäytävillä $\psi_2 = 0$ ***) Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia			

KUVA 21. Kertoimien ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 arvot (Ympäristöministeriö, 2019)

ψ_0 -arvoista ja laskentakaavasta, josta α_n saadaan, huomataan että 2-kerroksisella talolla ei pysty tekemään vielä hyötykuorman pinta-alavähennystä. 3-kerroksisella voidaan jo pinta-ala vähennystä tehdä ja α_n -kerroin kasvaa sitä mukaa mitä enemmän kerroksia on. Taulukossa 1 on havainnollistettu α_n -kertoimen kasvua kerrosluvun mukaan. Huomataan, että α_n -kerroin lähestyy lukua 0,7 kerrosmäärän kasvaessa.

TAULUKKO 1. α_n -kertoimet arvoja

n (kerrosluku)	ψ_0	α_n
2	0,7	1,0
3	0,7	0,9
4	0,7	0,85
12	0,7	0,75
15	0,7	0,74
24	0,7	0,725
30	0,7	0,72
40	0,7	0,715

Havaitaan myös, että pilarien ja seinien kokonaishyötykuorman vähennyksessä päästään samaan lopputulokseen, kun 1. ja 2. kerroksesta ei vähennä hyötykuormaa, ja 3. kerroksesta alkaen joka kerroksessa huomioidaan hyötykuorman vähennystä Ψ_0 -kertoimella, joka on asuintiloissa 0,7.

Yleisesti kerrostalojen rakennesuunnittelussa ei tehdä hyötykuormiin kerrosvähennyksiä, kuten ei myöskään pinta-alavähennyksiä. Mielestäni ei kannata tehdääkään, koska hyötykuormat ovat yleensä suhteellisen pieniä (2 kN/m²). Kerrosvähennysten mahdollisuus on hyvä pitää pienenä lisävarmuutena rakenteille.

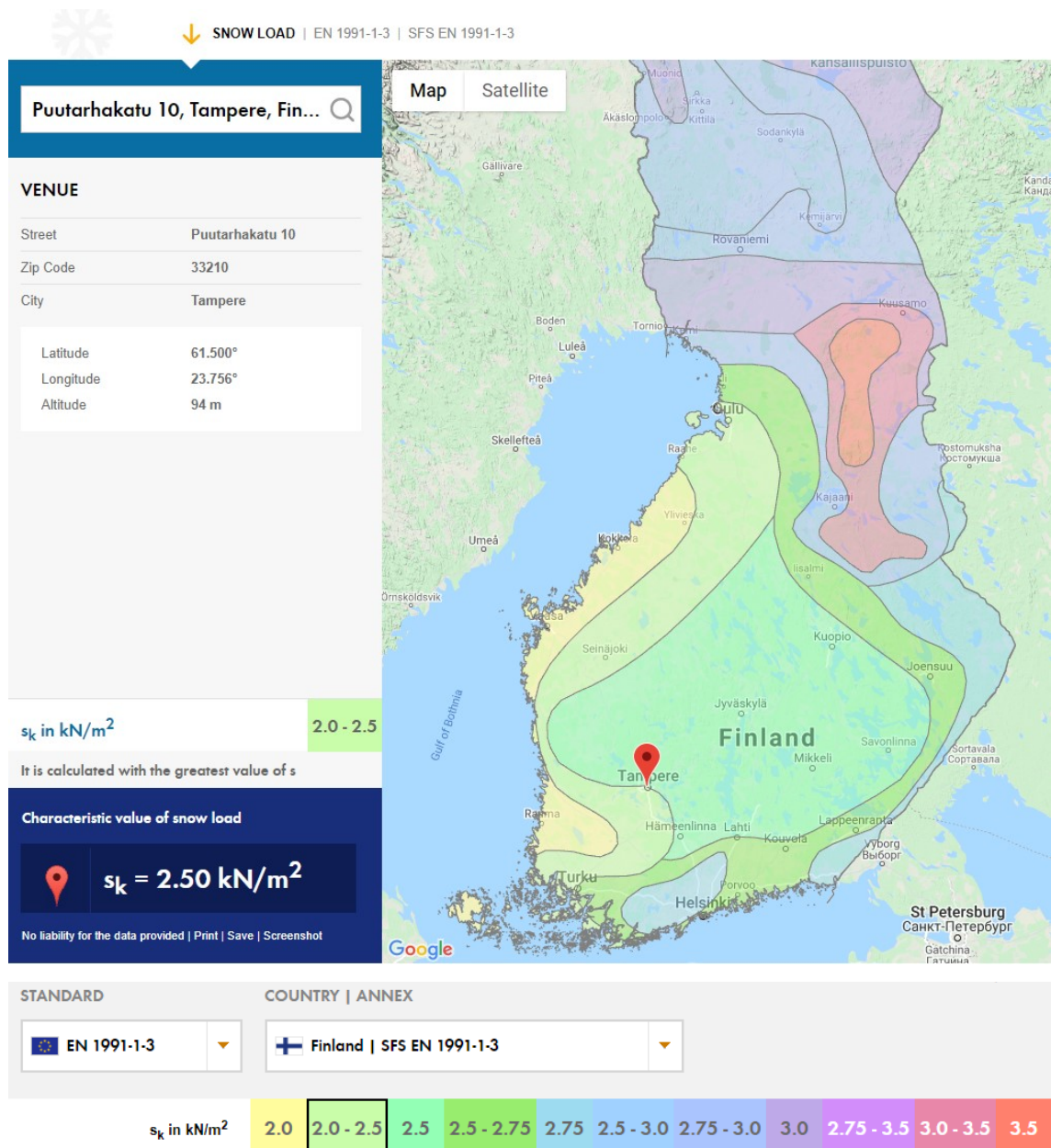
On kuitenkin hyvä tiedostaa hyötykuormien vähennysmahdollisuus, koska sille voi olla joskus käyttöä. Pohdittavaksi jää, voisiko sitä käyttää, jos toteutusvaiheessa havaitaan poikkeama, mikä voi olla suunnitelmista tai työmaatoteutuksesta johtuvaa, ja jos siinä vaiheessa täytyy alkaa tarkastelemaan yksittäisen rakenneosan kestävyyttä erityisen tarkasti.

Jos kerros- tai pinta-alavähennyksiä käytetään, on niistä syytä tehdä merkintä suunnitelma-asiakirjoihin sekä hyväksyttävä asia tilaajalla sekä rakennusvalvonnalla.

3.6.5 Lumikuormat

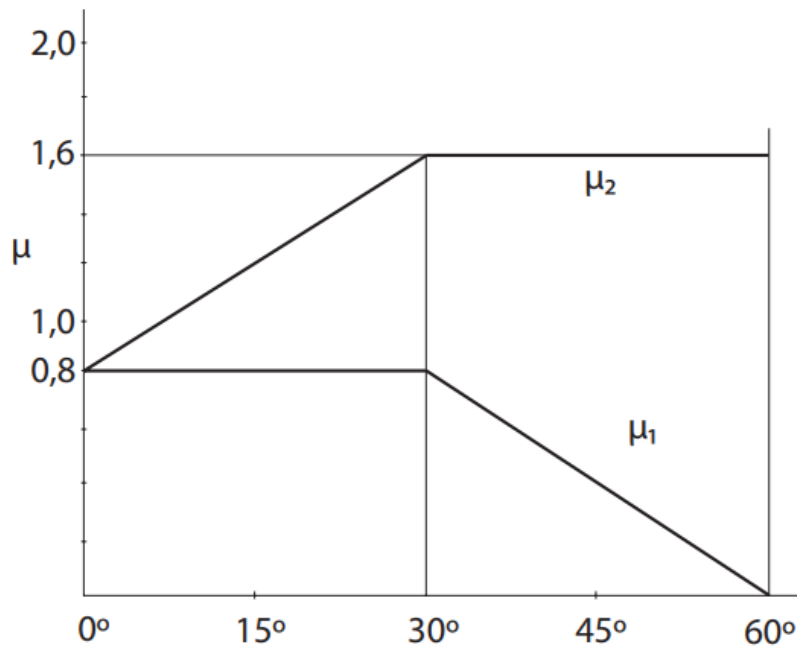
Korkean rakennuksen lumikuormat ei käytännössä eroa matalamman rakennuksen lumikuormista. Korkeassa rakennuksessa lumikuorman vaikutus on kokonaisuuden kannalta hyvin pieni, mutta toisaalta korkeassa rakennuksessa voi olla rakenteellisesti erikoisia ylempiä kerroksia, jolloin lumikuorma ja sen kinostuminen on tärkeää huomioida yksittäisille rakenneosille eurokoodin mukaisesti. Korkean rakennuksen ylimmässä kerroksessa voi olla esimerkiksi pitkillä jänneväleillä oleva yläpohjalaatta ja tukevia seiniä voi olla vähemmän kuin alakerroksissa.

Lumikuormien mitoitus perustuu aina lumikuormakarttaan, jossa lumikuorman suuruus vaihtelee sijainnin mukaan sekä muotokertoimiin. Lumikuormakartta löytyy eurokoodin kansallisesta liitteestä, mutta myös esimerkiksi RFEM-ohjelmaa valmistavan Dlubalin sivuilta löytyy havainnollinen lumikuormakartta (kuva 22), joka määrittää lumikuorman annetun sijainnin mukaisesti. Lumikuormakartoissa on esitetty lumen ominaisarvo maassa. Lumikuorman ominaisarvo perustuu vuositaisen ylittymisen keskimääräiseen todennäköisyyteen 0,02 eli keskimäärin 50 vuoden toistumis- tai ylittymisaikaan (RIL 201-1-2017, s. 98).



KUVA 22. Dlubalin lumikuormakartta. Kuvalähde: Dlubal (<https://www.dlubal.com/en/solutions/online-services/snow-load-wind-speed-and-seismic-load-maps>)

Lumikuorman arvo katolla saadaan laskettua katon muotokertoimen μ_1 tai μ_2 avulla (kuva 23). Muotokertoimella kerrotaan lumen ominaisarvoa maassa. Yleisimmin loivilla katoilla on lumikuorman muotokerroin $\mu_1 = 0,8$. (RIL 201-1-2017, s. 100)



KUVA 23. Lumikuorman muotokerroin ja kattokaltevuus

Lumen poikkeuksellisen kinostumisen yhteydessä käytettävät muotokertoimet on esitetty SFS EN-1991-1-3 Liite B:ssä. Lumen kinostuminen on huomioitava:

- a) sahakatoilla
- b) korkeampaa rakennuskohdetta vasten ulottuva katto korkeamman kohteen lähellä
- c) katot, joilla lunta kinostuu ulkonemiin, esteisiin ja kaiteisiin.

3.6.6 Tuulikuormat

Tuulikuorma ja sen dynaamiset vaikutukset ovat tärkeitä suunnittelukriteereitä korkeassa rakentamisessa. Tuulen vaikutuksen luotettava selvittäminen on haasteellinen tehtävä, jossa haaste kasvaa rakennuksen korkeuden kasvaessa. Runko ja perustukset suunnitellaan kestäväksi tuulikuormat. Värähtelyrajatilatarastelu tulee usein määrääväksi mitoituskriteeriksi. Tällä tarkoitetaan rakennuksessa oleskelevien ihmisten kokemia haitallisia kiihtyvyyksiä. Pelkkä taipuman laskeminen ei riitä, vaan on tarkasteltava kiihtyvyyksiä. Kiihtyvyyden aistiminen riippuu pääosin kiihtyvyyden suuruudesta ja taajuudesta. Korkeassa rakennuksessa rungon korkeammat värähtelymuodot ja vääntövärähtely on huomioitava ja ne voivat muodostua ongelmallisiksi. (Kiviluoma, 2006)

Tuulen erilaiset ominaisuudet aiheuttavat rakennuksille värähtelyä. Värähtelyn muotoja ovat värähtely tuulen suuntaan, tuuleen suuntaan nähden poikittain sekä vääntövärähtely. Tuulen turbulentsisuus (eng. turbulence buffeting) aiheuttaa tuulensuuntaista värähtelyä, kuten myös tuulen suuntaan nähden poikittain tapahtuvaa värähtelyä sekä vääntövärähtelyä. Poikittaisen värähtelyn herätemekanismit voivat olla esimerkiksi pyöreratailmio ja rakennuksen laukkaaminen. (Väyrynen, 2020).

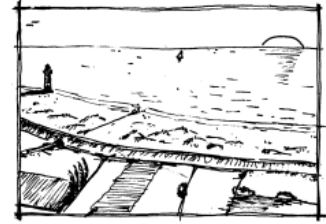
Eurokoodien mukainen tuulikuormien mitoitus on osoittautunut konservatiiviseksi, eli varmallalla puolella olevaksi, verrattuna muihin normeihin. Eurokoodimitoitus soveltuu itsenäisesti alle 100-metrinen rakennusten suunnitteluun. Mahdollisesti sitä voidaan käyttää myös alle 200-metrinen rakennusten luonnossuunnitteluun. Kokeellinen mitoitus eli tuulitunnelikokeet olisivat suositeltavaa useimmille yli 100-metrille rakennuksille. (Kortelainen, 2012).

Tuulikuormista kannattaa tietyissä tapauksissa tehdä tuulitunnelikokeet, joista on tarkemmin kerrottu seuraavassa kappaleessa *3.6.7 Tuulitunnelikokeet*.

Tuulikuormien laskemisessa ensimmäisenä on selvitettävä käytettävä maastoluokka rakennuksen sijaintipaikan mukaan. Kuvassa 24 on esitetty standardin mukaiset määrittelyt eri maastoluokille.

Maastoluokka 0

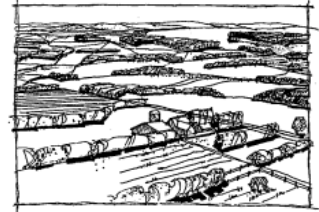
Meri, avoimen meren äärellä oleva rannikkoalue

**Maastoluokka I**

Järvi tai alue, jolla on vähäistä kasvillisuutta eikä esteitä

**Maastoluokka II**

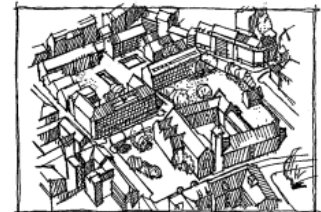
Alue, jolla on matalaa kasvillisuutta, kuten heinää tai ruohoa ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), jotka ovat vähintään esteen 20-kertaisen korkeuden etäisyydellä toisistaan

**Maastoluokka III**

Alue, jolla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia tai erillisiä esteitä, jotka ovat esteen 20-kertaista korkeutta lähempänä toisiaan (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä)

**Maastoluokka IV**

Alue, jolla vähintään 15 % alasta on rakennusten peitossa ja joiden keskimääräinen korkeus ylittää 15 m



KUVA 24. Maastoluokkien määrittelyt ja havainnekuvat. Kuvalähde: SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, s. 158.

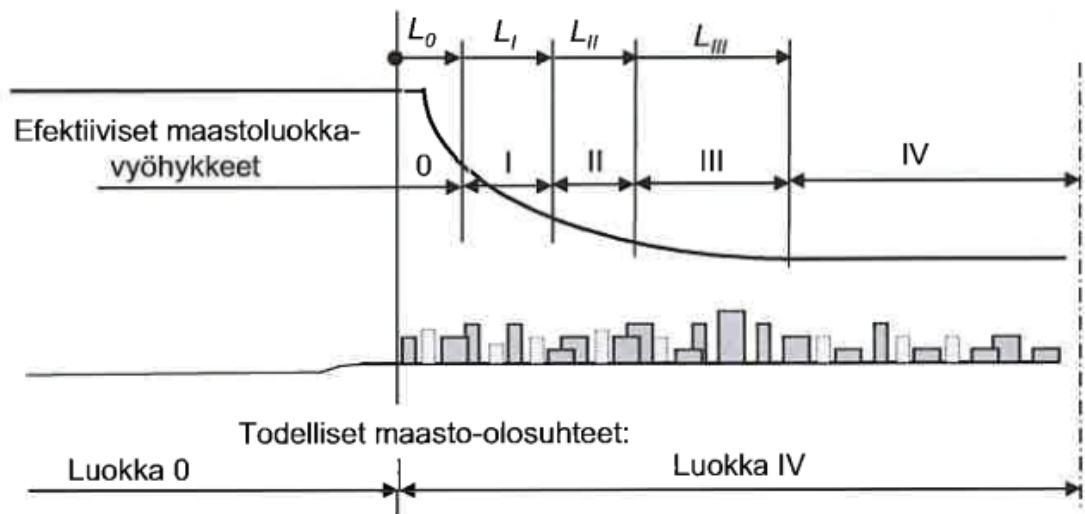
Eri maastoluokkien välisestä rajanvedosta on asiaa SFS EN-1991-1-4 + AC + A1 sivulla 160 ja kirjassa RIL 201-1-2017 osa 1.4 sivulla 132. Standardi antaa kaksi vaihtoehtoista menettelytapaa. Menettelytapa 1 on hyvin yksinkertainen, ja sen takia sitä suositellaan käytettäväksi arvioitaessa maastoluokkien muutosvyöhykeitä (RIL 201-1-2017, s. 192).

Menettelytapa 1 voidaan tiivistää seuraavasti:

Kun rakennus sijaitsee:

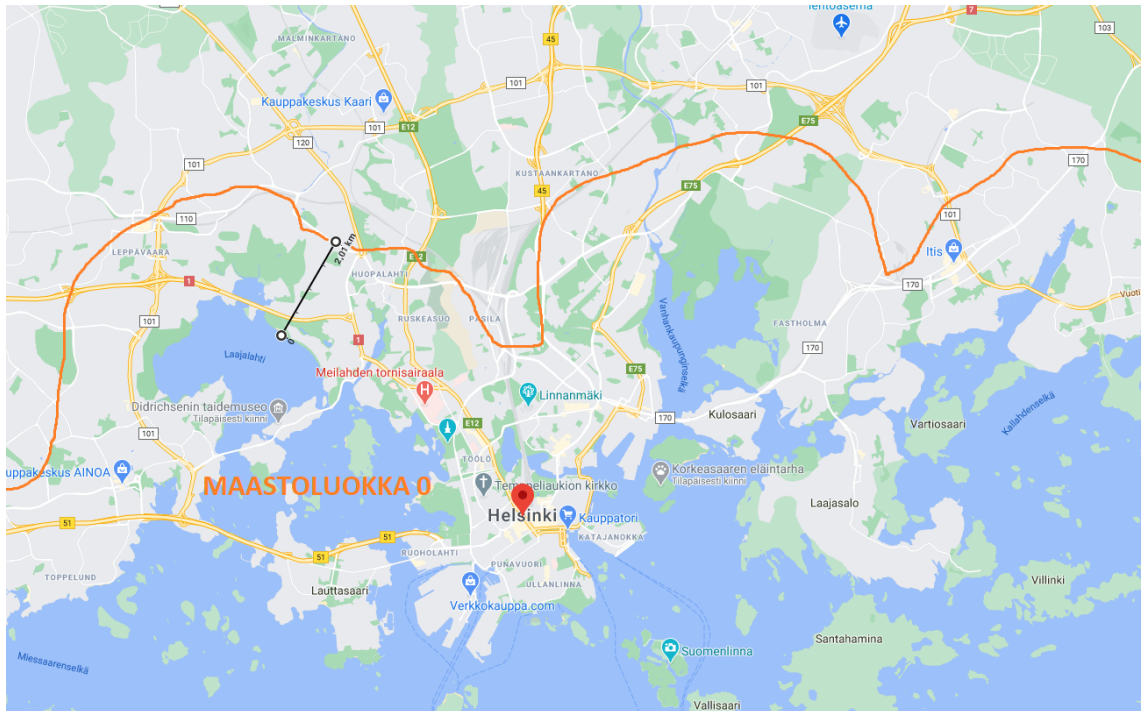
- alle 2 km:n etäisyydellä sileämmästä, luokkaan 0 kuuluvasta maastosta
 - alle 1 km:n etäisyydellä sileämmästä, luokkaa I, II tai III kuuluvasta maastosta
- Käytetään sileämmän maastoluokan tuuliparametreja tuulenpuoleisessa suunnassa.

Efektiiivisen maastoluokan valinta on esitetty kuvassa 25.



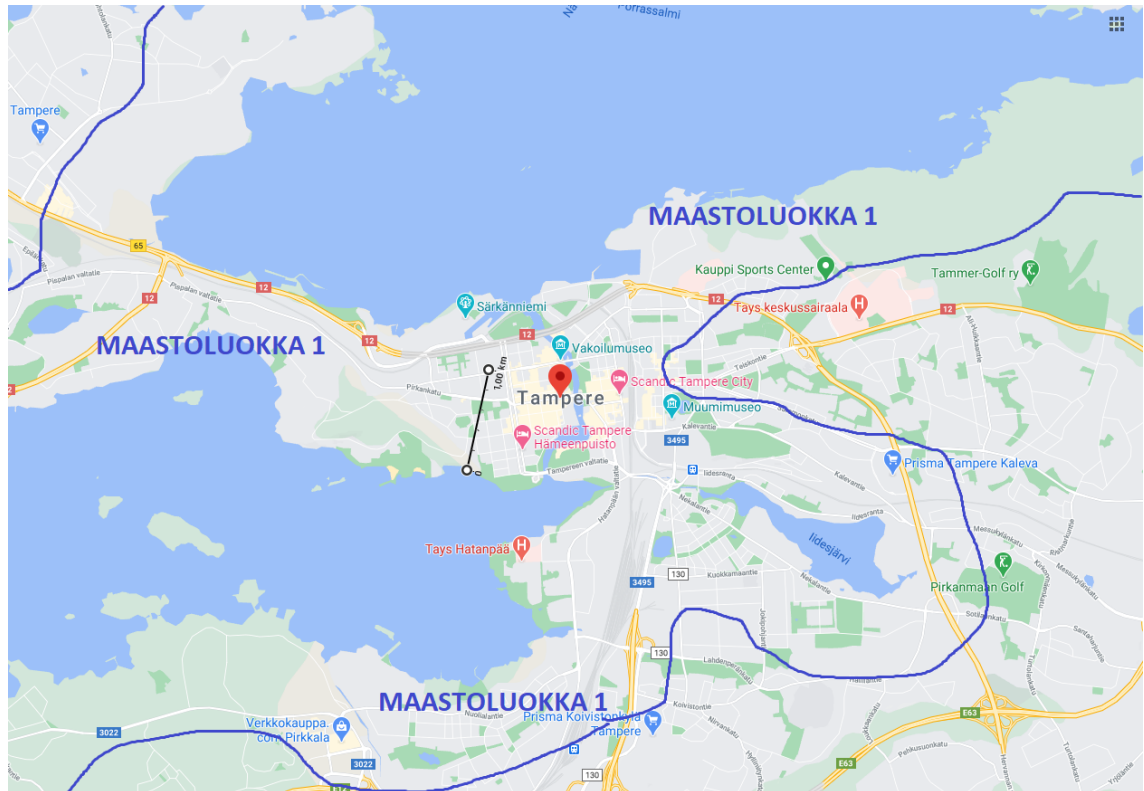
KUVA 25. Efektiiivisen maastoluokan valinta meren lähellä olevilla kaupunkialueilla. Kuvalähde: RIL 201-1-2017, Kuva 4.2S, s. 132.

Käytännössä tästä voidaan tehdä johtopäätös, että merenrannalla sijaitsevilla kaupungeilla käytetään maastoluokkaa 0, kun etäisyys meren rannasta on korkeintaan 2 kilometriä. Pääkaupunkiseudulla on paljon merenlahtia, jolloin 2 kilometrin etäisyys ulottuu yllättävän pitkälle (Kuva 26).



KUVA 26. Maastoluokka 0:n vaikutusalueen havainnekuva Helsingissä

Järven rannalla sijaitsevilla kaupungeilla käytetään maastoluokkaa 1, kun etäisyys järven rannasta on korkeintaan 1 kilometri. Esimerkiksi Tampere sijaitsee kahden ison järven (Näsijärvi ja Pyhäjärvi) välissä, jolloin 1 kilometrin etäisyys ulottuu yllättävän pitkälle. Lisäksi keskustan lähellä on lidesjärvi, jolloin 1 kilometrin etäisyys ulottuu entistä laajemmalle, jopa yllättävän pitkälle (kuva 27). On kuitenkin tulkinnanvaraista, pitääkö pienempi järvi (lidesjärvi) ulottaa mukaan tarkasteluun, ja missä raja menee.



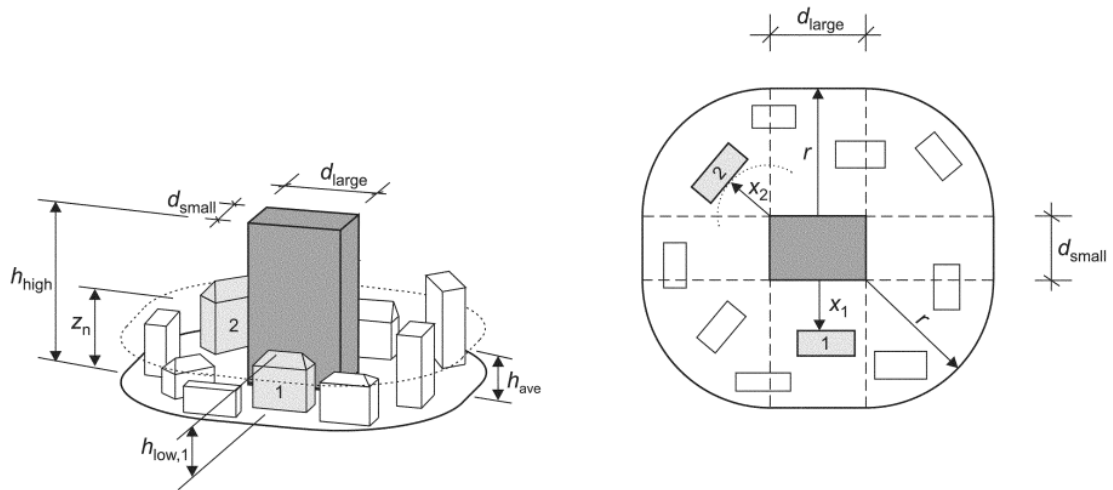
KUVA 27. Maastoluokka 1:n vaikutusalueen havainnekuva Tampereella

Jos rakennus ei sijaitse aivan meren tai järven rannassa, mutta kuitenkin edellä mainittujen 2 tai 1 kilometrin vyöhykkeen sisällä, olisi hyvä selvittää, voidaanko rakennuksen rungon kannalta merkityksettömille rakennusosille, kuten esimerkiksi parvekelasituksille, käyttää korkeampaa maastoluokkaa, josta saataisiin pienemmät tuulikuormat. Pienemmän tuulikuorman ansiosta lasi ei olisi tarpeettoman paksu, millä olisi vaikutusta kustannuksiin. Asia kannattaa käydä läpi tilaajan, ulkopuolisen tarkastajan ja rakennusvalvonnan kanssa.

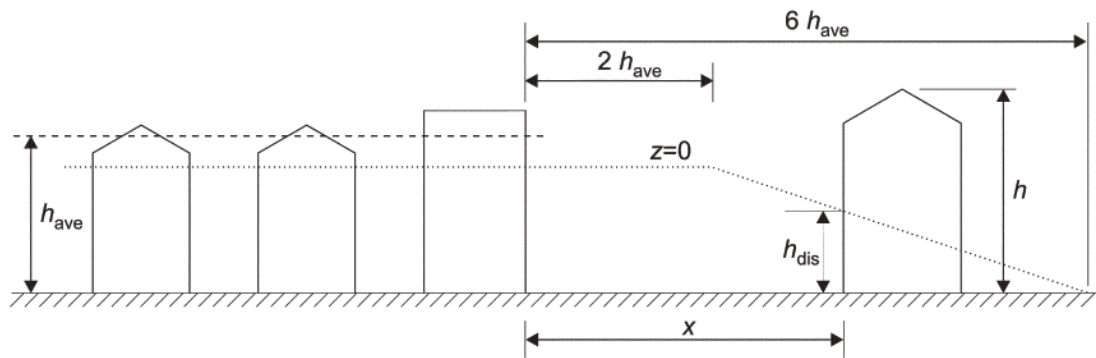
Pienet alueet (alle 10 % tarkasteltavasta alueesta), joiden rosoisuus poikkeaa muusta maastosta, voidaan jättää huomiotta (SFS EN-1991-1-4 + AC + A1, s. 160).

Standardi ja RIL:n kirja antavat myös ohjeet pinnanmuodoista, lähellä olevista rakennuksista (kuva 28) ja korkeussiirtymästä (kuva 29) riippuvaan tuulennopeuden muutokseen. Rinteiden ja mäkien tai kallioseinämien ja jyrkänteiden kohdalla tuulen nopeus muuttuu tuulenpuoleisesta ja tuulensuuntaisesta kaltevuudesta riippuen (kuva 30). Nämä on huomioitava tapauskohtaisesti, kun rakennus sijait-

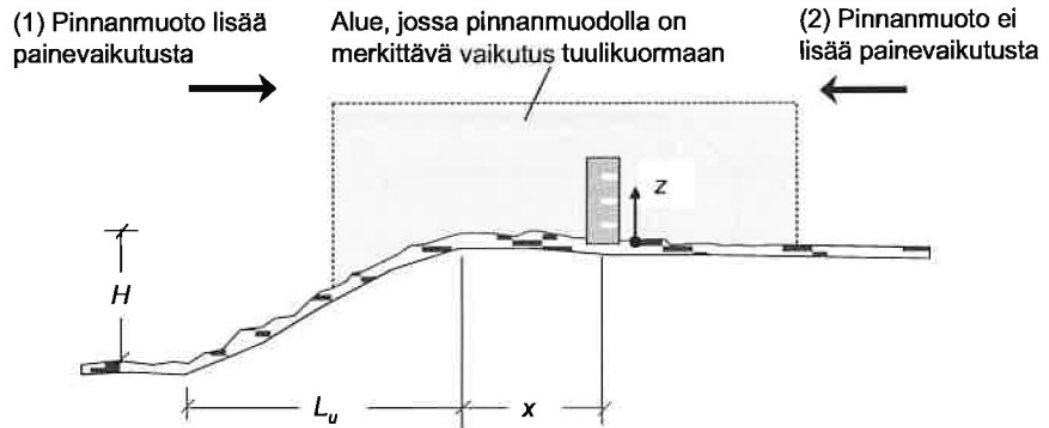
see epätasaisella pinnalla. Toisaalta suositetaan varmalla puolella olevaa menetelytapaa, jolloin näitä kaikkia ei välttämättä tarvitse selvittää, mutta niiden olemassaolo on hyvä tiedostaa.



KUVA 28. Korkean rakennuksen vaikutus erilaiseen lähellä olevaan rakenteseen. Kuvälähde: SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, kuva A.4, s. 174.

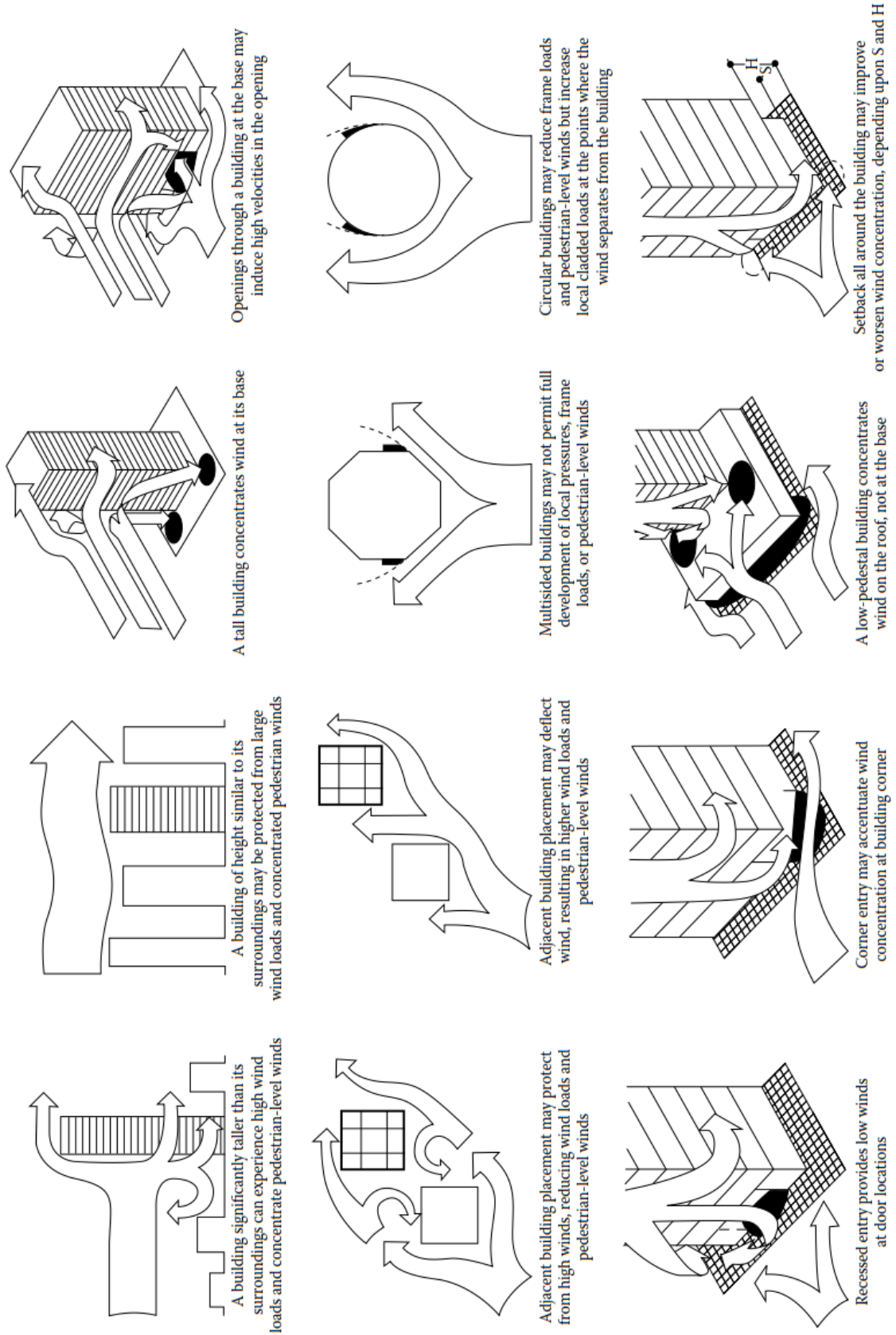


KUVA 29. Korkeussiirtymän huomiointi. Kuvälähde: SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, kuva A.5, s. 174.



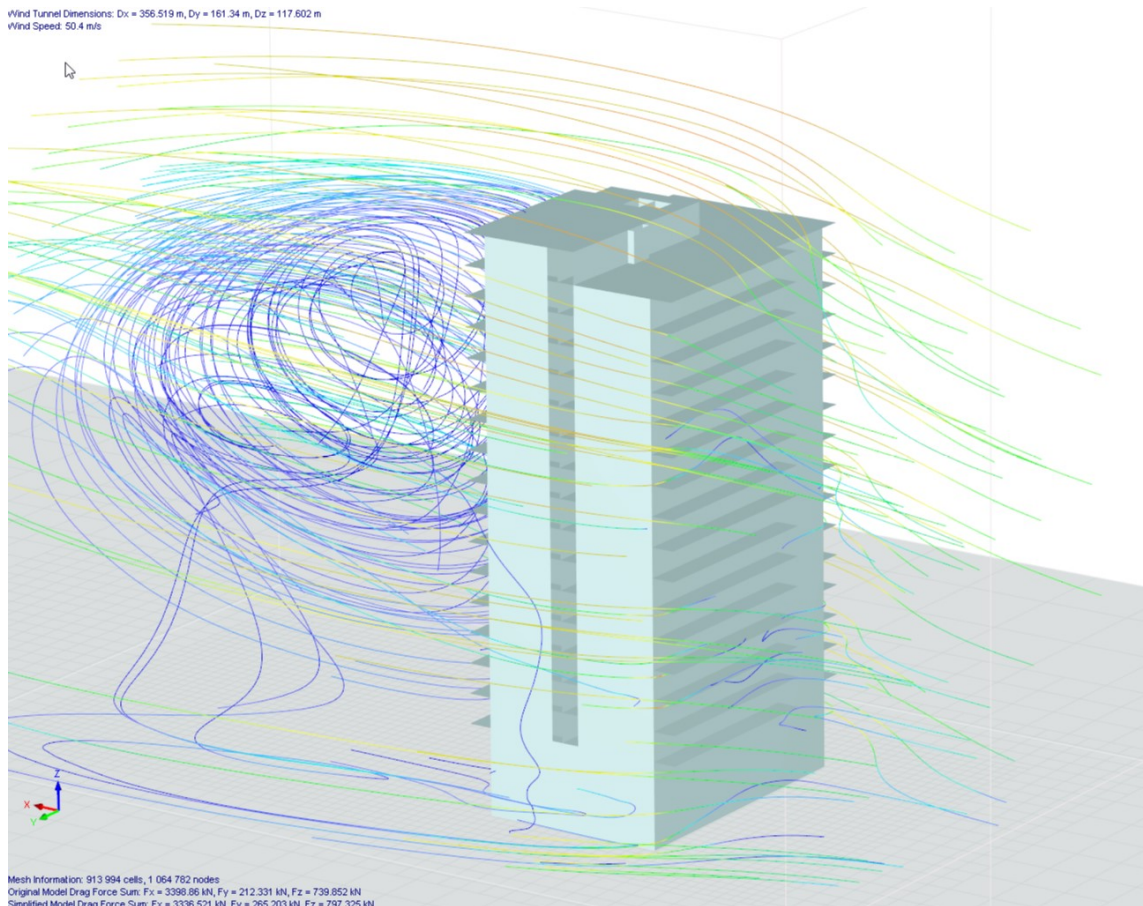
KUVA 30. Pinnan muodon vaikutus tuulen nopeuteen ja -paineeseen. Kuvalähde: RIL 201-1-2017, Kuva 9.1S, s. 173.

Tuulen virtaus talon ympärillä voi aiheuttaa monentyyppisiä ja moneen eri suuntaan olevia virtauksia. Taranathin kirjassa on havainnollisesti esitetty tuulenvirtausta rakennuksen ympärillä, ja sen monentyyppisiä vaikutuksia (kuva 31). Kun tuulikuorma osuu korkean talon seinään ja siitä tuulen suunta kääntyy alaosaan kohti, tuulen virtaus voi olla häiritsevää rakennuksen sisäänkäyntien lähellä kulkeville ja oleskeleville ihmisille. Häiritsevää tuulta voidaan hallita sisäänkäyntien läheisyydessä olevilla katoksilla. Nämä katokset täytyy luonnollisesti mitoittaa lumikuormalle sekä ylhäältä alaspäin kohdistuvalle tuulikuormalle, mitä ei välttämättä heti tulisi mieleen huomioida.



KUVA 31. Tuulen virtaus rakennuksen ympärillä. Kuvälähde: Taranath, Reinforced concrete Design of tall building, Figure 4.1, s. 254.

Tuulen virtausta voidaan tutkia havainnollisesti esimerkiksi Dlubalin RFEM:n RWIND-lisäosalla (kuva 32). RWIND näyttää tuulen virtauksen liikkuvina viivoina, joista pystyy helposti havainnoimaan paikat, joihin täytyy kiinnittää erityistä huomiota.



KUVA 32. Havainnekuva tuulen virtauksesta x-suuntaan (oikealta vasemmalle) RFEM:n RWIND-lisäosalla.

3.6.7 Tuulitunnelikokeet

Helsingin kaupungin Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018:n mukaan tehdään tarvittaessa tuulitunnelikokeet. Tuulitunnelikokeet on tehtävä riittävän aikaisin. Tuulisuusselvitys on tehtävä viimeistään rakennuslupavaiheessa. Rakennesuunnittelija esittää ja perustelee tuulitunnelikokeiden tarpeellisuuden projekti-kohtaisesti. Valintaperusteissa esitetään seuraavat asiat:

- Rakennuksen muodon vaikutus
- Rakennuksen dynaamisten ominaisuuksien vaikutus
- Ympäristön vaikutus (viereiset rakennukset, tunnelointivaikutus yms.)

Eurokoodin SFS-EN 1991-1-4 kohdassa 1.5 *Kokeellinen mitoitus*, kerrotaan seuraavasti:

Laskentojen lisäksi voidaan kuormia ja vastetta koskevan tiedon lähteinä käyttää tuulitunnelikokeita ja luotettavaksi osoitettuja numeraalisia menetelmiä, asianmukaisia rakennemalleja ja luonnossa esiintyvän tuulen malleja käyttäen. Kuormaa ja vastetta koskevan tiedon ja maastoparametriarvojen lähteinä voidaan käyttää täysimittakaavaisten kokeiden tuloksia.

Eurokoodin SFS-EN 1991-1-4 kohdassa 6.3.3. *Virtausvanan aiheuttama värähtely*, kerrotaan seuraavasti:

Kun hoikkia rakennuksia ($h/d > 4$) on peräkkäin tai ryhmässä, niin lähekkäisten rakenteiden jäljessä olevaan virtausvanaan syntyvä turbulenssin lisäyksen vaikutus otetaan huomioon. Virtausvanan aiheuttaman värähtelyn vaikutukset voidaan katsoa merkityksettömiksi, jos ainakin yksi seuraavasti ehdoista toteutuu: Kahden rakennuksen välinen etäisyys on suurempi kuin 25 kertaa tuulenpuolella olevan rakennuksen tuuleen nähden poikittainen mitta. Tai suojanpuolella olevan rakennuksen ominaistajuus on yli 1 Hz.

Jos näistä kumpikaan ehto ei toteudu, on suositeltavaa teettää tuulitunnelikokeet tai hankkia asiantuntijalausunto (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1, s. 54).

Suomessa tuulitunnelikokeiden teettäminen ei ole arkipäivää, mutta yleistymään päin. Kalasataman REDI:n tornitalojen tuulitunnelikokeet on tehnyt kanadalainen RWDI, joka on erikoistunut tuulitunnelikokeisiin (Väyrynen, 2020).

Yleisesti tuulitunnelikokeista saatavat kokonaistuulikuormat ovat tyypillisesti pienemmät kuin suunnittelunormeihin perustuvat kuormat, koska tuulitunnelikokeissa huomioidaan ympäröivien rakennusten vaikutukset ja paikalliset tuuliolosuhteet eri suunnista. Tuulitunnelikokeista on suunnittelua varten hyötyjä, joita ovat esimerkiksi tuulikuormien tarkka jakautuminen huomioituna ympäröiviin rakennuksiin sekä vaikutus ympäröiviin rakennuksiin, ennusteet tuulen aiheuttamista liikkeistä rakennukselle ja arvio tuulisuudesta rakennuksen ympärillä, josta saatetaan havaita rakennuksen maantasossa oleskelualueilla olevat epämukavat tuulikuormat, joita voidaan hallita esimerkiksi katoksilla. (Väyrynen, 2020).

Tuulitunnelikokeiden testausmenetelmiä ei tässä käsitellä. Testausmenetelmistä löytyy laadukasta tietoa suomeksi jo aiemmin viitatuista Janne Väyrysen YAMK-opinnäytetyöstä ja Petri Kortelaisen DI-työstä.

Yhteenvedona voi päätellä, että tuulitunnelikokeita ei ole tarpeen teettää alle 30-kerroksisille rakennuksille, ellei sijainnin tuulisuuden tai rakennuksen muodon kannalta ole kyseessä poikkeuksellinen ratkaisu. Tuulitunnelikoe antaa todennäköisesti eurokoodia pienemmät kokonaistuulivoimat. Mutta tässä tulee kysymyksen, että pitääkö tuulitunnelikokeet tehdä uudestaan, kun kaupunki ympärillä muuttuu, ja miten siihen pystytään varautumaan rakennuksen rungolla?

Toisaalta, jos tuulitunnelikokeessa selviää epämukava tuulisuus rakennuksen maantason oleskelualueilla, voidaan suunnitteluvaiheessa asiaa hallita joko rakennuksen muodolla tai katoksilla. Tämän tyyppinen ongelma on varmasti mukavampaa huomata jo luonnossuunnitteluvaiheessa tuulitunnelikokeissa eikä vasta sitten, kun rakennus on valmis. Noin 30-kerroksinen rakennus alkaa olemaan n. 100 metriä korkeudeltaan, jolloin on syytä teettää tuulitunnelikokeet.

3.6.8 Luonnonkuormien korotus yli 50 vuoden käyttöiälle

Yleisimpiä huomioitavia luonnonkuormia ovat tuuli- ja lumikuormat. Lisäksi luonnonkuormiin luetaan jääkuormat sekä ulkoilman lämpötilan vaihtelusta aiheutuvat kuormat. (Ympäristöministeriö, Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet 2016, kohta 2.8).

Suomen rakentamismääräyskokoelman Rakenteiden lujuus ja vakaus, Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet 2016, kohdan 2.8 mukaisesti:

Kuormien ominaisarvot on normaalisti määritetty 50 vuoden toistumisaikaa vastaavina arvoina. Ellei tarkempia selvityksiä esitetä, voidaan kuormien ominaisarvon katsoa riippuvan suunnitellusta käyttöiästä siten, että suunnittelun käyttöiän ollessa yli 50 vuotta kuormien ominaisarvoja korotetaan 10 prosentilla ja suunnitellun käyttöiän ollessa yli 100 vuotta kuormien ominaisarvoja korotetaan 20 prosentilla.

Luonnonkuormien korotuskertoimet eri suunnittelukäyttöiän mukaisesti on esitetty taulukossa 2.

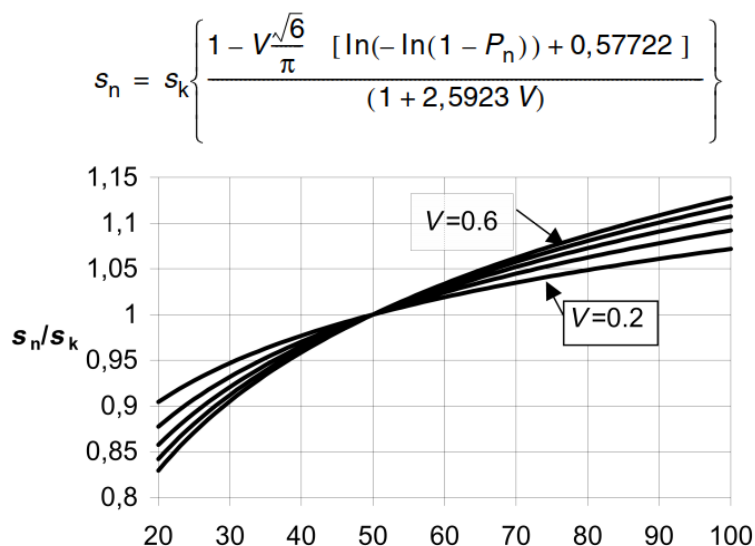
TAULUKKO 2. Luonnonkuormien korotuskertoimet

Suunniteltu käyttöikä	korotuskerroin
50 v	1,0
100 v	1,1
200 v	1,2

Yleensä korkealle rakennukselle määritellään suunnitelluksi käyttöiäksi 100 vuotta, jolloin tuuli- ja lumikuormille käytetään korotuskerrointa 1,1. Tuulikuormien korotuksen vaikutus on merkittävä, mutta lumikuorman korotuksen vaikutus on kokonaisuuden kannalta vähäinen, mutta yläpohja- ja vesikattorakenteiden kannalta merkittävä.

Eurokoodissa on myös esitetty omat kertoimet tai laskutavat, joilla luonnonkuormia kerrotaan käyttöiän mukaisesti.

Eurokoodissa SFS-EN 1991-1-3 + AC on lumikuormille opastava Liite D *Maanpinnan lumikuorman mukauttaminen toistumisvälin mukaan*. Kuvassa 33 on esitetty eurokoodin mukainen lauseke sekä siitä muodostettu graafinen esitys maanpinnan lumikuorman mukauttamisesta toistumisvälin mukaan.



KUVA 33. Maanpinnan lumikuorman mukauttaminen toistumisvälin mukaan. Lauseke sekä graafinen esitys. (SFS-EN 1991-1-3 + AC, s. 80)

Kun tutkii käyrästä (kuva 33) 100 vuoden toistumisväliä, ja käyttää variaatiokerrointa 0,3...0,4, pääsee hyvin rakentamismääräyskokoelman mukaiseen 1,1-kertoimeen 100 vuodelle. Eurokoodin mukaan asianomainen kansallinen viranomainen voi antaa variaatiokerrointa koskevia tietoja tai määrittellä muun jakaumafunktion. Tosin käytännössä oletettavasti viranomaisten tietämys variaatiokertoimesta ja jakaumafunktiosta on varsin vähäinen, ja todennäköisesti he viittaisivat mieluummin rakentamismääräyskokoelman mukaisiin kertoimiin.

Eurokoodien mukaisissa tuulikuormissa toistumisväli huomioidaan todennäköisyyskertoimella c_{prob} . Tuulen 10 minuutin keskiarvo, jonka vuotuinen ylittymistodennäköisyys on p , määritellään kertomalla tuulennopeuden perusarvo v_b todennäköisyyskertoimella c_{prob} , joka lasketaan kaavalla:

$$c_{prop} = \left(\frac{1 - K \times \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \times \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (6)$$

missä

K = muotoparametri (riippuu ääriarvojakautuman variaatiokertoimesta)

n = eksponentti

Arvot K ja n voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositusarvot ovat $K = 0,2$ ja $n = 0,5$.

Kun kaavaan 6 sijoitetaan suositusarvot $K = 0,2$ ja $n = 0,5$, sekä p -kertoimeksi valitaan 0,01 (ylitys kerran 100 vuoteen), saadaan laskentakaavasta $c_{prob} = 1,04$.

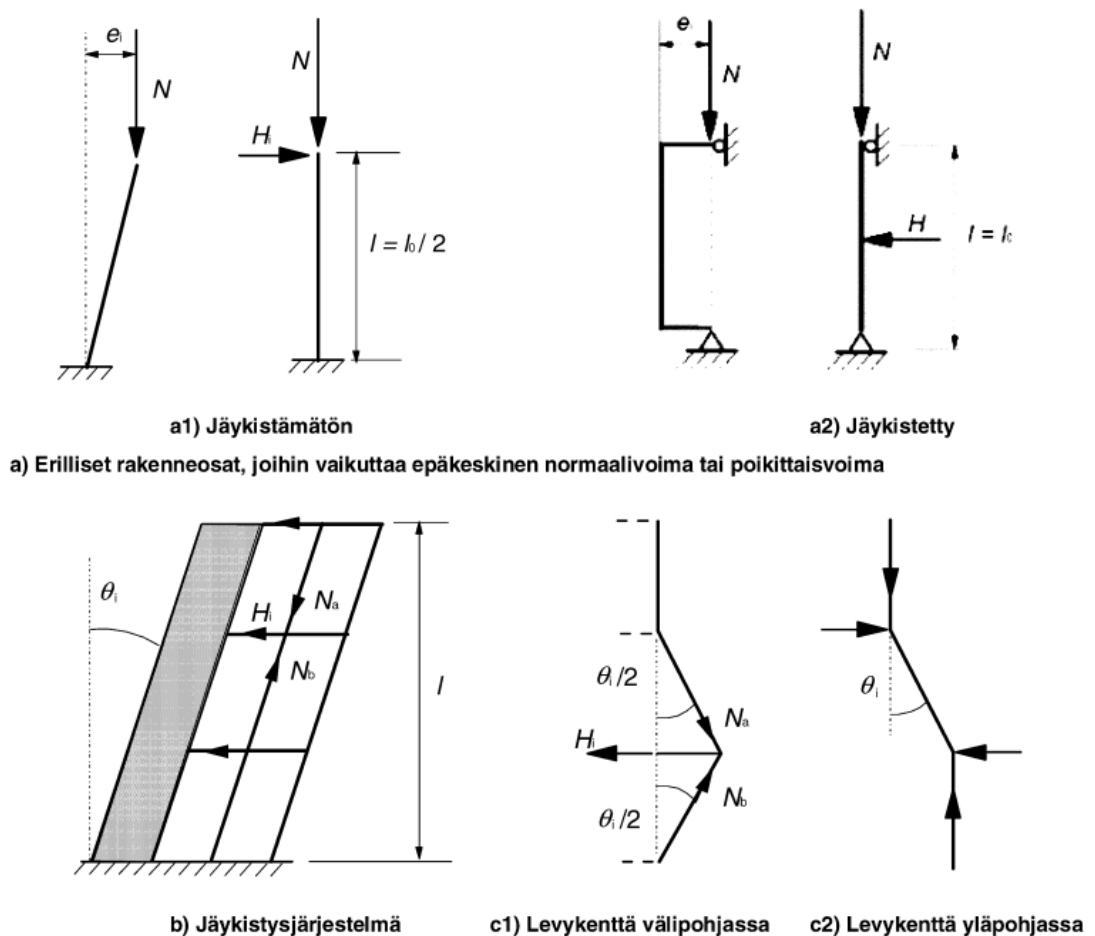
Kun p -kertoimeksi valitaan 0,005 (ylitys kerran 200 vuoteen), saadaan laskentakaavasta $c_{prob} = 1,08$.

Käsitykseni mukaan aiemmin mainittuja Ympäristöministeriön rakentamismääräyskokoelman ohjeen mukaisia korotuksia yli 50 vuoden käyttöiälle ja eurokoodin mukaisia kertoimia ei tarvitse eikä kuulu käyttää samaan aikaan. Yhteenvedon voi todeta, että Ympäristöministeriön rakentamismääräyskokoelman ohjeen mukaiset korotuskertoimet (taulukko 2) ovat yksinkertaisempia kuin eurokoodin kaavat, ja samalla myös varmalla puolella. Joten vahva suositus on, että käytetään mieluiten rakentamismääräyskokoelman ohjeen mukaisia korotuskertoimia yli 50 vuoden käyttöiälle (taulukko 2).

3.6.9 Lisävaakavoimat

Lisävaakavoimat ovat teoreettisia kuormia, jotka mallintavat rakennuksen mittaepätarkkuuksia. Käytännössä siis lisävaakavoimilla huomioidaan, että rakennus ei ole täysin pystysuora. Rakennus saatetaan rakentaa toleranssien mukaisesti hieman vinoon. Elementit saatetaan asentaa vinoon tai ne voivat olla alun perin epätarkkoja. Käytännössä nykyisillä mittalaitteistoilla kerrostaloa korjataan kerros kerrokselta oikeaan paikkaan, joten todennäköisesti lisävaakavoimaa ei muodostu niin paljoa kuin sitä normien mukaan lasketaan. Toisaalta myös mittalaitteissa tai niiden käytössä voi tulla virhettä.

Lisävaakavoimien huomioimisesta on asiaa kirjassa RIL 201-1-2017 kappaleessa 6.5S *Lisävaakavoimat* sivuilla 78-79 sekä eurokoodissa EN 1992-1-1 kohdassa 5.2. *Mittaepätarkkuudet*. Mittaepätarkkuuksien vaikutuksia on havainnollistettu kuvassa 34.



KUVA 34. Esimerkkejä mittaepätarkkuuksien vaikutuksesta. Kuvalähde: SFS EN 1992-1-1 + AC, kuva 5.1.

RIL 201-1-2017 (s. 78) mukaisesti:

Ellei tarkempia tarkasteluja suoriteta tai käytetä normaaleja tiukempia toleranssivaatimuksia, oletetaan pystyrakenteiden saavan [seuraavien kaavojen mukaiset] lisävaakavoimat H_{at} ja H_{dl} .

$$H_{at} = \frac{N_d}{150} \quad (7)$$

$$H_{dl} = \frac{b}{l} \times \frac{N_d}{150} \geq \frac{N_d}{250} \quad (8)$$

missä

H_{at} = lyhyen suunnan lisävaakavoima

H_{dl} = pitkän suunnan lisävaakavoima

N_d = kyseisen lisävaakavoiman aiheuttavan pystykuorman laskenta-arvo

b = rakennuksen leveys

l = rakennuksen pituus

Oman kokemuksen mukaan korkeissa rakennuksissa lisävaakavoima kannattaa laskea sellaisenaan RIL:n ohjeen ja eurokoodin mukaisesti ja vain erikoistapauksissa miettiä, pitäisikö tarkempia tarkasteluita suorittaa tai käyttää normaaleja tiukempia toleranssivaatimuksia. Lisävaakavoimien resultantti on kuitenkin yleensä huomattavasti pienempi kuin tuulikuorman resultantti, jolloin lisävaakavoiman suuruuden optimointi ei ole järkevää. Tiukemmat toleranssivaatimukset aiheuttavat myös työmaalle toteutukseen tarkempia tarkastuksia.

Lisävaakavoiman suuruus riippuu pystysuorien kuormien suuruudesta. Lisävaakavoima lasketaan pysyvälle kuormalle ja hyötykuormalle tietyllä suuruudella. Lisävaakavoiman suuruus on 1/150 rakennuksen lyhyempään suuntaan ja 1/150...250 pidempään suuntaan riippuen rakennuksen leveyden ja pituuden suhteesta (RIL 201-1-2017, s. 79). Jos haluaa yksinkertaistaa varmalle puolelle, voi käyttää 1/150-arvoa molempiin suuntiin. Yleensä rakennuksen pidempään suuntaan jäykistys on helpommin saavutettavissa, joten yksinkertaistus ei yleensä aiheuta raskaampia rakenteita.

X- ja Y-suuntaisten lisävaakavoimien ei oleteta vaikuttavat samanaikaisesti. Lisävaakavoiman oletetaan jakautuvan jäykistäville rakenteille niiden jäykkyyksien suhteessa, kuten muutkin jäykistävät voimat jakautuvat. (RIL 201-1-2017, s. 79)

FEM-laskentamalleihin lisävaakavoima annetaan suunnissa X+, X-, Y+, Y-. Toinen vaihtoehto on antaa lisävaakavoima vain esim. X+ ja Y+ suuntaan, mutta huomioida kuormayhdistelyissä lisäksi miinusmerkinä. Lisävaakavoiman voi antaa joko sivusuuntaisena pinta-alakuormana jokaiselle ala-, väli- ja yläpohjalle tai viivakuormana jokaiselle ala-, väli- ja yläpohjan reunalle kerroksittain. Mielestäni sivusuuntainen pinta-alakuorma on selkeämpi ja vastaa myös paremmin todellisuutta. Tärkeintä on kuitenkin varmistaa, että kuorma on laskentamallissa ja sen vaikutus ja suuruus pystytään tarkistamaan.

3.6.10 Seuraamusluokka, luotettavuusluokka ja K_{fi} -kerroin

Seuraamusluokat määritellään standardissa SFS-EN 1990. CC3-seuraamusluokkaa kuvataan standardissa seuraavasti: *Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen suhteen.* (SFS EN 1990 + A1 + AC, s.136). Kuvassa 35 on esitetty CC3 seuraamusluokan kuvaus sekä esimerkkejä kyseisen luokan rakennuksista ja rakenteista.

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko 1) jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> • yli 8-kerroksiset 2) asuin-, konttori- ja liikerakennukset • konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot • raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet kuten esim. suuret mastot ja tornit Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä

KUVA 35. Seuraamusluokka CC3. Kuvalähde: Elementtisuunnittelu.fi

Kaikki yli 8-kerroksiset rakennukset (kellarit mukaan luettuna) kuuluvat seuraamusluokkaan CC3. Näin ollen korkea rakennus kuuluu aina CC3 seuraamusluokkaan. Luotettavuusluokka RC3 vastaa seuraamusluokkaa CC3. Luotettavuusluokka RC3 määrittelee kuormien lisäkertoimen $K_{fi} = 1,1$. (RIL 201-1-2017, s. 55)

Kuormakerrointa K_{fi} ei voida korvata lisätyllä laadunvalvonnalla tai muulla tavalla (RIL 201-1-2017, s. 55).

Laskettaessa staattista tasapainoa, tulee huomioida myös kuormitustapaus, jossa tasapainoa parantavat edulliset pysyvät kuormat (G_k) kerrotaan kertoimella 0,9 ja silloin K_{fi} -kerrointa ei käytetä.

Korkeissa rakennuksissa onnettomuustilanteessa seuraamusluokat jaetaan alaluokkiin CC3a tai CC3b. CC3a-alaluokkaan kuuluvat 9–15-kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut 9–15-kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset; kerrosten lukumäärään luetaan kellari-kerrokset mukaan. CC3b-alaluokkaan kuuluvat yli 15-kerroksiset rakennukset, kuten myös konserttitalit, urheiluhallit, katsomot, raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset, joissa on suuri joukko ihmisiä sekä erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan. (RIL 201-4-2017, s. 34...35).

CC3b -alaluokka on vaativin luokka, ja merkitystä on erityisesti rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistamisen huomioimisessa. Menettelytapoja rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistamiseksi on standardissa SFS-EN 1991-1-7 ja kansallisessa liitteessä. Lisäksi RIL 201-4-2017 Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa -kirjassa on ohjeita kyseisen asian huomioimiseen. Vaurionsietokykyä käsitellään tarkemmin kappaleessa *4.14 Rakenteiden vaurionsietokyky ja jatkuva sortuma*.

3.6.11 Kuormitusyhdistelmät

SFS-EN 1990 mukaisesti murtorajatilat ja käyttörajatilat tulee käsitellä erikseen. Kaikki ihmisten turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat tulee luokitella murtorajatiloina (SFS EN-1990 + A1 + AC, s. 52).

Käyttörajatiloissa tarkastetaan seuraavat asiat (SFS EN-1990 + A1 + AC, s. 54):

- Siirtymät, jotka vaikuttavat ulkonäköön, käyttäjien mukavuuteen tai rakenteen toimivuuteen.
- Värähtelyt, jotka saavat ihmiset tuntemaan olonsa epämukavaksi tai rajoittavat rakenteen kelpoisuutta käyttötarkoituksessaan.
- Vauriot, jotka vaikuttavat kielteisesti ulkonäköön, säilyvyyteen tai rakenteen toimivuuteen.

Seuraavat murtorajatilat yhdistelmät ovat RIL 201-1-2017 (s. 38 – 39) mukaisia. Huomioihin ja selostuksiin on poimittu oleelliset asiat.

Murtorajatilat yhdistelmät ovat:

- a) Rakennuksen tai rakenteen (jäykkä kappale) staattinen tasapaino (EQU / Sarja A):

$$1,1K_{FI} \times \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

Huomiot ja selostukset:

- Käytetään, kun lasketaan rakenteen staattista tasapainoa. Esim. rakennuksen kokonaisjäykistys.
- Tasapainoa heikentävät epäedulliset pysyvät kuormat (G_k) kerrottuna kertoimella 1,1 K_{FI}
- Tasapainoa parantavat edulliset pysyvät kuormat (G_k) kerrottuna kertoimella 0,9 (Huom. ei kerrointa K_{FI})
- ψ = yhdistelykerroin (ks. taulukko A1.1(FI))
- P = esijännitysvoimat, jos sellaisia on
- $Q_{k,1}$ = määräävä muuttuva kuorma
- $Q_{k,i}$ = muut samanaikaiset muuttuvat kuormat

b) Rakenteen tai rakenneosien kestävyys ja geotekninen kantavuus (STR, Sarja B):

$$1,15K_{FI} \times \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (10)$$

kuitenkin vähintään:

$$1,35K_{FI} \times \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad (11)$$

Huomiot ja selostukset:

- Käytetään rakenteiden mitoituksessa sekä mitoitettaessa rakenneosien kestävyyttä, kun mitoitukseen vaikuttavat geotekniset kuormat ja maapohjan kantavuus.
- Epäedullisen vaikutuksen aiheuttavat pysyvät kuormat (G_k) kerrottuna kertoimella 1,15 K_{FI}
- Edullisen vaikutuksen aiheuttavat pysyvät kuormat (G_k) kerrottuna kertoimella 0,9 (Huom. ei kerrointa K_{FI})
- ψ = yhdistelykerroin (ks. taulukko A1.1(FI))
- P = esijännitysvoimat, jos sellaisia on
- $Q_{k,1}$ = määräävä muuttuva kuorma
- $Q_{k,i}$ = muut samanaikaiset muuttuvat kuormat

c) Geotekninen kantavuus (GEO/Sarja C):

$${}_{0,9}^{1,0K_{FI}} \times \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,3K_{FI} Q_{k,1} + 1,3K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (12)$$

Huomiot ja selostukset:

- Geosuunnittelijan käytössä. Käytetään luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa.
- Epäedullisen vaikutuksen aiheuttavat pysyvät kuormat (G_k) kerrottuna kertoimella 1,0 K_{FI}
- Edullisen vaikutuksen aiheuttavat pysyvät kuormat (G_k) kerrottuna kertoimella 0,9
- P = esijännitysvoimat, jos sellaisia on
- $Q_{k,1}$ = määräävä muuttuva kuorma
- $Q_{k,i}$ = muut samanaikaiset muuttuvat kuormat

d) Onnettomuustilanne

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (13)$$

kun pääasiallinen kuorma ($Q_{k,1}$) on lumi, jää- tai tuulikuorma

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \Psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (14)$$

kun pääasiallinen kuorma ($Q_{k,1}$) on muu kuin lumi, jää- tai tuulikuorma

Huomiot ja selostukset:

- Käytetään onnettomuustilanteen mitoituksessa
- ψ = yhdistelykerroin (ks. taulukko A1.1(FI))
- P = esijännitysvoimat, jos sellaisia on

- A_d = onnettomuuskuorma
- $Q_{k,1}$ = määräävä muuttuva kuorma
- $Q_{k,i}$ = muut samanaikaiset muuttuvat kuormat

Seuraavat käyttörajatilan yhdistelmät ovat RIL 201-1-2017 (s. 41 – 42) mukaisia. Huomioihin ja selostuksiin on poimittu oleelliset asiat.

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät ovat:

a) Ominaisyhdistelmä

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (15)$$

Huomiot ja selostukset:

- Ominaisyhdistelmää käytetään yleensä palautumattomille rajatiloille
- Palautumaton rajatila = rajatila, jossa kaikki käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävät kuormien vaikutukset eivät palaudu, kun kuormat poistetaan (esim. halkeillut poikkileikkaus, muurattujen seinien halkeilu).

b) Tavallinen yhdistelmä

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (16)$$

Huomiot ja selostukset:

- Tavallista yhdistelmää käytetään tavallisesti palautuville rajatiloille
- Palautuva rajatila = käyttörajatila, jossa jokainen käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävä kuormien vaikutus palautuu, kun kuormat poistetaan

c) Pitkäaikaisyhdistelmä

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (17)$$

Huomiot ja selostukset:

- Pitkäaikaisyhdistelmää käytetään tavallisesti pitkäaikaisvaikutuksille ja rakenteen ulkonäön kannalta.

3.6.12 Korkeiden rakennusten erikoiskuormat

Erikoiskuormina voidaan pitää harvinaisempia kuormia, joita ei tavanomaisessa rakennuksessa ole. Erikoiskuormat on aina selvitettävä tapauskohtaisesti. Lähtökohtaisesti tilaaja esittää kuormat, mutta rakennesuunnittelijan on hyvä olla ohjaamassa tilaajaa ja myös esittää huomioitavia asioita.

Erikoiskuormia ovat esimerkiksi torninosturin jalustan sijoittaminen rakennuksen välipohjalle, helikopterin laskeutumisalusta katolle, työnaikaiset massiiviset valukuormat ja torninosturin vaakatuenta rakennuksen runkoon.

Massiivisien valettavien kuormansiirtorakenteiden valukuormat on huomioitava jo luonnossuunnitteluvaiheessa. Teräsbetonisella 1000 mm paksulla kuormansiirtolaatalla on valukuormaa 25 kN/m^2 . Kyseinen kuorma on huomioitava alapuolisille välipohjille lisäkuormana. Jos alapuolella on useita välipohjia, on mahdollista jakaa kuormaa usealle välipohjalle. Joka tapauksessa alapuolisen välipohjan lujuudenkehitys on huomioitava. Vaihtoehtoisesti kuorma välitetään maapohjaan asti.

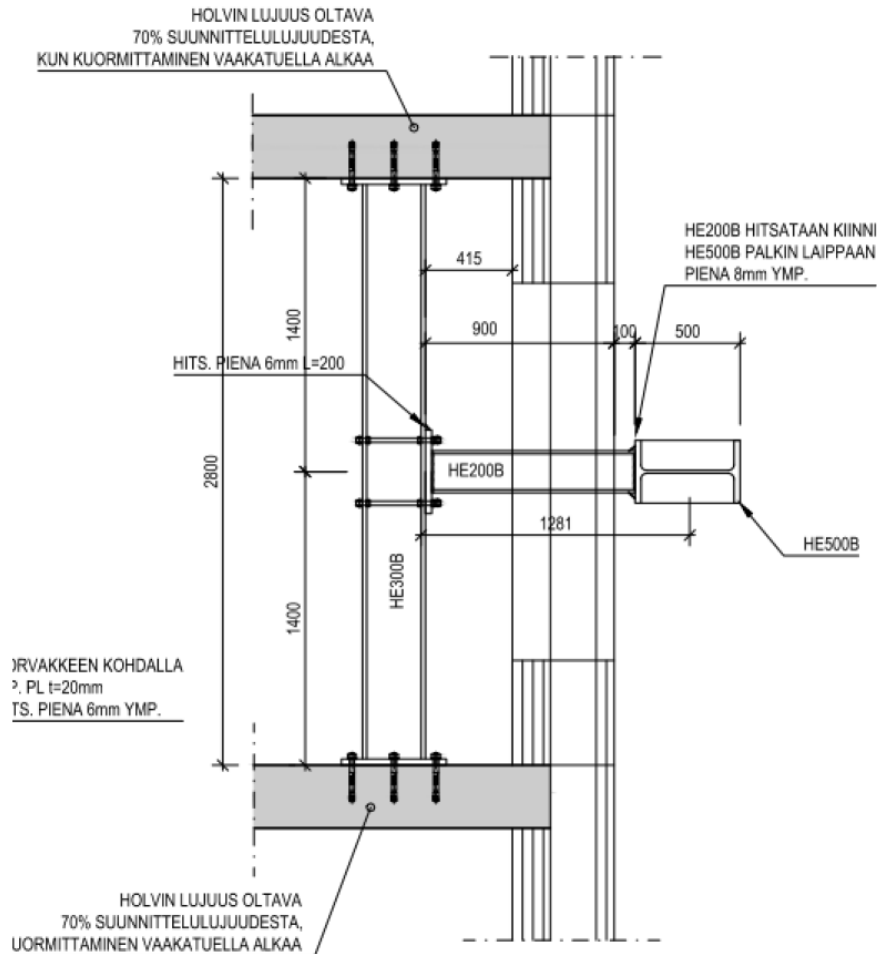
Työn aikainen erikoiskuorma on myös torninosturin vaakatuenta rakennuksen runkoon. Korkean rakennuksen nosturin periaatteet on hyvä käydä läpi työmaan, rakennesuunnittelijan ja nosturitoimittajan kanssa heti luonnossuunnitteluvaiheessa.

Riittävän korkeassa rakennuksessa täytyy käyttää torninosturia, joka on niin korkea, että se täytyy tukea rakennuksen runkoon (kuva 36). Nosturivalmistaja Liebherrin esitteitä selaamalla saavutetun nostokorkeuden raja on noin 53 metrissä

ilman välituenta, mikä tarkoittaa noin 16-kerroksista rakennusta. Nostokorkeuden raja riippuu myös tietysti torninosturin valitusta tarkasta mallista. Havaintojen perusteella 17-kerroksinen rakennus on mahdollista rakentaa torninosturilla, joka ei tukeudu rakennuksen runkoon. Tästä esimerkkinä toimii 17-kerroksinen asuinrakennus Tampereen Wallesmanni, joka valmistui vuonna 2020 Kansiareenan viereen. Mutta esimerkiksi vuonna 2018 valmistuneessa 21-kerroksisessa Tampereen korkeimmassa asuinkerrostalossa Luminaryssa torninosturi tuettiin vähän puolen välin yläpuolelta rakennuksen runkoon (kuva 37).



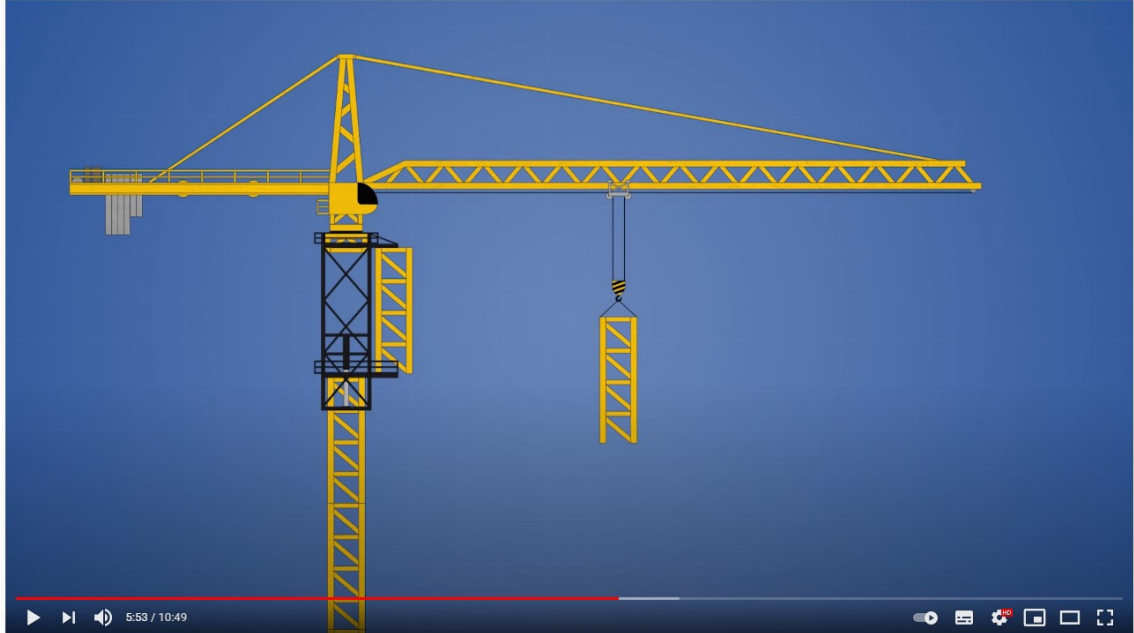
KUVA 36. Torninosturin rungon tuentaperiaate (Liebherr)



KUVA 37. Torninosturin rungon välituenta rakennuksen runkoon (Sami Moisio)

Torninosturin välituenta asettaa tiettyjä haasteita työmaalle. Torninosturia ei voida välitukea ennen kuin rakennuksen runko on saavuttanut kyseisen tason. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että täytyy kasata ensin matalampi nosturi, jota täytyy korottaa. Yleensä torninosturin yläosaa ei ole järkevää purkaa pelkästään korotuksen takia, vaan on kustannustehokkaampaa käyttää torninosturin rungon ympärillä kiipeävää välipalikkaa (eng. climbing frame). Kiipeävä runko toimii käytännössä niin, että rungossa on kiipeävä välipalikka, joka pystyy hydraulisesti nostamaan itseään, jolloin torninosturi pystyy itse nostamaan väliin rungon lisäpalikan. Kiipeävä välipalikka on yhdeltä sivulta avoin, mikä mahdollistaa rungon lisäpalikan asentamisen. Torninosturi on oltava tasapainossa, kun korotusta tehdään. Tätä säädellään ottamalla lisätaakka koukkuun ja säätämällä koukun etäisyys siten, että momentti on nolla korotuksen kohdalla. Kun rungon lisäpalikka on kiinnitetty pulteilla, voidaan nosto ja lisäpalikan asennus toistaa (kuva 38 ja 39).

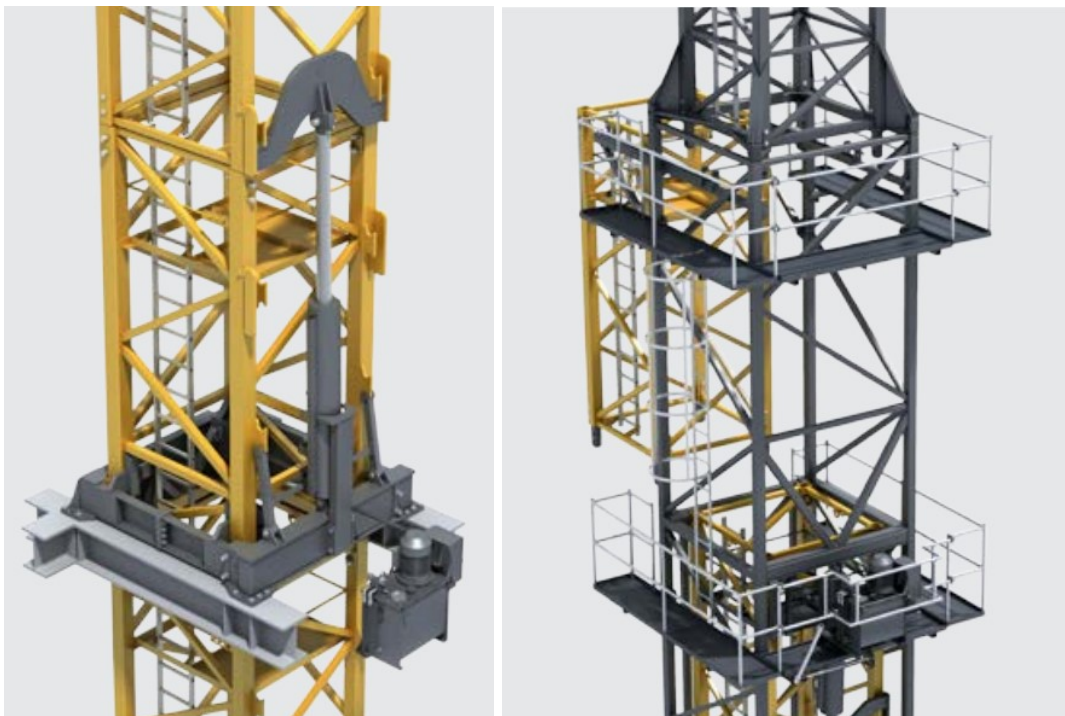
Esimerkiksi Youtubesta löytyy havainnollisia videoita torninosturin kiipeävästä rungosta. Hyvänä esimerkkinä kanavan *Art of Engineering* julkaisema video *How Tower Cranes Build Themselves* (kuva 38).



#Cranes #Construction #ArtOfEngineering
How Tower Cranes Build Themselves
2 792 493 katselukertaa • 30.4.2020

👍 35 T. 💬 1,3 T. ➔ JAA 📌 TALLENNA ...

KUVA 38. Torninosturin kiipeävän rungon periaate. Kuvalähde: Youtube / Art of Engineering



KUVA 39. Torninosturin kiipeävän rungon periaate. Kuvalähde: Liebherr

4 KORKEAN RAKENTAMISEN LUONNOSSUUNNITTELU

4.1 Korkean rakentamisen luonnossuunnitteluprosessi

Luonnossuunnittelun lopputuloksena on tarkoitus saada rakenteiden periaatteet kuntoon, jotta toteutusvaiheen suunnitelmien jälkeen, rakentamisen aikana ja valmistumisen jälkeen, rakennus on rakenteiltaan luja ja vakaa. Rakennuksen tulee täyttää kantavien rakenteiden lujuuden ja vakauden vaatimukset.

Rakennesuunnittelussa, erityisesti korkeassa rakentamisessa, on tärkeää, että luonnossuunnitteluvaihe saadaan mahdollisimman tehokkaaksi ja laadukkaaksi. Tehokkuudella tarkoitetaan, että keskitytään oikeisiin asioihin ja tehdään niihin liittyvät päätökset niin, että lopputulos on laadukas.

Luonnossuunnitteluvaiheessa tehdyt valinnat vaikuttavat koko rakennesuunnitteluprosessin ajan. Liikaa ei voi korostaa luonnossuunnitteluvaiheen tärkeyttä. Rakennesuunnittelun luonnossuunnitteluvaiheessa täytyy saada selvitettyä toimiviksi useita varsinaisen rakennesuunnittelun kannalta merkittäviä asioita, kuten jäykistävät rakenteet, pystyrakenteiden sopivat jännitykset ja vaakarakenteiden toteutuskelpoisuus, vaikka varsinaiset toteutussuunnitelmat tehdään vasta myöhemmin.

Luonnossuunnittelun haasteet ovat nopeasti ja paljon muuttuvat asiakokonaisuudet, joita ovat esimerkiksi tilaajan vaatimukset sekä arkkitehtipohjat. Yleensä alkuvaiheessa päätettävillä asioilla on mahdollisesti pitkäketjuiset syy-seuraussuhteet.

4.2 Rakennuksen hoikkuusarvo

Heti suunnittelun alkuvaiheessa on syytä selvittää rakennuksen hoikkuusarvo (kaava 18 ja kuva 40). FIB Tall Buildings -julkaisun mukaisesti hoikkuusarvo (eng. Slenderness Ratio) saadaan laskemalla rakennuksen kokonaiskorkeuden suhde runkoleveyteen.

$$SR = \frac{h}{b} \quad (18)$$

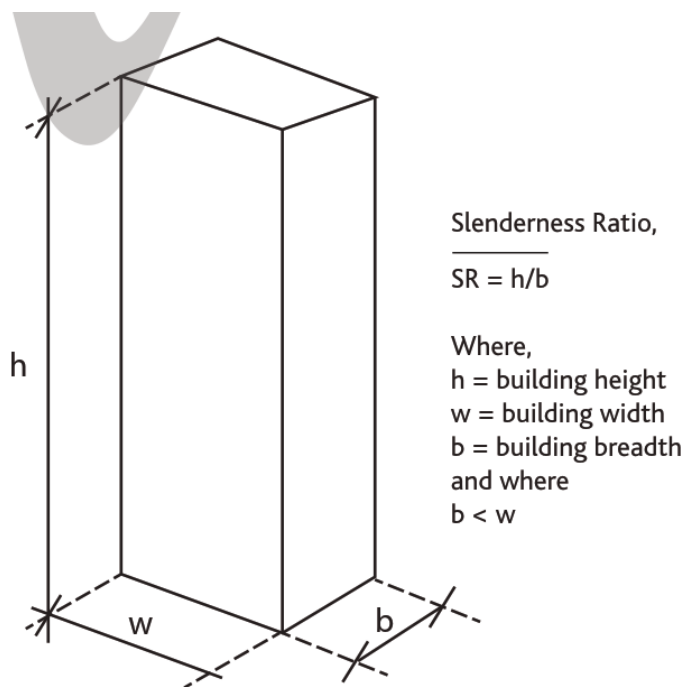
jossa

h = rakennuksen korkeus

w = rakennuksen pituus

b = rakennuksen runkoleveys (= lyhyempi sivumitta)

ja $b < w$



KUVA 40. Rakennuksen hoikkuusarvo. Kuvalähde: FIB Tall Buildings, Figure 2.1, s. 4.

FIB:n Tall Buildings -julkaisun mukaan hoikkuusarvo 6 tai vähemmän on yleensä mahdollista toteuttaa, kun taas hoikkuusarvo 8 tai enemmän on yleensä sellainen, että rakennuksen rakenteellinen järjestelmä toimii vaativammin ja dynaaminen käyttäytyminen tulee määrääväksi rakenteiden valinnan kannalta.

New York Cityssä rakennetaan parhaillaan Steinway Toweria (kuva 41), joka sijaitsee Central Parkin vieressä osoitteessa 111 West 57th Street. Rakentaminen on aloitettu 2014 ja valmista pitäisi olla vuonna 2021. Rakennus on 84-kerroksinen, ja sen korkeus on 435 metriä ja runkoleveys vain 18,3 metriä, joten hoikkusarvo on 24:1. (Wikipedia, 111 West 57th Street).



KUVA 41. Steinway Tower. Kuvälähde: Youtube / Mega World / Steinway Tower - 111 West 57th Street | 2019 April Update | World's Thinnest Building

Hoikkusarvo 24 on täysin poikkeuksellinen. Pilvenpiirtäjää pidetään yleensä hoikkana, kun hoikkusarvo on 10:1 tai 12:1 (Wikipedia, Slenderness ratio).

Vertailun vuoksi alla on taulukoituna joitakin esimerkkejä A-Insinöörien suunnitelmista korkean rakennuksen määritelmiin kuuluvista rakennuksista ja niiden hoikkusarvoja (taulukko 3). Taulukossa rakennuksen korkeus on alimmasta (kellarin) lattiasta vesikaton räystäälle. Korkeus olisi parempi mitata perustusten alapinnasta vesikaton räystäälle, mikä olisi rakenteellisesti kuvaavampi. Toisaalta alustavan hoikkusluvun laskenta kannattaa tehdä heti alussa, jolloin perustustasot eivät ole kovin tarkasti vielä tiedossa. Perustamisolosuhteista riippuen alimmasta (kellarin) lattiasta perustusten alapintaan on yleensä 1...2 metriä. Runkoleveys on rakennuksen lyhyempi sivumitta, ja se on mitattu kantavan sisäkuoren eristeen puoleisesta pinnasta toiselle puolelle vastaavaan pintaan.

Tämän mitan voidaan katsoa olevan rakenteellisesti toimivaa aluetta. Kun rakennuksessa on sisäänvetoja tai viistoja reunoja, on runkoleveyden mitaksi asetettu keskimääräinen mitta. Parvekkeita ei ole huomioitu, koska ne toimivat omina rakenteinaan eivätkä jäykistä rakennusta. Taulukossa K tarkoittaa kellarikerrosta ja I tarkoittaa IV-konehuonetta, saunaosastoa tai muuta vastaavaa ylintä kerrosta, jos sellainen on. Korkeassa rakennuksessa IV-konehuoneen pinta-ala on merkittävä, joten se on syytä laskea korkeuteen mukaan, koska sillä on iso tuulipinta-ala.

TAULUKKO 3. Rakennusten hoikkuusarvoja

Rakennus	Kerros-luku	Korkeus	Runkoleveys	Hoikkuus-arvo
Tähtitorni	12	40,0 m	18,0 m	2,2
Vitriini	12+I	40,5 m	13,5 m	3,0
Veturi	K+12	43,3 m	17,4 m	2,5
Ylärima	K+12	45,3 m	11,2 m	4,0
Herrainrinne	14+I	48,5 m	15,3 m	3,2
Kanavamestari	14+I	48,7 m	14,6 m	3,3
Runoratsunkatu 17	16	52,8 m	21,4 m	2,5
Kirjuri	K+16	53,5 m	16,1 m	3,3
Espantorni	K+16	55,0 m	19,1 m	2,9
Matroonankatu T2	18+I	58,8 m	19,6 m	3,0
Mäntylänhuippu	K+16+I	58,9 m	19,3 m	3,1
Wallesmanni	2*K+17	62,6 m	16,0 m	3,9
Luminary	2*K+21	73,1 m	19,0 m	3,8

Taulukossa on korostettu hoikkuusarvon pienin ja suurin arvo. Taulukosta havaitaan, että hoikkuusarvo on yleensä 2,2...4,0 välillä. Erot ovat jopa yllättävän suuria, vaikka kaikki vertailun rakennukset ovat asuinkerrostaloja. Kun hoikkuusluku nousee 1,5-kertaiseksi, alkaa sillä olemaan merkittävä vaikutus rakennuksen rungon toimintaan. Mielenkiintoinen havainto on, että kellari+12-kerroksinen Ylärima on hoikkuusarvoltaan suurin, vaikka onkin korkeudeltaan korkean rakentamisen määrittelyn alapäässä.

4.3 Kokonaisjäykistys

Jäykistyksen periaatteiden teoriaa on kerrottu aiemmin kappaleessa *3.1 Jäykistyksen periaatteet*. Tässä luvussa keskitytään käytännön luonnossuunnittelutehtäviin ja alustavaan laskentaan.

Kokonaisjäykistys on korkeassa rakentamisessa huomioitava tarkemmin kuin matalammissa rakennuksissa. Luonnossuunnitteluvaiheessa päätetään kantavat seinälinjat, jotka toimivat myös jäykistykselle. On selvitettävä, tarvitaanko myös muuta rakennetta, joka toimii pelkästään jäykistykselle.

Periaatteena yleensä korkeissa kerrostaloissa on, että välipohjat toimivat jäykkinä levyinä ja ne siirtävät jäykistävät voimat jäykistäville pystyrakenteille niiden jäykkyyksien suhteessa.

Alustavassa jäykistysuunnittelussa on huomioitava:

- Riittävä jäykkyys
- Jäykistysjärjestelmän symmetrisyys
- Tuleeko kiertymää?
 - Jos tulee, siitä seuraa lisärasituksia jäykisteisiin
- Liikuntasauvojen tarve ja vaikutus
- Jäykistäville pystyrakenteille tulevan pystykuorman riittävyys
 - Tavoitteena ettei rakenteeseen muodostu vetoa
 - Jos muodostuu vetoa, miten veto ankkuroidaan?

(Lähde: Elementtisuunnittelu.fi, jäykistysjärjestelmät)

Elementtisuunnittelu.fi -sivustolla on esitetty laskentakaava (kaava 19), jolla jäykkyyden riittävyyttä voidaan arvioida:

$$\sum EI \geq \frac{q^* \times h^3}{8} + \frac{Ph^2}{3} \quad (19)$$

jossa

$$q^* = B \times q$$

h = rakennuksen korkeus [m]

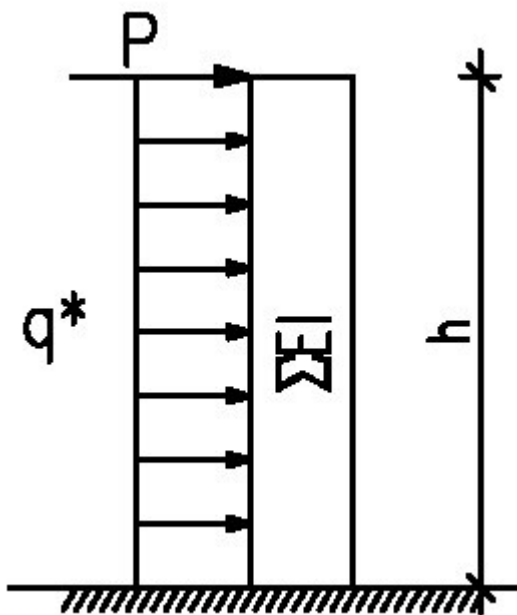
P = pistekuorma rakennuksen yläreunassa käyttörajatilassa [kN]

B = rakennuksen leveys laskentasuuntaa vasten kohtisuorassa [m]

q = rakennukseen vaikuttava vaakakuorma käyttörajatilassa, sisältäen tuulen ja lisävaakavoiman [kN/m²]

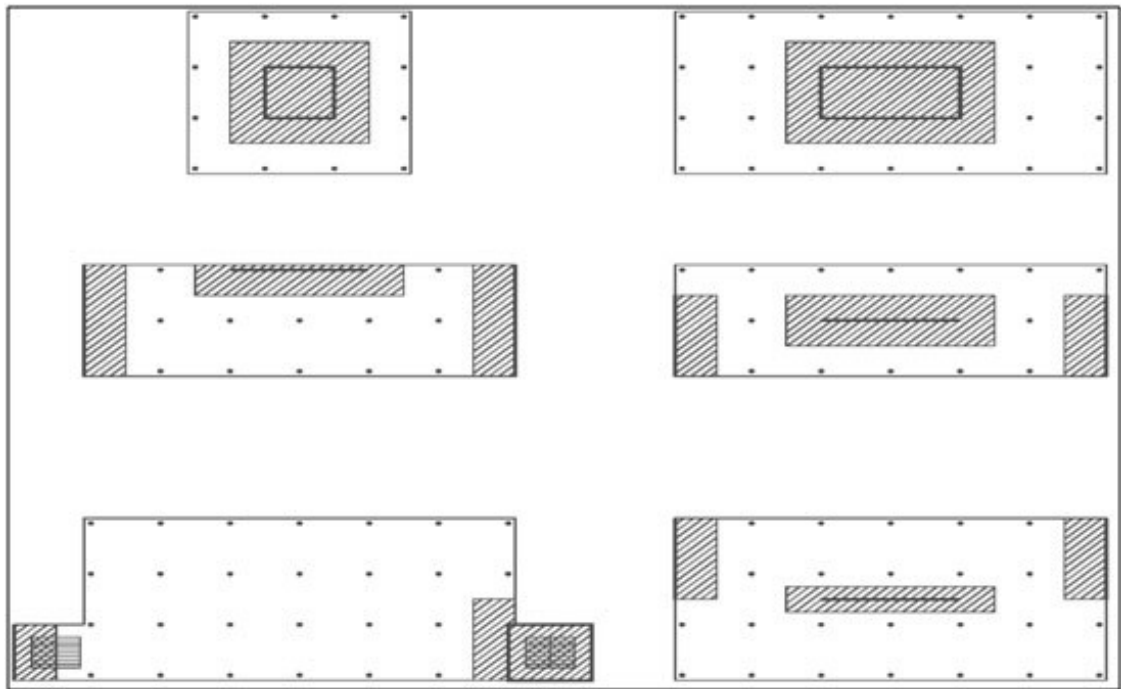
$\sum EI$ = tarkasteltavassa suunnassa toimivien jäykistysrakenteiden taivutusjäykkyyksien summa [MN/m²]

Merkinnät on selitetty kuvassa 42.



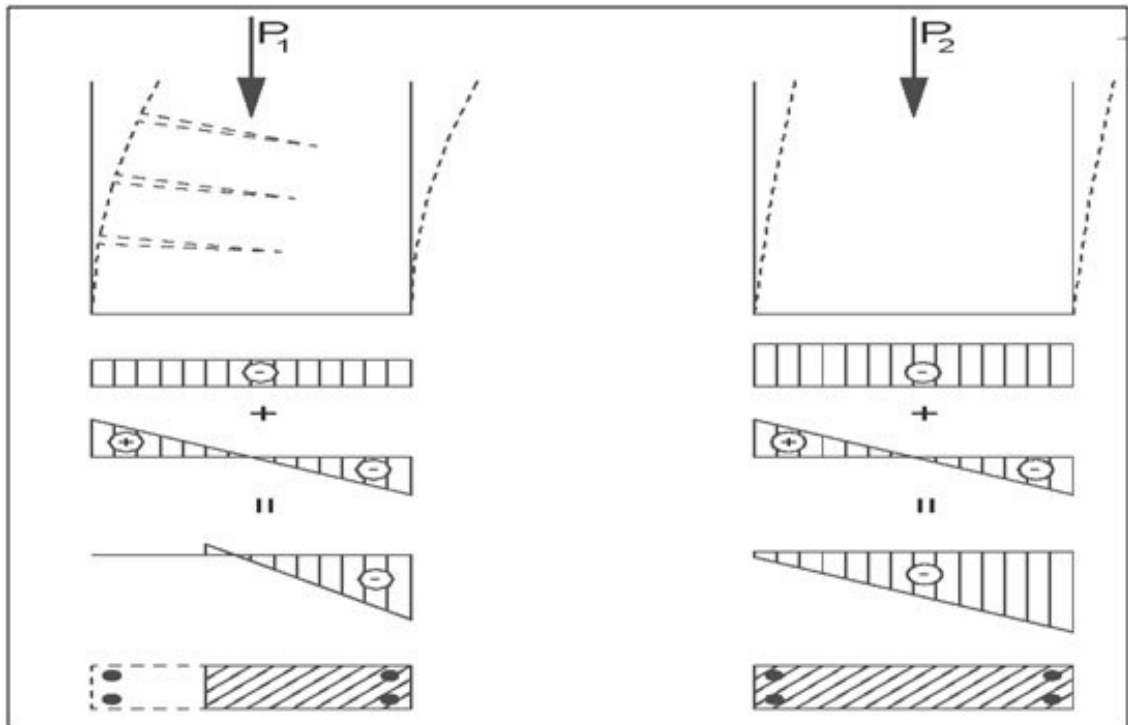
KUVA 42: Alustavan jäykistyslaskennan merkinnät (Elementtisuunnittelu.fi)

Jäykistävälle pystyrakenteelle tulevan pystykuorman suuruusluokan pystyy laskemaan kerroksittain helposti kuormitusleveyden perusteella (kuva 43).



KUVA 43. Jäykistysrakenteiden saamia kuormitusleveyksiä (Elementtisuunnittelu.fi)

Jäykistäville pystyrakenteille on tultava riittävästi pystykuormaa, jotta pystykuorma kumoaa vaakavoimista tulevat vetojännitykset kuvan 44 oikean puoleisen rakenteen mukaisesti. Tavoite on pitää rakenne puristettuna. Betonirakenteilla betonin suuri oma paino lisää pystykuormaa, mikä helpottaa rakenteiden puristettuna pysymistä, kuten myös jäykistävien seinien suuri määrä.



KUVA 44. Pystykuorman vaikutus rakenteen jännityksiin (Elementtisuunnittelu.fi)

Jotta pystykuormaa saadaan riittävästi, jäykistyksen kannalta on selkeintä, että kantavat ja jäykistävät linjat menevät alhaalta ylös asti, jolloin pystykuormaa on mahdollisimman paljon. Jos jäykistävät rakenteet eivät ole linjassa keskenään, on myös mahdollista siirtää jäykistäviä voimia välipohjalla vaakasuunnassa. Tällöin on huomioitava vaakarakenteen vaakakuorman siirtokapasiteetti, sekä linjasta poikkeavan seinän huomattavasti pienempi pystykuorma, jolloin seinään muodostuu helposti vetorasituksia.

Jos jäykistäville seinille ei saada riittävästi pystykuormaa, rakenne menee vedolle kuvan 44 vasemman puoleisen rakenteen mukaisesti, jolloin voi esiintyä myös halkeilua.

Jos rakenne menee vedolle, vetovoimat täytyy ankkuroida perustustasolle ja siitä eteenpäin maa- tai kallioperään asti. Vetovoimien ankkurointia perustuksissa käsitellään tarkemmin kappaleessa *4.7.5 Vetovoimien ankkurointi perustustasolla*.

Rakennuksen rungon jäykistys on suunniteltava erityisen huolellisesti niiltä osin, kun joku seuraavista asioista esiintyy:

- Rakennuksen vääntökeskiön ja painopisteen välillä on paljon etäisyyttä (rungon vääntö)
- Rakennuksen rungon taivutusjäykkyys pystysuunnassa vaihtelee (muutoskohdat kriittisiä)
- Rakennuksen alakerrosten jäykkyys perustuu pienempään määrään jäykistysosia kuin talon ylempien kerrosten jäykkyys (pysäköintikerrokset, liiketilakerrokset)
- Rakennuksen jäykistyksessä on sekaisin kuiluja ja mastoseiniä sekä jäykistyspukkeja
- Rakennuksen lohkot eivät ole stabiliteetiltaan täysin itsenäisiä
- Liikuntasaumojen rakenteet ja toimivuus lopullisessa rakennuskohteessa
- Rakennuksen välipohjilta puuttuu kyky siirtää erisuuntaisia leikkausvoimia

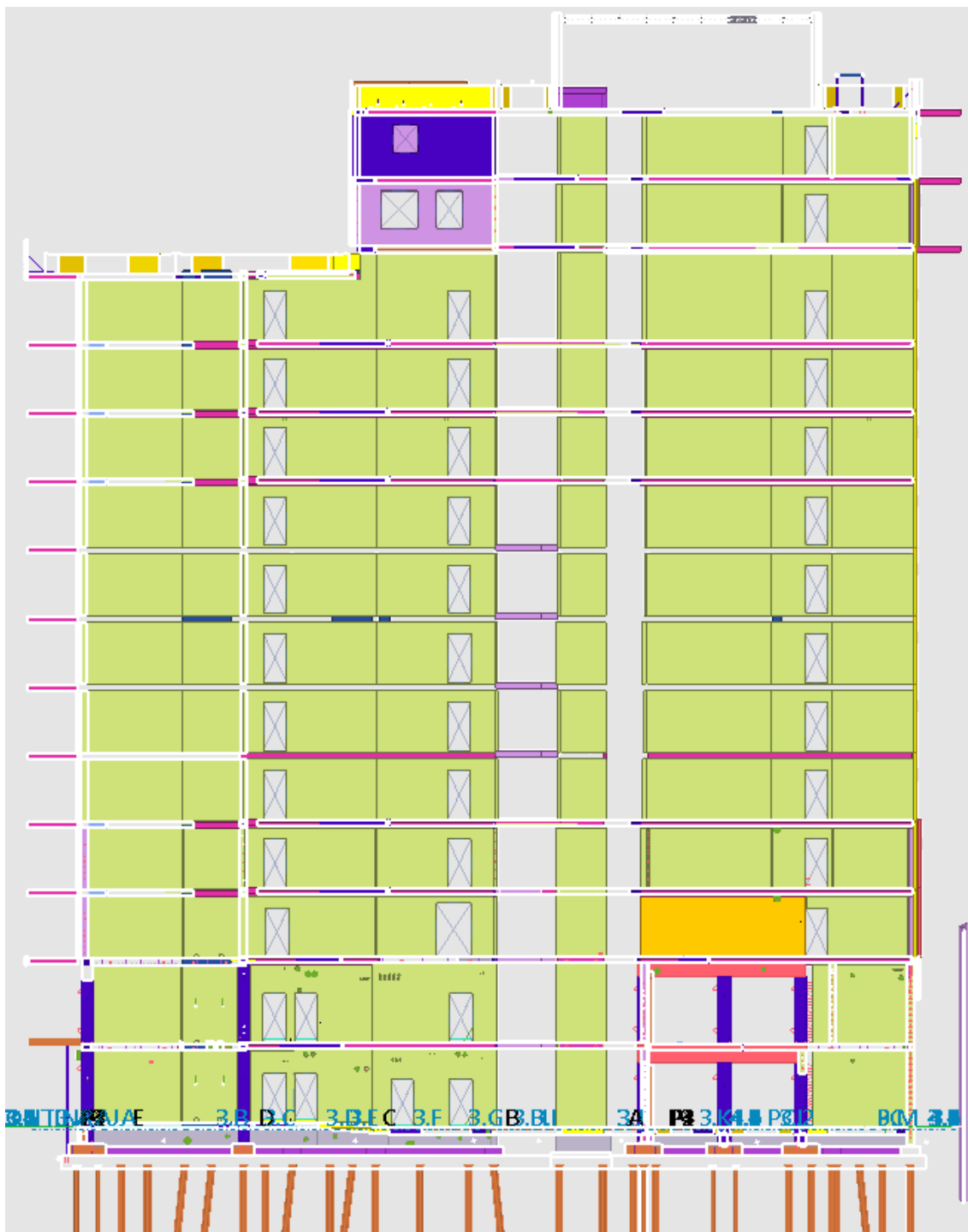
(Lähde: RIL 201-4-2017, s. 51)

4.4 Kuormalinjojen suunnittelu

Kuormalinjojen suunnittelu on aivan olennainen osa rakennesuunnittelun luonnossuunnittelua. Kuormalinjojen suunnittelu kannattaa aloittaa heti alussa tarkastelemalla arkkitehdin IFC-mallia, ja kommentoida tärkeimpiä linjoja kuntoon.

Lähtökohtaisesti kannattaa pyrkiä suunnittelemaan kantava linja mahdollisimman suorana alhaalta ylöspäin, mikä on rakennesuunnittelijalle yksinkertaisin ratkaisu ja tarkoittaa samalla kustannustehokkaimpia ratkaisuja tilaajalle. Kuvassa 45 on esitetty 14-kerroksisen rakennuksen rakenneleikkaus käytävän seinälinjalta. Kuvasta havaitaan, että asuntojen ovet ovat mukavasti samalla linjalla. Kahdessa alimmassa kerroksessa on enemmän ovia, mutta silti alhaalle asti on selkeät kuormalinjat. Oikeassa reunassa 2.-3. kerroksen välillä on epäjatkuvuus, mikä on

hoidettu seinämäisellä palkilla (kuvassa tumman keltaisella), joka tukeutuu paikallavalupalkin (kuvassa punaisella) välityksellä runkopilareihin (kuvassa sinisellä). Kuormat menevät lopulta paaluille (kuvassa oranssilla).



KUVA 45. Rakennuksen käytävän seinälinjan havainnekuva

On tärkeää huomata, että kuormalinjoihin ja aukotuksiin pystyy vaikuttamaan merkittävästi luonnossuunnittelussa, ja monesti myös niin, ettei rakennuksen arkkitehtuurinen ilme kärsi juurikaan. Kuvassa 46 on esitetty vertailukuva Tampereen Luminaryn julkisivusta etelään. Vasemmalla on esitetty arkkitehdin alkuperäinen havainnekuva ja oikealla lopullinen tilanne.



KUVA 46. Luminaryn julkisivu etelään. Vasemmalla alkuperäinen havainnekuva (kuvalähde: BST-arkkitehdit) ja oikealla toteutettu rakennus.

Vertailukuvasta (kuva 46) kannattaa huomata, että rakennuksen ilme on pysynyt melko samankaltaisena havainnekuvista lopulliseen toteutukseen. Mutta tarkemmin rakennesuunnittelijan silmin katsellessa kuvia, havaitsee havainnekuvas-
 olevan useita kohtia, joissa kuormalinja loppuu kesken (valkoisessa osassa 6.-7.krs välillä, valkoisessa osassa 14.-15.krs välillä ja mustassa osassa 14.-15.krs välillä). Lopullisessa toteutetussa versiossa ikkunoiden sijainneissa on edelleen

heittelyä, mutta julkisivusta löytyy selkeät pystykuormalinjat. Tavallinen kansalainen tuskin huomaa pystykuormalinjoja, mutta rakennesuunnittelun kannalta ne ovat ehdottoman tärkeitä. Jos pystykuormalinjoja ei löydy, yleensä ikkunapalkin kantavuus loppuu kesken hyvin äkkiä ja täytyy tehdä massiivisempi kuormansiirtorakenne. Yleensä tämä vaatii kyseiseen kerrokseen korkeampaa kerroskorkeutta, jolla olisi myös vaikutusta rakennuksen korkeuteen. Korkeampi kerroskorkeus aiheuttaa myös työmaalle lisäkustannuksia.

Kuormalinjoissa yksinkertaisimmat ratkaisut ovat yleensä parhaita ja niihin kannattaa pyrkiä. Mutta on selvää, että yksinkertaisia ratkaisuja ei ole saatavilla joka paikkaan. Tällöin tarvitaan kuormien siirtorakenteita epäjatkuvuuksien kohdalla, josta lisää seuraavassa kappaleessa.

4.5 Kuormien siirtorakenteet epäjatkuvuuksien kohdalla

Kuormansiirtorakenteita on tarvittu aina myös matalammissa taloissa, mutta korkeissa rakennuksissa kuormansiirtorakenteet korostuvat, koska kuormat ovat isompia.

Yleisiä kuormansiirtorakenteita ovat seinämäiset palkit, kuormansiirtolaatat, matalapalkit, jännitetyt matalapalkit, ulokkeelliset kuormansiirtorakenteet ja lippupalkit. (Nieminen, 2020)

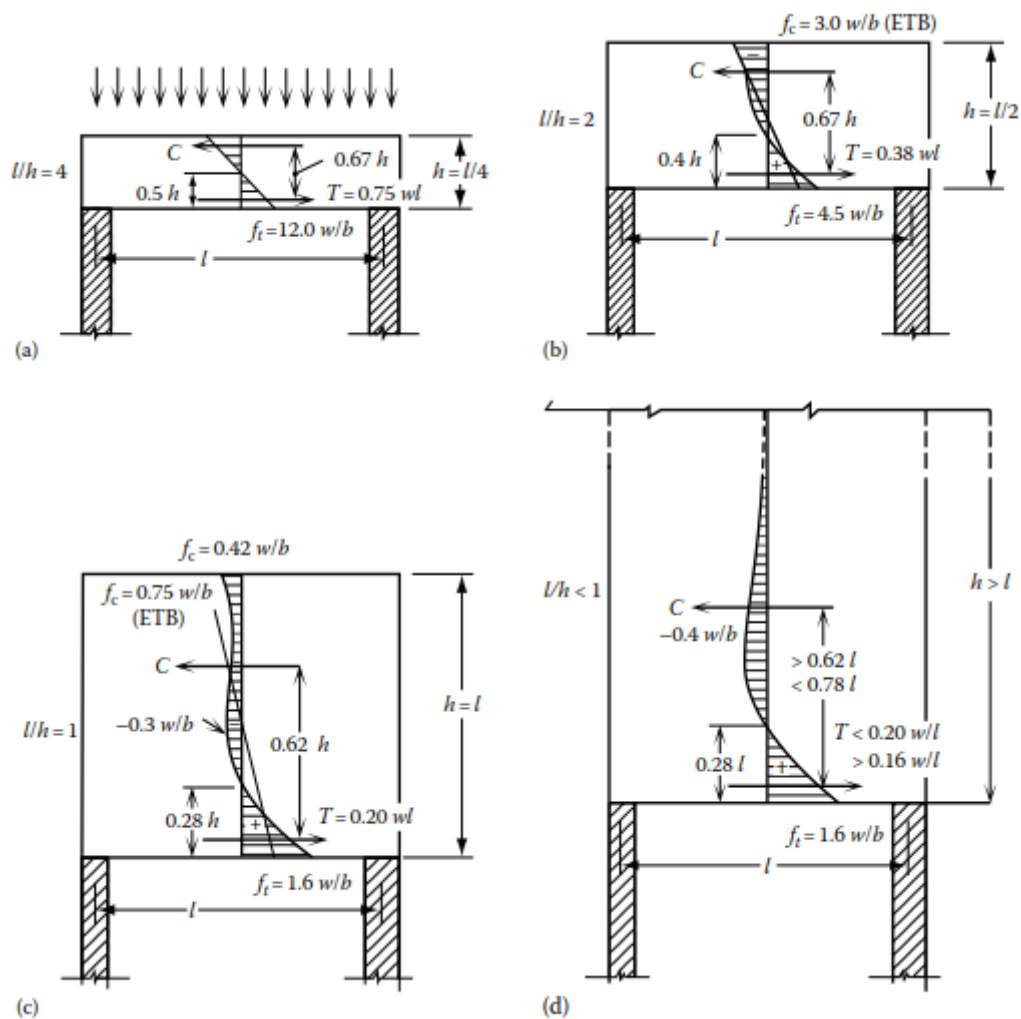
Jokaisella kuormansiirtorakenteella on tietyt hyvät ominaisuudet ja omat rajoitteensa. Eri kuormansiirtorakenteille on olemassa tietyt järkevät käyttökohteet, jotka on hyvä tietää. Kuormansiirtorakenteen rajoitteet ja ominaispiirteet on syytä tuntea hyvin, jotta pystyy jo luonnossuunnitteluvaiheessa huomioimaan niiden käyttökohteet ja ongelmapaikat.

Joonas Nieminen on tutkinut vuonna 2020 YAMK-opinnäytetyössään hybridirakennusten kuormansiirtorakenteita. Kyseinen opinnäytetyö on hyvä paketti, josta saa tiiviissä muodossa hyvää infoa erilaisiin kuormansiirtorakenteisiin ja niiden ominaispiirteisiin ja suositeltuihin käyttötapoihin.

4.5.1 Seinämäiset palkit

Eurokoodi määrittelee seinämäiseksi palkiksi rakenteen, joka ei täytä palkin määrittelyä. Eurokoodi määrittelee palkin seuraavasti: *Palkki on rakenneosana, jonka jännemitta on vähintään 3 kertaa poikkileikkauksen kokonaiskorkeus. Muuten sitä pidetään seinämäisenä palkkina.* (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s. 57). Käytännössä siis voidaan todeta, että seinämäinen palkki on korkea rakenneosana, esimerkiksi kerroksen korkuinen rakenne.

Kuvassa 47 on esitetty jännitysten jakautumista palkeissa ja seinäpalkeilla. Eurokoodin määrittelyn mukaisesti kuvan a rakenne on palkki ja kuvien b, c ja d rakenteet ovat seinäpalkkeja.



KUVA 47. Jännitysten jakautuminen palkeissa ja seinäpalkeissa. (a) $l/h = 4$, (b) $l/h = 2$, (c) $l/h = 1$, (d) $l/h < 1$. Kuvälähde: Taranath, Reinforced concrete Design of tall building, Figure 2.34, s. 151

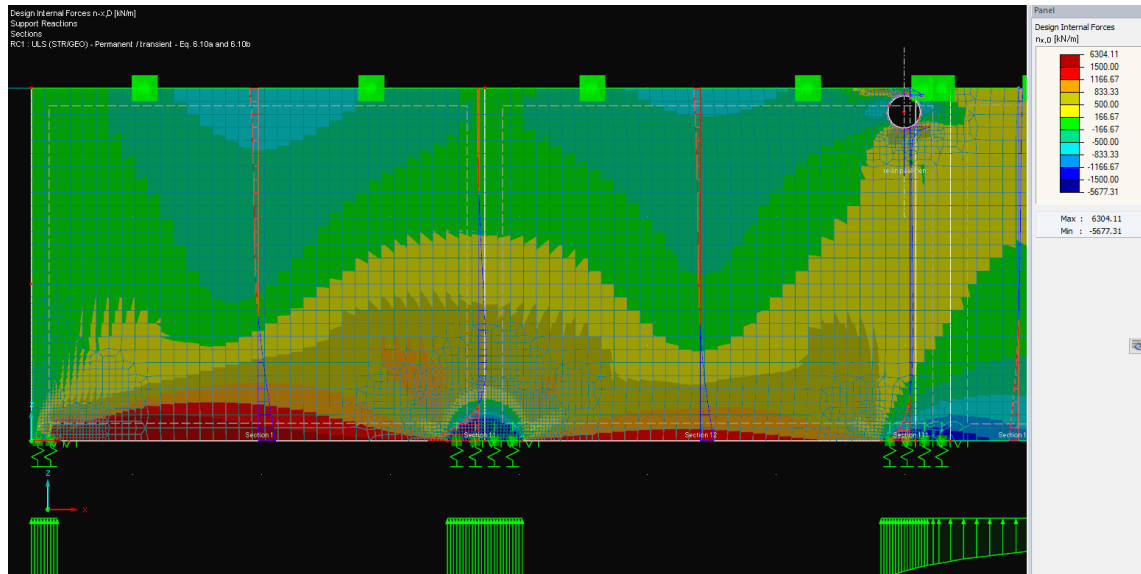
Seinämäiset palkit ovat paljon käytettyjä kerrostaloissa siirtämään kuormia pilareille tai seinän pätkille epäjatkuvuuksien kohdalla. Seinämäiset palkit ovat kantokyvyltään hyviä. Seinämäiset palkit tehdään yleensä paikallavaluna korkeissa rakennuksissa, mutta myös elementtitekniikan käyttö on mahdollista, mikäli jännevälit ja saumojen sijoittelut sen sallivat.

Seinämäiset palkit sopivat kuorman siirtorakenteiksi erityisen hyvin umpiseinien kohdille eli esimerkiksi huoneistojen välisten seinien kohdille. Toisaalta ne sopivat huonosti aukotuksien kohdille eli esimerkiksi asunnon ja käytävän väliseen seinään. Reiät täytyy sijoitella seinämäiseen palkkiin harkiten, viemäriuria ei voi lähtökohtaisesti tehdä seinämäisiin palkkeihin ja sähkörasioiden sijaintiin on kiinnitettävä huomioita. Hyvänä yleisperiaatteena on, että reikiä tai muita heikennyksiä ei ole puristusvyöhykkeillä eikä niin, että ne rikkovat vetoteräksiä. Erityisesti tuen lähellä olevat puristusvyöhykkeet ovat erityisen kriittisiä.

Seinäpalkeissa on erityisen tärkeää osata huomioida:

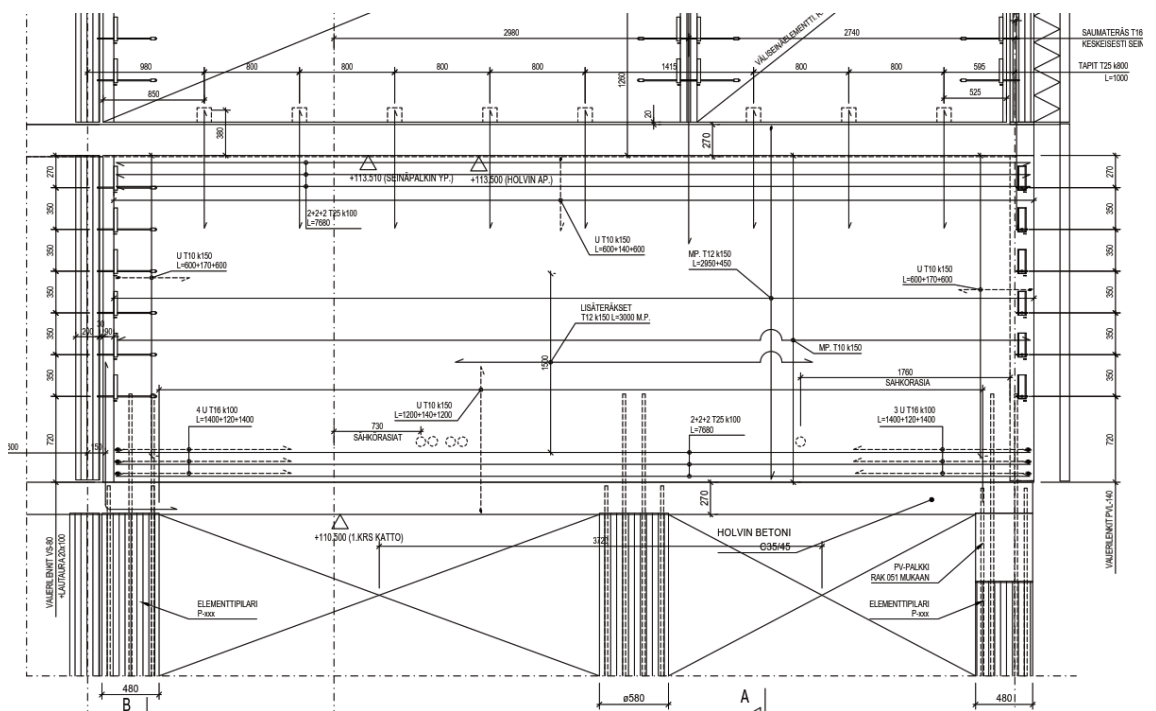
- Sauvojen ja solmujen tarkastelu
- Alapinnan vetoteräkset ja yläpinnan varmistusraudoitus
- Terästen ankkurointi tuelle
- Tuen pinta-alan riittävyys
- Puristusalueiden sijainnit
- Reikien, sähkörasioiden yms. heikennysten sijoittelu sopiville kohdille

Kuvassa 48 on esitetty RFEM-ohjelmalla tehty kaksiaukkoisen seinämäisen palkin laskennan tuloksista havainnollinen kuva. Tuloksissa tutkitaan seinäpalkin sisäisiä voimia x-suuntaan (Design Internal Forces $n_{x,D}$ [kN/m]). Kuvassa punainen väri on vetoa ja sininen puristusta. Keltaisen ja vihreän värin välillä veto vaihtuu puristukseksi. Kuvasta nähdään, että suurimmat vetovoimat ovat alaosan vetoteräksissä, mutta myös keskituella päällä alaosasta alkaen noin puolivälin yläpuolelle.



KUVA 48. Kaksiuukkoisen seinämäisen palkin FEM-laskenta

Kuvassa 49 on esitetty paikallavalettavan seinämäisen palkin raudoituskuvaa. Raudoituskuvassa esitetään selkeällä tavalla kaikki tarvittavat raudoitteet ja niiden sijainti. Kuvassa on myös syytä esittää sähkörsioiden sijainnit, jotka on yhteensovitettu rakennesuunnittelijan ja sähkösuunnittelijan kanssa.



KUVA 49. Kaksiuukkoisen seinämäisen palkin raudoituskuvaa

Markus Sääsکی on tutkinut vuonna 2017 diplomityössään seinämäisten teräsbeetonipalkkien analysointia. Kyseinen diplomityö on erittäin laadukkaasti tehty ja siihen kannattaa perehtyä ennen kuin seinämäisiä palkkeja alkaa suunnittelemaan.

4.5.2 Kuormansiirtolaatat

Kuormansiirtolaattoja voi olla teräsbeetonirakenteisia, jälkijännitetyjä ja kuitubeetonisia. Kuormansiirtolaatan paksuus valitaan jännevälien ja siirrettävien kuormien vaatimusten mukaisesti. Kuitenkin n. yhden metrin paksuista laattaa voisi pitää järkevänä minimipaksuutena matalammilla taloilla. Korkeassa rakentamisessa paksuus on normaalisti 2...3 metriä (Nieminen, 2020). Kappaleessa 3.6.12 *Korkeiden rakennusten erikoiskuormat* on kerrottu massiivisen kuormansiirtolaatan valukuorman huomioimisesta.

Paksun teräsbeetonilaatan laskennassa laskentamallilla, käytettävällä laattateoriolla ja tulosten tulkinnalla on merkitystä. Useat huomioitavat asiat lisäävät virheiden mahdollisuutta. (Lastuvirta, 2020)

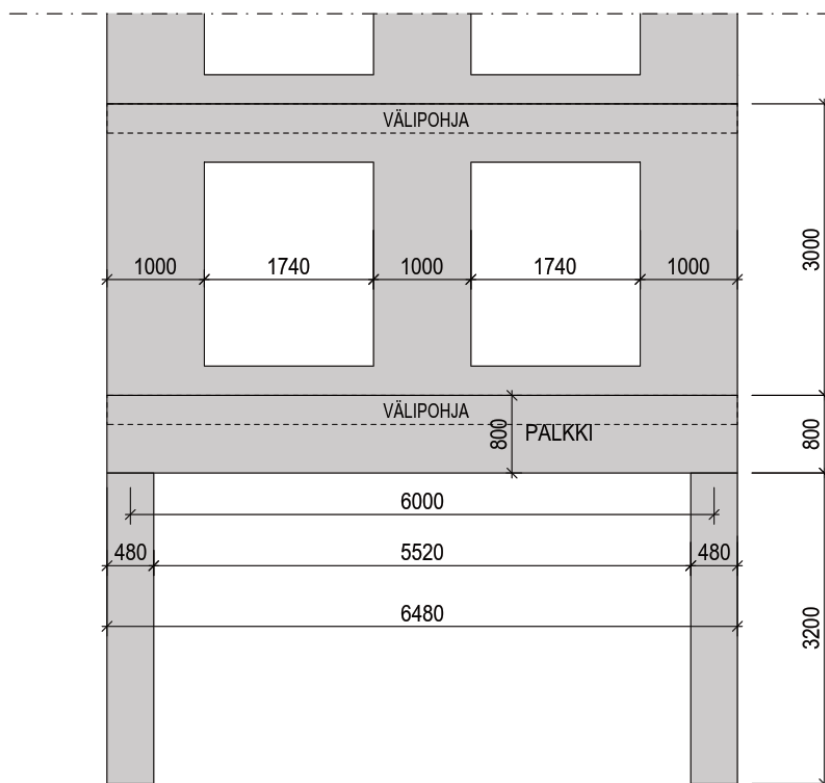
Atte Lastuvirta on tutkinut teräsbeetonilaatan laskentamenetelmiä vuonna 2020 YAMK-opinnäytetyössään *Teräsbeetonilaatan laskentamenetelmät, CASE: Paksu teräsbeetonilaatta*. Lastuvirta on opinnäytetyössään erityisesti perehtynyt kattavasti erilaisten laskentamallien muodostamiseen ja tulosten tulkintaan. Nämä ovat varmasti tärkeimmät asiat ja vaativat paljon rakenteellista ammattitaitoa. Lastuvirran opinnäytetyö on erittäin laadukkaasti tehty ja siihen kannattaa perehtyä ennen kuin paksuja kuormansiirtolaattoja alkaa suunnittelemaan.

4.5.3 Palkit

Kuten jo edellisessä kappaleessa todettiin, eurokoodi määrittelee palkin seuraavasti: *Palkki on rakenneosaa, jonka jännemitta on vähintään 3 kertaa poikkileikkauksen kokonaiskorkeus. Muuten sitä pidetään seinämäisenä palkkina.* (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s. 57).

Palkkien eli matalapalkkien hyvä ominaisuus on matala korkeus ja mahdollisesti pitkä jänneväli. Toisaalta kuormankantokyky jää huonoksi, joten matalat palkit soveltuvat hyvin vain korkeintaan muutaman kerroksen kuormansiirtoon. Taipuma tulee nopeasti määrääväksi tekijäksi matalapalkilla. Taipumaa on helpoin rajoittaa kasvattamalla palkin korkeutta, mutta korkeuden kasvatus ei ole aina kovin helposti mahdollista. (Nieminen, 2020)

Kuvassa 50 on esitetty 800 mm korkea palkki kuormansiirtorakenteena. Kuten todettiin, niin matalapalkki ei ole kuorman kantokyvyltään kovin hyvä ja taipumat tulee helposti määrääviksi. Palkin hyvä puoli on se, että reunoilla olevien seinäkaistojen kuorma saadaan tasattua hyvin pilarin tuelle, joka on esimerkissä 480 mm leveä. Esimerkin mukainen palkki kykenee vain muutaman kerroksen kuorman kannatteluun. Jos palkilla täytyisi kannatella korkean rakennuksen kaikki yläpuoliset kerrokset, paras ratkaisu olisi saada lisäpilari jännevälin keskelle.



KUVA 50. Palkki kuormansiirtorakenteena

Muita vaihtoehtoja voisi olla ylempien kerrosten seinän keskiosan tekeminen ei-kantavana. Käytännössä ei-kantava ratkaisu voitaisiin suunnitella ja toteuttaa niin, että seinän yläpää jätetään irti välipohjasta, ja välipohja raudoitetaan siten, että se kantaa ja välittää kuormat aina reunimmisille pystyrakenteille. Reunimmaisten pystyrakenteiden kuormitus tietysti kasvaa merkittävästi, mikäli keskiosa ei kannaa. Kuormansiirtorakenteiden valinnalla ja toimivuudella on merkittävä vaikutus ylempien kerrosten rakenteiden dimensioihin ja järkevien aukotuksien valintaan ja mahdollisuuksiin.

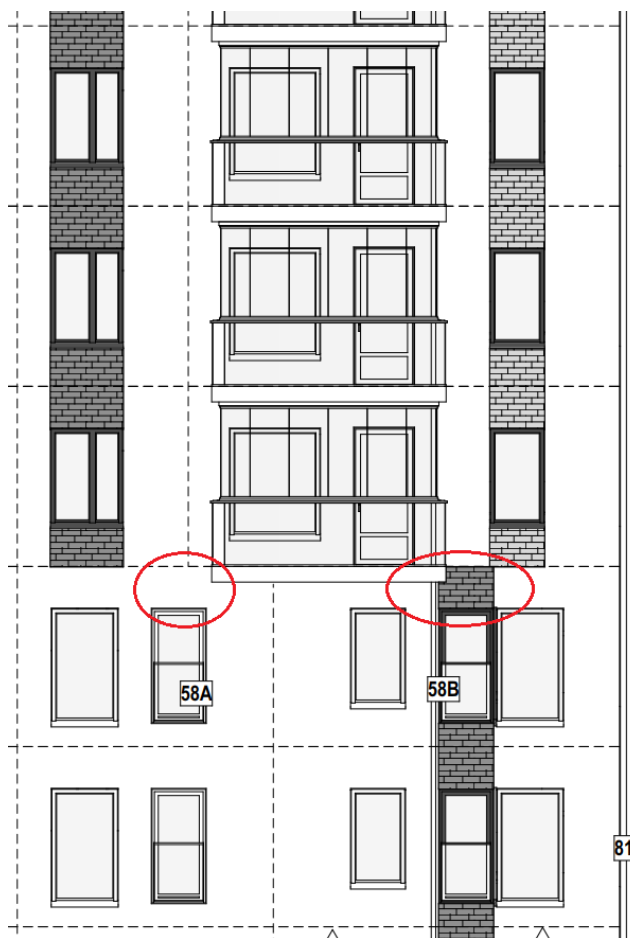
Tampereen Kansiareenan kannessa talojen alla on käytetty kuormansiirtorakenteena junanradan päällä erittäin pitkiä ja painavia teräsbetonipalkkielementtejä (jopa 100 t), joista on tartunnat yläpuoliseen valuun. Palkkien päälle tukeutuvat kuorilaatat, jotka toimivat työn aikaisena muottina päälle tulevalle valulle. Lopullisessa tilanteessa palkit, kuorilaatat ja yläpuolinen valu toimivat yhdessä rakenteellisesti. Tampereen Kannen palkit eivät ole kovin korkeita suhteessa jänneväliin ja kuormituksiin, joten palkeille tulee taipumaa.

Yleisesti haasteena on, kun palkki taipuu, niin yläpuolisissa rakenteissa tapahtuu kuormien uudelleen jakautumista statiikan ja mekaniikan sääntöjen mukaisesti. Painuvan tuen takia täytyy myös tarkastella ylempien rakenneosien halkeiluja, mikä saattaa olla hyvin monimutkainen asia.

Käsinlaskennassa on hyvin hankalaa huomioida painuvan tuen aiheuttamia monimutkaisen rakennuksen kuormien uudelleen jakautumisia. FEM-ohjelmilla painuvien tukien huomioiminen on helpompaa, mutta haastavilla rakenteilla ohjelman käyttö ja tulosten tulkinta vaatii erityisen hyvää rakenneteknistä osaamista. FEM-ohjelmilla saa isot virheet aikaan, jos ei ymmärrä erittäin hyvin, miten ohjelma toimii ja miten 3D-laskentamallista muodostetaan mahdollisimman hyvin todellisuutta kuvaava malli.

Kuvassa 51 on esitetty todellisesta kohteesta tilanne, kun aukkoja ei ole saatu täysin samaan linjaan, jolloin elementissä olevan palkin täytyy toimia kuormansiirtorakenteena. Tässä kohteessa oli haasteena erilaisten asuntotyyppien ja

kauma, jolloin julkisivun aukotukset eivät ole linjassa. Alun perin arkkitehdin aukotukset olisivat olleet mahdottomia toteuttaa rakenteellisesti. Luonnossuunnitteluvaiheessa pystyttiin kuitenkin ARK-RAK-välillä pääsemään hyvässä yhteisymmärryksessä tilanteeseen, jossa asuntopohjat ovat toimivia ja rakenteet saadaan toimimaan, ja kuormat siirtymään luotettavasti alas asti. Kuvassa 51 on esitetty lopullinen tilanne.

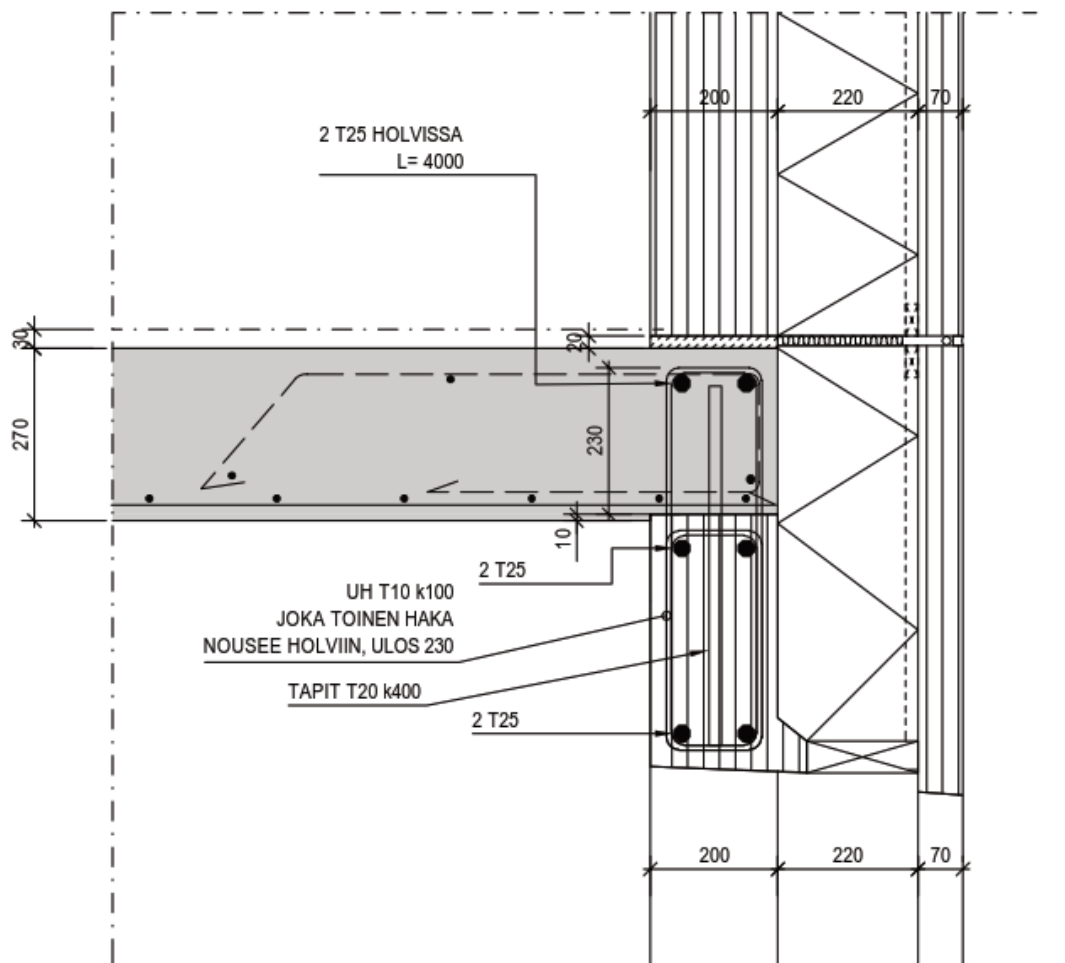


KUVA 51. Julkisivun aukotukset

Vasemmalla esitetty palkki ei ole niin kriittinen, vaikka yläpuolella onkin elementtisauma, jolloin palkki todennäköisesti kuormittuu yläpuolisten kerrosten kuormista. Toisaalta palkin ohi on molemmin puolin melko hyvät kantavat kaistat. Oikeanpuoleinen palkki on kuormitettu enemmän yläpuolisten kerrosten kuormista, vaikka siinäkin on palkin toisella puolella hyvä kantava kaista.

Kun kerrostalossa aukotukset ei ole linjassa, on palkin kuormansiirron toimivuus tarkastettava. Yleensä normaalilla 3000 mm kerroskorkeudella aukkopalkkeilla on

melko vähän korkeutta. Palkeilla on yleensä 300...400 mm korkeutta, jolla ei pysty isoja kuormia siirtämään. Paikallavaletussa välipohjarakenteessa on mahdollista kasvattaa aukkopalkin korkeutta raudoittamalla palkki välipohjaan asti, jolloin tehollista korkeutta saadaan merkittävästi lisää ja kantokyky paranee huomattavasti (kuva 52). Tässä tapauksessa täytyy huomioida seinäelementin ja paikallavaletun vaakarakenteen työsauman leikkausvoima.



KUVA 52. Ulkoseinän seinäelementin palkki raudoitettu paikallavaluholviin

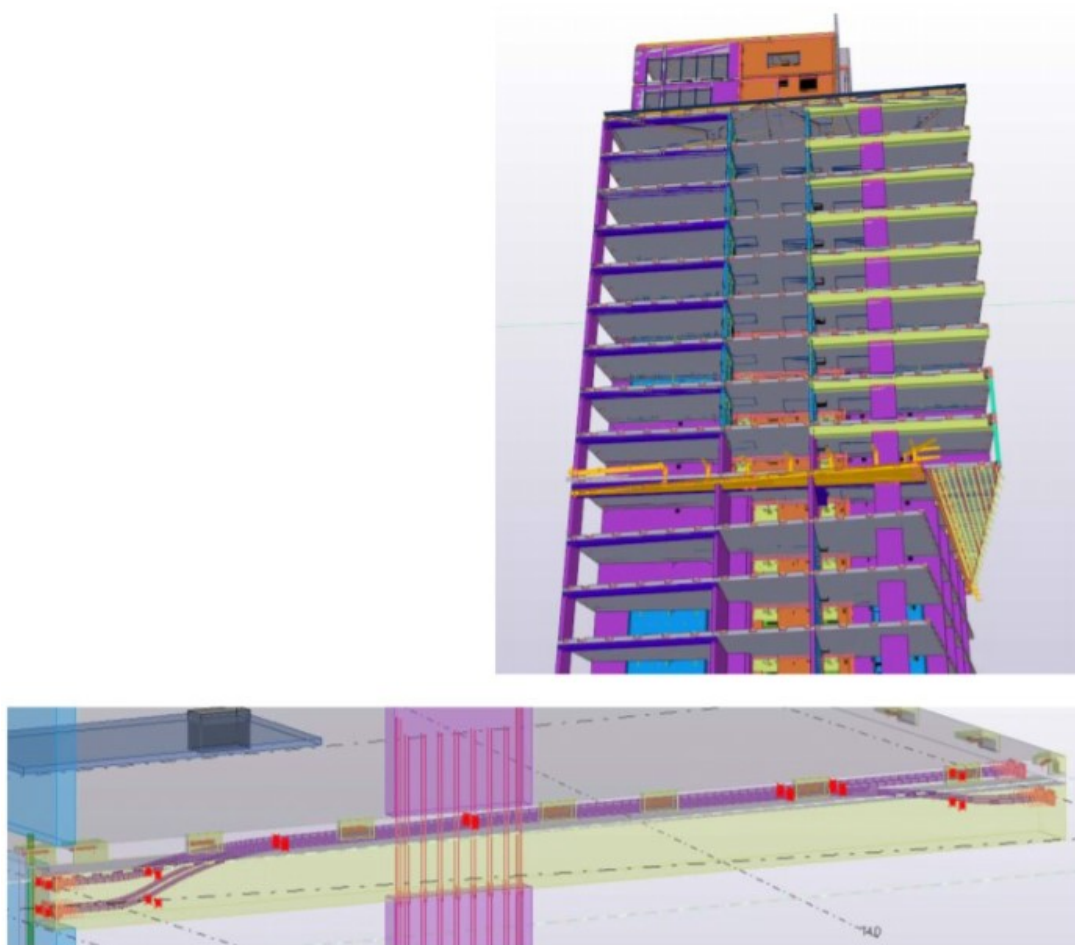
4.5.4 Jännitetyt palkit

Jännitetyn palkin idea on, että rakenteeseen saada jännepunosten avulla edullisia puristavia voimia, jolloin se kumoaa ulkoisen kuorman aiheuttamaa vetojännitystä. Rakenteen jännitys lisää kantavuutta, pienentää taipumaa ja vähentää

halkeilua. Näin saadaan lisää hoikkuutta rakenteisiin ja myös pitkäaikaiskestävyyttä. (Paananen, 2019)

Jännitettyjä palkkeja voi olla esijännitettyjä palkkeja ja jälkijännitettyjä palkkeja. Esijännitettyjä palkkielementtejä kutsutaan yleensä JK-palkeiksi ja jälkijännitetyt palkit ovat työmaalla tehtäviä paikallavalupalkkeja. Betoni voidaan jännittää kolmella tavalla: tartuntajännebetoni, ankkurijännebetoni ja tartunnaton jänne. (Lasila, 2011)

Jännitettyä palkkia on käytetty esimerkiksi Swecon suunnittelemissa Kalasataman Redin torneissa, kun runko tekee rakennuksen puolivälissä ”niksahduksen” tyhjän päälle (kuva 53). Jännitetty palkki ulokkeena kantaa kerroksittain sekä välipohjaa että julkisivua.



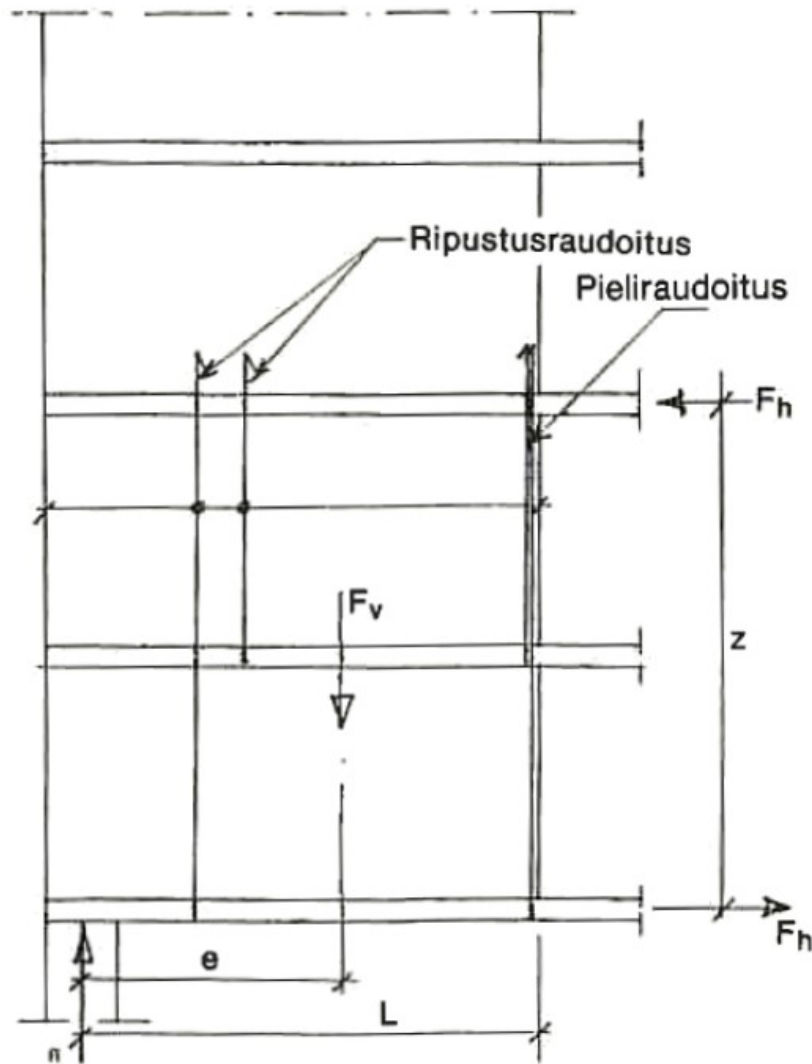
KUVA 53. Redin tornin jännitetty palkki. Kuvälähde: Jari Toijonen, BY korkean rakentamisen seminaarin materiaali, 2019.

4.5.5 Ulokkeelliset kuormansiirtorakenteet

Ulokkeellista kuormansiirtorakennetta voi käyttää, kun kuorma ei ole kovin suuri. Suuremmilla kuormilla ulokkeiden pituudet jäävät hyvin rajallisiksi, jolloin niiden käyttömahdollisuudet ovat vähäiset. Käyttökohteita ovat esimerkiksi julkisivulinjan muutos, joka voidaan tehdä ulokkeellisena ratkaisuna. Parvekkeita on mahdollista kannatella ulokkeellisilla pielillä, olettaen, että pielen takana on kantavaa rakennetta. Käytännössä näissä kuormansiirrot on tehtävä kerroksittain, koska kapasiteetti tulee nopeasti vastaan, jolloin useamman kerroksen kuormien siirto on harvoin mahdollista. (Nieminen, 2020)

4.5.6 Lippupalkit ja kuormansiirtopilarit

Lippupalkki on levyrakenne (kuva 54), jolla on vain yksi pystysuuntainen tuki, jonka lisäksi tarvitaan vaakasuuntaisia tukivoimia (Rakentajain kalenteri 1998, s. 255). Lippupalkki tuetaan välipohjista eli käytännössä tapitetaan välipohjaan. Lippupalkit vastaavat useilta ominaisuuksiltaan ja mitoitukseltaan seinämäistä palkkia. Mitoitus voidaan tehdä ristikkomenetelmällä (eng. strut and tie) tai FEM-laskennalla.

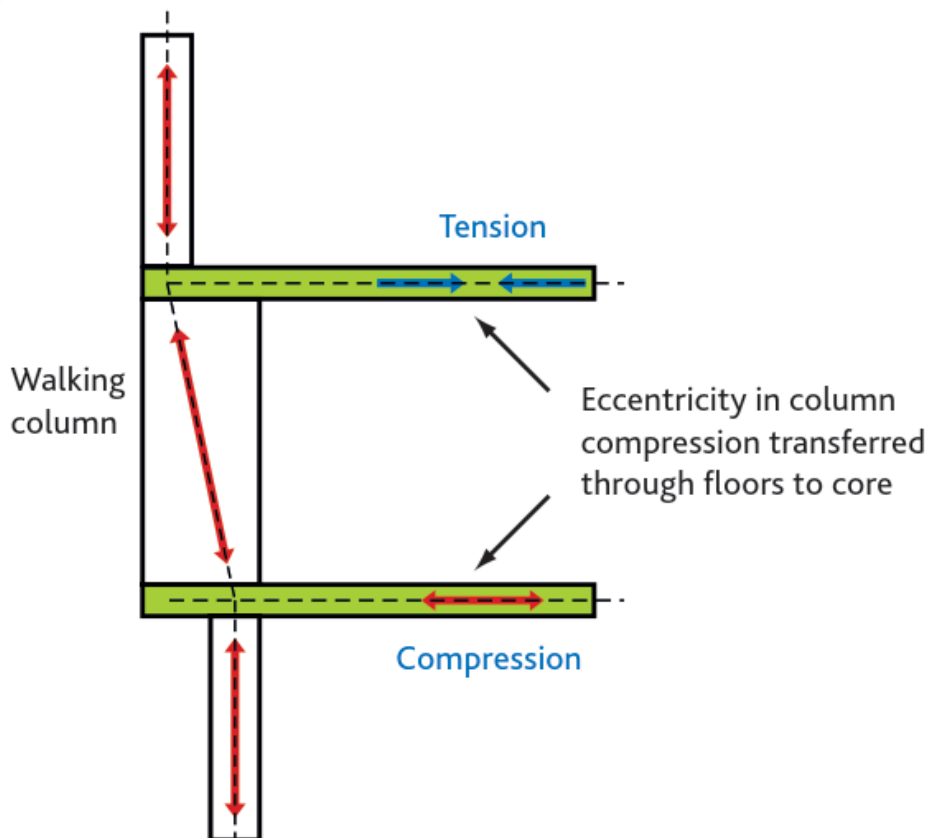


KUVA 54. Lippupalkin rakennemalli. Kuvalähde: Rakentajain kalenteri 1998, s. 255.

Kuvan 54 mukaisesti välipohjiin syntyvien vaakavoimien muodostama voimapari $F_h \times z$ kumoaa pystykuormituksen aiheuttaman kaatavan momentin $F_v \times e$. Tasapainoehdoista saadaan tukivoimille arvot $R = F_v$ ja $F_h = F_v \times \frac{e}{z}$ (Rakentajain kalenteri 1998, s. 255). Tästä seuraa vaakarakenteelle vetoa ja puristusta, jotka pitää huomioida muiden tasossa vaikuttavien vaakakuormien lisäksi.

FIB:n Tall Buildings esittää Walking Column -ratkaisun, jossa eri linjassa olevien pilarien välillä kuorma saadaan siirtymään (kuva 55). Tätä voidaan pitää ulokeellisena kuormansiirtorakenteena, jonka periaate vastaa lippupalkkeja. Suomalaisista termiä tälle ei ole ilmeisesti olemassa. Suomeksi käännettynä termi olisi ”kävelevä pilari”, mutta käytännössä voisi puhua kuormansiirtopilarista. Kuormansiirtopilaria voi käyttää, kun pilarien linjoissa on pientä eroa kerrosten välillä.

Pystykuorman epäkeskisyydestä tulee vaakarakenteelle vetoa ja puristusta, jotka pitää huomioida muiden tasossa vaikuttavien vaakakuormien lisäksi. (FIB Tall Buildings, s. 31)



KUVA 55. Kuormansiirtopilarin (Walking column) periaate. Kuvalähde: FIB Tall Buildings Figure 4.1

Kuormansiirtopilarista tasoille aiheutuvat voimat riippuvat kuorman suuruudesta, sivusiirrettävästä mitasta sekä kerroskorkeudesta. Voimat on helppo laskea statiikan ja geometrian menetelmillä. Mitä pienempi siirrettävä pystykuorma, sen helpompi se on siirtää ja tasoihin kohdistuvat veto- ja puristusvoimat ovat helpommin hallittavissa.

4.6 Kuormien laskenta

Helsingin kaupungin Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018:n mukaan korkeassa rakentamisessa lujuuslaskelmat tehdään käyttäen 3D-malleja ja tärkeimmät voimasuureet lasketaan käsinlaskennalla. Käsinlaskennassa voidaan hyödyntää taulukkolaskentaohjelmia, esim. exceliä.

Tämä on hyvä ohje, koska rakennesuunnittelijan täytyy koko suunnitteluprosessin ajan ymmärtää kuormien suuruusluokat ja paikat, joissa kuormitukset ovat rakennuksen kannalta erityisen merkityksellisiä.

Luonnossuunnitteluvaiheessa kuormitukset kannattaa yleensä laskea karkeasti käsin. Laskentaa ei tässä vaiheessa kannata tehdä turhan tarkasti, vaan sopivasti varmallalla puolella olevalla karkealla tasolla. Luonnossuunnitteluvaiheessa muutokset ovat tyypillisiä ja niitä tulee jatkuvasti. Esimerkiksi aukotuksien pieniä siirtoja ei välttämättä erikseen kysellä luonnossuunnittelun edetessä, jolloin kuormiakaan ei kannata heti laskea turhan tarkalle.

Kuormien laskentaan löytyy myös ketteriä tapoja. Tasokuormien laskentaa voi tehdä AutoCAD:n LISP-lisäohjelman avulla, josta kuormat saadaan exceliin ja AutoCAD:n tasoihin.

Rhinoceros -yhtiön Grasshopper 3D on visuaaliseen koodauskieleen perustuva ohjelma. Grasshopperilla voidaan tehdä parametrissa suunnittelua, mitä voidaan hyödyntää myös kuormien laskentaan. Grasshopper toimii eri ohjelmien välisenä, jolloin ohjelmat, kuten AutoCAD, Excel, RFEM ja Tekla Structures, saadaan kommunikoidaan halutulla tavalla keskenään ja tiedonsiirto ohjelmien välillä onnistuu. Tällä tavalla voidaan luoda AutoCAD:n viivoista RFEM-malli laskentaa varten.

4.7 Perustukset

Yleisimpiä korkeiden rakennusten perustusten vaihtoehtoja ovat paaluperustus tai kallionvarainen perustus. Maanvaraisella perustuksella tulee korkeassa rakentamisessa helposti ongelmaksi, että maaperän pohjapaine ei ole riittävä suhteessa rakennuksen kuormiin, jolloin anturoiden leveys ei pysy enää järkevänä. Tällöin voidaan harkita perustuksina yhtenäisen pohjalaatan käytön mahdollisuutta. Pohjalaatta on myös mahdollista tehdä paalutettuna. Paalutetussa pohjalaatassa paalut on kuitenkin syytä sijoittaa suoraan kuormien alle, jolloin pohjalaatan korkeus ei kasva liikaa.

Helsingin kaupungin Korkean rakentamisen rakentamistapaohjeen (2018) ohjekortissa RAK - 02 selvästi kerrotaan:

Rungon ja perustusten yhteistoiminta on otettava huomioon laskentamallissa.

Paalutukset mallinnetaan laskentamalliin käyttäen tarvittavan tarkkuuden antavia todellista vastaavia paalupituuksia.

Rungon ja perustusten yhteistoiminta korostuu korkeassa rakentamisessa, mikä vaatii rakenne- ja geosuunnittelijalta hyvää yhteistyötä. Eri pituisiin paaluihin tulee erisuuruista kokoonpuristumaa suhteessa paalupituuteen ja kuorman suuruuteen. Erisuuruiset kokoonpuristumat luovat lisärasituksia rakennuksen rungolle, jotka on otettava huomioon rakennesuunnittelussa.

4.7.1 Paaluperustus

Rungon ja perustusten yhteistoiminta korostuu paalutetussa korkeassa rakennuksessa, mikä vaatii rakenne- ja geosuunnittelijalta hyvää yhteistyötä ja molempien puolista osaamista.

Paaluperustuksessa rakennesuunnittelijaa kiinnostaa ainakin seuraavat asiat, jotka geosuunnittelijan on selvitettävä:

- Käytettävä paalutyyppi. Teräsbetonipaalu, lyötävä teräspaalu (RR-paalu), porapaalu (RD-paalu).
 - Tarkempi paalutyyppi esim. RTC-300-16 tai RDs220/12,5
- Paalujen $R_{d,max}$ -kestävyys
- Erityishuomiot teräsbetonipaaluista
 - kalliokärjet
 - lyhyet paalut
- Erityishuomiot porapaaluista
 - lyhyet paalut
 - porausvyvyys kallioon
 - korroosiovarat
 - betonitäyttö?
- Pystypaalujen vaakavoimakapasiteetti [kN / paalu]
- Anturoiden sivuvastusten kapasiteetti vaakavoimia varten
- Vinopaalujen toimivuus? Vinopaalun kaltevuus, esim. 4:1?
- Kalteva kallion pinta ja kallion sallittu vinous
 - Miten huomioidaan suunnittelussa? Porataanko paalu ylipitkänä kallioon, jotta paalujen alapäiden tasoero on sallittu?
 - Voiko kaltevalle kallion pinnalle syntyä liukupinta, jolloin maamassat siirtyvät / vaakakuormittavat paaluja?
- Maaperän alustaluvut (jousivakiot) paalutettavalla alueella. Mihin siirtymään asti jousivakio on voimassa? Paljonko siirtymää saa tulla?

Paaluperustusta käytettäessä on syytä tutkia jo luonnossuunnitteluvaiheessa, mitä rajoituksia ympäristö tuo paalutukselle. Voiko esimerkiksi vinopaalut ylittää tontin rajat? On mahdollista, että esimerkiksi naapurirakennuksen perustukset tai paalut ovat vinopaalujen tiellä tai jokin tunnelirakennelma estää tiettyyn suuntaan vinopaalutuksen rakennuksen ulkopuolelle. Onko tontin rajan ylittävillä paaluille teknistä estettä, ja saadaanko niille haettua lupa?

Käytettäessä vinopaaluja on otettava huomioon maakerrosten mahdollisten muodonmuutosten aiheuttamat lisärasitukset vinopaaluille (RIL 254-2016, s. 181).

RIL 254-2016 Paalutusohje 2016 (s. 181) mukaisesti:

Perustusten viereen tulevan täytön paino aiheuttaa maakerrokseen muodonmuutoksia ja vinopaaluihin taivutusta. Tämän takia ei tulisi käyttää kuormittavan täytteen alle suuntautuvia vinopaaluja, ellei maakerrosten muodonmuutoksesta johtuvaa haittaa ole erityisin perustamistoimenpitein tai työjärjestyksellä suunniteltu poistettavaksi.

Täytön painon vaikutus korostuu luonnollisesti maanalaisilla kellarirakenteilla, jolloin täytöille syntyy paljon korkeutta ja sitä kautta painoa. Geosuunnittelija määrittelee vinopaalujen lisärasitukset. On mahdollista käyttää vinopaaluina järeämpiä paaluja kuin pystypaalut ovat. Rakennesuunnittelija käy geosuunnittelijan kanssa läpi vinopaalujen tarpeen, sopivat kaltevuudet sekä paikat, joihin niitä voidaan rakenteellisten, geoteknisten ja ympäristön reunaehtojen puitteissa sijoittaa.

Paalujen rajakaltevuuteen vaikuttaa paalujen massa ja pituus, työskentelytilan koko ja asennusjärjestys sekä paalualustan kantavuus (RIL 254-2016, s. 181). Nämä asiat onkin syytä käydä läpi heti perustusten suunnittelun alkuvaiheessa. Yleensä 4:1 rajakaltevuus on sekä geoteknisesti että paalun lyömisen / poraamisen kannalta toteutuskelpoinen.

Jos rakennuksen rungon alla paalupituuksissa on merkittävää vaihtelua, on sillä myös vaikutuksia rungon rasitukseen. Kuten Helsingin kaupungin Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018 ohjekortissa RAK-02 todetaan:

Paalutukset mallinnetaan laskentamalliin käyttäen tarvittavan tarkkuuden antavia todellista vastaavia paalupituuksia.

Paalut mallinnetaan laskentamalliin yleensä geosuunnittelijan kallionpintamallin mukaisesti, jolloin paalupituudet ovat oikeassa suuruusluokassa. Kallionpintamalli on kuitenkin jossain määrin epätarkka, koska se perustuu yleensä kairauspisteisiin ja kairauspisteiden välille on vedetty lineaarisesti kallionpinta. Käytännössä kallionpinta ei kulje lineaarisesti, vaan siinä voi olla suuriakin heittoa. Tämän takia on tärkeää, että kairauspisteitä on riittävästi. Tarkat paalupituudet saadaankin vasta paalutarkkeiden yhteydessä, jolloin paalupituudet on syytä viedä myös rakennemalliin sekä FEM-laskentamalliin. Jos paalupituuksien poikkeamat ovat merkittäviä verrattuna alkuperäiseen laskentamalliin, on rasituksia syytä tarkastella tarkemmin. Tässä vaiheessa työmaa on käynnissä, rakennesuunnittelu on valmis ja elementtisuunnittelu etenee jo pitkällä. Jos tässä vaiheessa muuttuneista paalupituuksista huomataan merkittäviä lisärasituksia, on suuri riski, että rakentamiseen tulee viivettä, jos suunnitelmia täytyy tarkistaa ja tarkentaa. Kalliopinnan lähtötietojen on siis syytä olla riittävän tarkat, ja myös pienille muutoksille kannattaa olla pelivaraa.

Paaluja mallinnettaessa paalujen kylkiin mallinnetaan jouset. Jousien jäykkyys määritellään alustalukujen avulla, jotka geosuunnittelija määrittelee maaperän ominaisuuksien perusteella. Geosuunnittelija määrittelee alustaluvut tontin eri osille ja maaperän eri syvyyksille. Alustaluvun yksikkö on MN/m^3 . Alustaluvusta $[\text{MN}/\text{m}^3]$ saadaan jousivakio $[\text{MN}/\text{m}]$, kun alustaluku kerrotaan jousien välillä $[\text{m}]$ ja paalun halkaisijalla $[\text{m}]$. Jousivakiosta $[\text{MN}/\text{m}]$ saadaan voima, kun se kerrotaan siirtymällä $[\text{m}]$. Geosuunnittelija määrittelee, mihin siirtymään asti jousi on voimassa.

Eri pituisiin paaluihin tulee erisuuruista kokoonpuristumaa suhteessa paalupituuteen ja kuorman suuruuteen. Erisuuruiset kokoonpuristumat luovat lisärasituksia

rakennuksen rungolle, jotka on otettava huomioon rakennesuunnittelussa. Erityisesti luonnossuunnittelussa on kiinnitettävä huomiota kallion pinnan vaihteluun rakennuksen alapuolella. Kun rakennuksen alapuolella oleva kallion pinta on vino, tulee paaluista huomattavasti eri mittaisia (kuva 56). Pahin tilanne on, kun kallion pinta laskee jyrkästi talon rungon matkalla.



KUVA 56. Vino kallionpinta rakennuksen alapuolella

Paaluille tulee aina kokoonpuristumaa kuormista. Kokoonpuristumaa on tarkemmin käsitelty kappaleessa 3.4 *Kokoonpuristuma*. Vertailtaessa teräspaalun ja teräsbetoniaalun kokoonpuristumaa kimmoisen kokoonpuristuman yhtälöllä (kaava 3, kappale 3.4), havaitaan vain kimmokertoimella E_{cm} ja pinta-alalla A olevan merkitystä, kun voima F ja pituus L ovat vakiot. Kun verrataan 350×350-teräsbetoniaalua ja RDs220/10-teräspaalua, havaitaan pinta-alassa iso ero

(350 mm × 350 mm = 122 500 mm² vrt. 6 569 mm²). Teräspaalun pinta-ala on vain 5,4 % teräsbetonipaalun pinta-alasta. Teräspaalun kimmokerroin on 210 GPa ja teräsbetonipaalun (C40/50) kimmokerroin on 35 GPa. Teräspaalun kimmokerroin on 600 % teräsbetonipaalun kimmokertoimesta. Kimmokertoimen ja pinta-alan tuloa vertailtaessa teräspaalun jäykkyys on n. 32 % teräsbetonipaalusta. Karkeasti voidaan todeta teräsbetonipaalun kokoonpuristuman olevan n. 1/3-osa teräspaalun kokoonpuristumasta. Tässä laskelmassa ei kuitenkaan huomioitu teräsbetonipaalun sisällä olevia teräksiä, mikä pienentää kokoonpuristumaa entisestään, koska jännitys jakautuu paalun sisällä betonin ja teräksen jäykkyyksien ja pinta-alojen suhteessa tasan. Paalujen kokoonpuristuman vaikutukset korostuvat teräspaaluilla. Jos teräspaalu betonoidaan ja mitoitetaan liittorakenteena, on sillä merkittävä vaikutus kokoonpuristumaan.

Teräspaalujen kokoonpuristuman karkeana nyrkkisääntönä voi käyttää alustavasti arvoa 1/800...1/1000. Kokoonpuristuman 1/1000-arvolla 10 metrinen paalu kokoonpuristuu 10 mm ja 30 metrinen paalu kokoonpuristuu 30 mm jne. Kokoonpuristuma on kuitenkin aina laskettava kohde- ja tapauskohtaisesti.

Kuvassa 57 on laskettu pelkästään teräsrakenteena RDs220×12,5 paalun kokoonpuristumaa. Paalun seinämävahvuudesta on vähennetty korroosiovara 2,5 mm, jolloin paalun ainevahvuus on 100 vuoden päästä 10 mm. Geosuunnittelija on määritellyt paalun maksimikestävyudeksi 2 MN, joka on laskentaan laitettu ominaisarvona 1500 kN, joka kerrottuna 1,35:lla on 2025 kN, vaikka pelkkä teräsrakenne kestäisi huomattavasti enemmän. Laskennassa paalun pituus on 30 metriä, ja sauva kokoonpuristuu teoreettisesti 32,6 mm, mikä on melko hyvin linjassa 1/1000-säännön kanssa.

The screenshot shows a software interface for structural analysis. At the top, a list of materials is displayed, with 'RR219x219x10.0*' selected. Below this, input parameters are set to 30000 mm for spacing and 550 mm for plate thickness. The calculation results section shows that the pile is classified as Poikkileikkausluokka 3, and the results are as follows:

Parameter	Value	Limit	Percentage
Puristus [kN]	2025.0	3613.0	56.0 %
Nurjahdus [kN] (y)	2025.0	77.2	999.0 %
Nurjahdus [kN] (z)	2025.0	77.2	999.0 %

The interface also includes a diagram of a pile with two 1500 kN point loads and a status bar at the bottom indicating 'Eurocode 3 SFS-EN 1993-1-1'.

KUVA 57. Paalun RDs220 kokoonpuristuma

Käytännössä kuitenkin paaluihin ei kohdistu maksimikuormia, vaan jonkin verran pienempiä kuormia. Lisäksi korroosio yleensä vaikuttaa vain tietyssä kohtaa paalua, esimerkiksi pohjavedenpinnan vaihtelualueella, jolloin suurin määritelly korroosio ei vaikuta koko paalun pituuteen. Korroosion vaikutus yleensä kokoonpuristumaan on siis vain paikallinen. Nämä seikat tarkoittavat, että kokoonpuristumalaskelma on varmalla puolella eli todellisuudessa 100 vuoden päästä kokoonpuristuma on jonkin verran laskettua pienempi.

Teräspaalujen kokoonpuristumaa voi vähentää seuraavilla tavoilla:

- Vähentämällä paalukuormaa (eli lisätään paaluja)
- Kasvattamalla paalukokoa ja / tai paalun ainevahvuutta
- Betonoimalla paalut ja mitoittamalla paalut liittorakenteena

4.7.2 Kallionvarainen perustus

Jos kallio on sopivasti suhteessa perustuksiin, rakennus voidaan perustaa suoraan kallion tai louhitun kallion varaan. Perustukset voidaan tapittaa kallioon.

Kallionvarainen perustus suunnitellaan pystykuormille, kuten maanvarainen perustus, mutta kalliolta saatavat pohjapaineet ovat huomattavasti suurempia. Tällöin anturoiden leveys pysyy järkevänä. Kallionvarainen perustus on rakennesuunnittelijalle mieleinen vaihtoehto.

Kallionvaraisessa perustuksessa rakennesuunnittelijaa kiinnostaa ainakin seuraavat asiat, jotka geosuunnittelijan on selvitettävä:

- Kallion laatu
- Kallion pohjapaine (käyttörajatilassa ja murtorajatilassa)
- Vaakavoimien vienti kallioon
 - Kitkan osuus? Paljonko voidaan huomioida?
 - Tapitukset? Kuinka syväälle porataan tapitukset?
 - Tappien korroosiovarat ja pintakäsittely (kuumasinkitys tai epoksi)?
- Maaperän / kallion aggressiivisuus

4.7.3 Maanvarainen perustus

Pohjaolosuhteista ja koroista riippuen voi geosuunnittelija määrittää, että rakennus perustetaan arinakerroksen tai massanvaihtotäytön välityksellä tiiviin moreenin varaan tai perustukset kaivetaan moreenin tasolle. Tällöin puhutaan maanvaraisesta perustuksesta. Jos kallion päälle tehdään arinakerros tai massanvaihtotäyttö, on myös kyseessä maanvarainen perustus. Arinakerros tai massanvaihtotäyttö tehdään esimerkiksi murskeesta ja tiivistetään geosuunnittelijan esittämien vaatimusten mukaisesti, ja varmistetaan levykuormituskokeilla, jotta saadaan suunnitelmien mukaiset pohjapaineet. Sekalaisen täytön päältä saatavat pohjapaineet jäävät helposti liian pieneksi korkealla rakennuksella, joten arinakerros tai massanvaihtotäyttö on tehtävä tiiviiseen moreeniin tai kallioon asti.

Maanvaraisella perustuksella tulee korkeassa rakentamisessa helposti ongelmaksi, että maaperän pohjapaine ei ole riittävä suhteessa rakennuksen kuormiin, jolloin anturoiden leveydet eivät pysy enää järkevinä. Tällöin voidaan harkita perustuksina yhtenäisen pohjalaatan käytön mahdollisuutta. On kuitenkin tiedostettava, kun pohjalaatta mitoitetaan taivutettuna laattarakenteena, sen korkeus ja teräsmäärä ovat huomattavat.

Maanvaraisella perustuksella on huomioitava maaperän painuma. Geosuunnittelija esittää painuman kokonaisarvon millimetreissä sekä määrittää alustaluvut, joiden kautta saadaan laskettua jousien jäykkyys. Jouset mallinnetaan FEM-laskentamalliin. Jousille määritellään sijainnin perusteella arvot. Nurkka-, reuna-, ja keskialueille määritellään eri suuruiset jouset kuormien maaperään jakautumisen perusteella.

Maanvaraisessa perustuksessa rakennesuunnittelijaa kiinnostaa ainakin seuraavat asiat, jotka geosuunnittelijan on selvitettävä:

- Maan pohjapaine (käyttörajatilassa ja murtorajatilassa)
- Alustaluvut ja jousivakiot eri alueille
- Vaakavoimien vienti maaperään
 - Riittääkö kitka?
- Maaperän aggressiivisuus

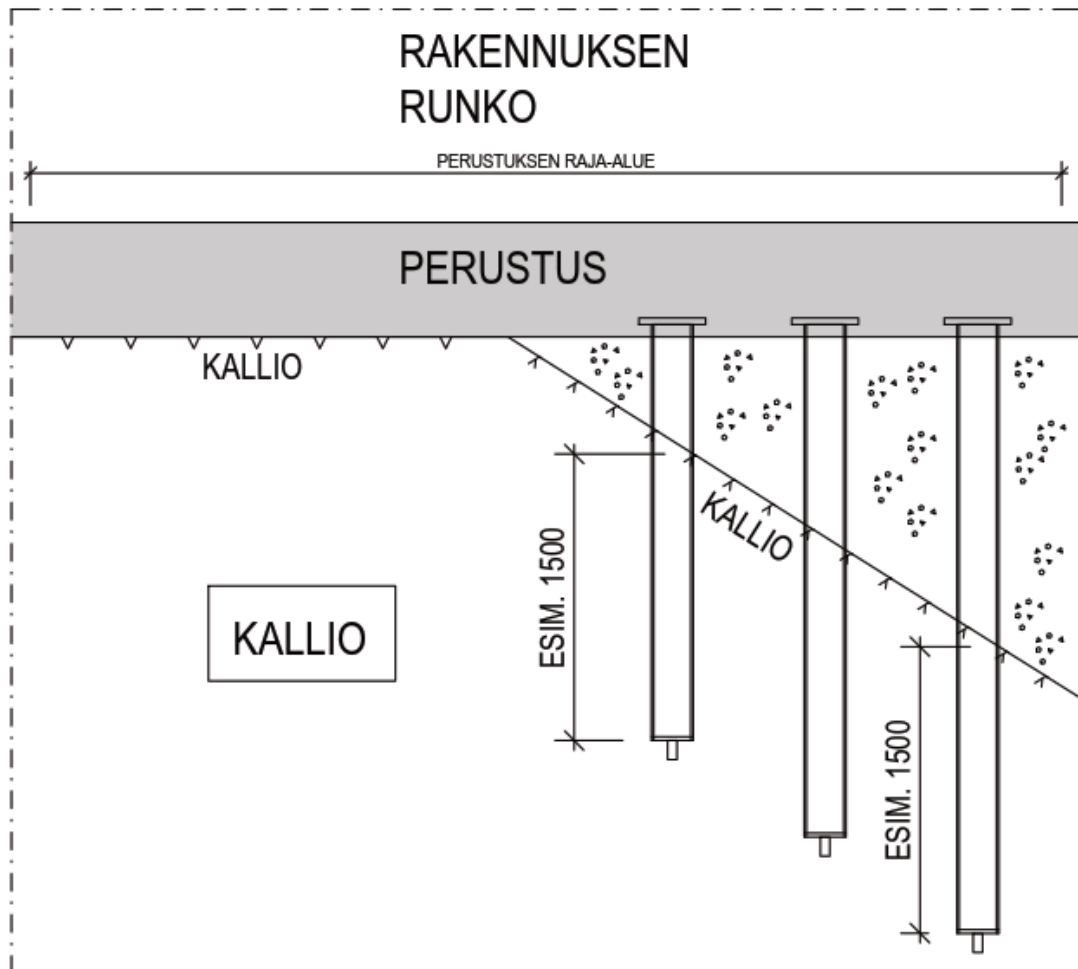
4.7.4 Yhdistelmäperustus

Yhdistelmäperustuksella tarkoitetaan perustusta, jossa on eri perustustapoja rinnakkain. Esimerkiksi rakennuksen toinen puoli voi olla kallionvarainen ja toinen puoli paalutettu. Yleensä tämänkaltainen tilanne tulee, kun kallion pinta putoaa jyrkästi talon alla, jolloin rakennusta ei ole mahdollista tai ainakaan kustannustehokasta perustaa pelkästään kallion varaan.

Yhdistelmäperustukset ovat rakennesuunnittelijalle huomattavan haasteellisia. Rakenne- ja geosuunnittelija yhteistyössä määrittelevät ratkaisut, joilla perustustavan raja-alueella saadaan muodonmuutokset hallittua, ettei synny haitallisia koonpuristumaeroja tai halkeamia. Tavoite on saada perustustavan raja-alueella

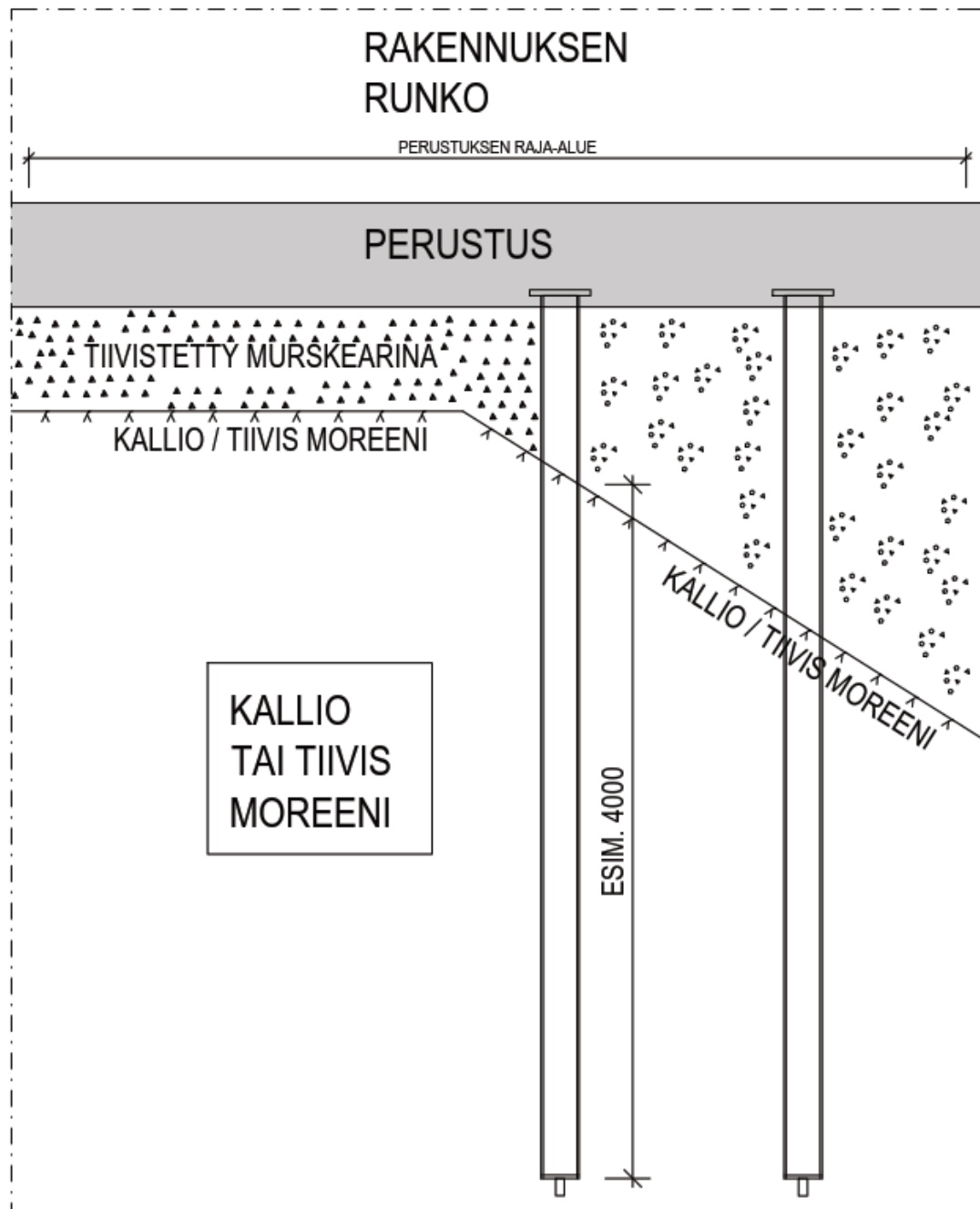
jäykkyydet mahdollisimman samoiksi, vaikka perustamistapa on eri. Yhdistelmäperustusten periaatteet on syytä käydä läpi tapauskohtaisesti heti alussa ulkopuolisen tarkastajan kanssa. Ensin yhteistyössä luodaan hyvät lähtökohdat suunnittelulle, ja ratkaisuja tarkennetaan FEM-mallinnuksen tulosten perusteella. Jäykkyyksiä mallinnetaan alustalukujen kautta saatavilla jousivakioilla. Perustuksilla on oleellinen vaikutus koko rakennuksen rungon rasituksiin.

Kallionvaraisen ja paalutetun yhdistelmäperustuksessa (kuva 58) on huomioitava, että kallio on jäykkä ja käytännössä painumaton tuki. Kuten kappaleessa *4.7.1 Paaluperustus* todettiin, paaluille tulee aina kokoonpuristumaa. Jotta perustuksen raja-alueen rasitukset saadaan hallittua, täytyy raja-alueella perustusten jäykkyys olla samaa luokkaa. Perustusten raja-alueelle voidaan suunnitella paalut tiheämmällä jaolla ja mahdollisesti tavallista järeämmällä paalulla, jotta paaluperustuksen jäykkyysero kallion verrattuna on mahdollisimman vähäinen (kuva 58). Tarkempaa laskentaa on tehtävä aina FEM-mallilla.



KUVA 58. Kallionvaraisen ja paalutetun yhdistelmäperustuksen raja-alue

Maanvaraisen ja paalutetun yhdistelmäperustuksessa (kuva 59) on huomioitava, että maanvarainen perustus painuu aina jonkin verran. Maanvaraista tukea mallinnetaan alustalukujen kautta saatavilla jousivakioilla. Raja-alueella voi tulla ongelmaksi, että lyhyet paalut ovat liian jäykkiä verrattuna maanvaraiseen perustukseen. Toisaalta kuormien puolesta paaluja tuskin voi vähentääkään, joten yhtenä ratkaisuna on suunnitella paalu porattavaksi ylipitkänä kallioon, jolloin paalulle saadaan lisää pituutta, ja siten paalulle saadaan enemmän kokoonpuristumaa, ja jäykkyys saadaan vastaamaan maanvaraisen perustuksen suuruusluokkaa (kuva 59). Tarkempaa laskentaa on tehtävä aina FEM-mallilla.



KUVA 59. Maanvaraisen ja paalutetun yhdistelmäperustuksen raja-alue

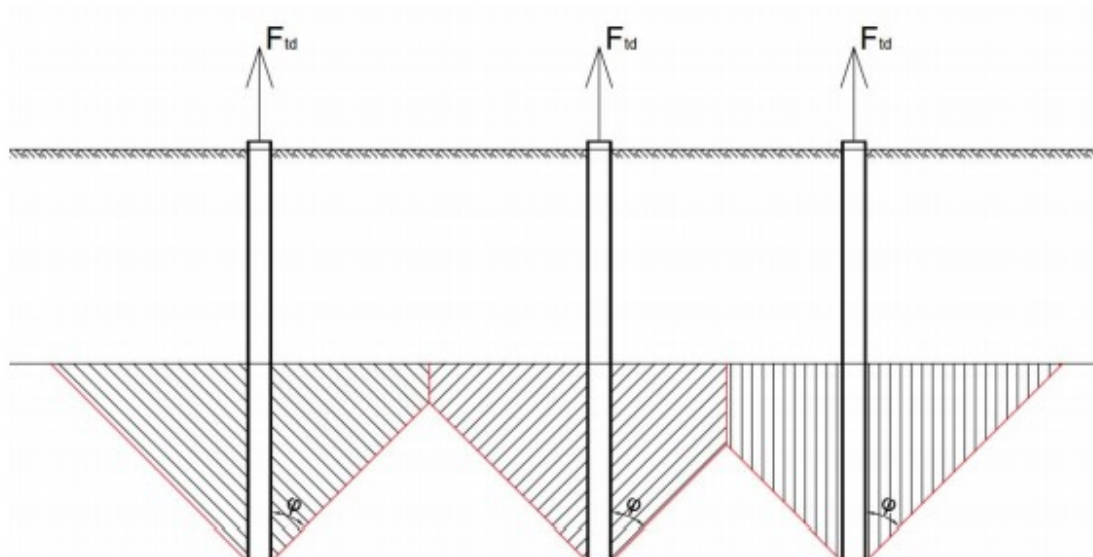
4.7.5 Vetovoimien ankkurointi perustustasolla

Kappaleessa 4.3 *Kokonaisjäykistys* käsiteltiin vetovoimien muodostumista rakenteeseen ja tässä kappaleessa käsitellään vetovoimien ankkurointia perustustasolla.

Jos rakenne menee vedolle, vetovoimat täytyy ankkuroida perustustasolle ja siitä eteenpäin maa- tai kallioperään asti. Käytännössä ankkurointia ei tarvitse tehdä maa- tai kallioperään asti, mikäli rakennuksessa on todella massiiviset betoniperustukset, joilla omapaino riittää ottamaan vastaan vetovoimat. Jos perustusten oma paino ei riitä, eikä niitä ole järkevää kasvattaa, on vaihtoehto ankkuroida vetovoimat kallioon.

Yleensä paaluilla ei katsota olevan vetokestävyyttä. Paalulle on kuitenkin mahdollista määritellä vetokestävyys, jolloin geotekninen vetokestävyys kalliossa määritellään paalun painon ja kallioon injektoidun vaipan vaippavastuksen summana (TIEH2000002-001).

Kun porapaaluihin kohdistuu vetojännityksiä, on mahdollista hyödyntää mitoituksessa paalun vaippavastusta. Paalun porausta jatketaan kallioporausena vähintään kolme metriä, ja paalun vaipan ja kallion väli injektoidaan injektointilaastilla. Tällöin geosuunnittelijan on mitoitettava kallion ja laastin välinen tartunta sekä laastin ja paaluputken välinen tartunta. Lisäksi on tarkistettava kalliokartion oma paino, jotta se on riittävä vastaanottamaan vetovoiman. On huomioitava läheisten paalujen kalliokartioiden tehokas paino. Tämä tarkoittaa sitä, kun kalliokartiot menevät sisäkkäin kuvan 60 mukaisesti, jolloin vain tehokas paino voidaan huomioida. (Liikennevirasto, Marko Ahomies, kallioon injektoitu ja ankkuroitu porapaalu, s. 43)



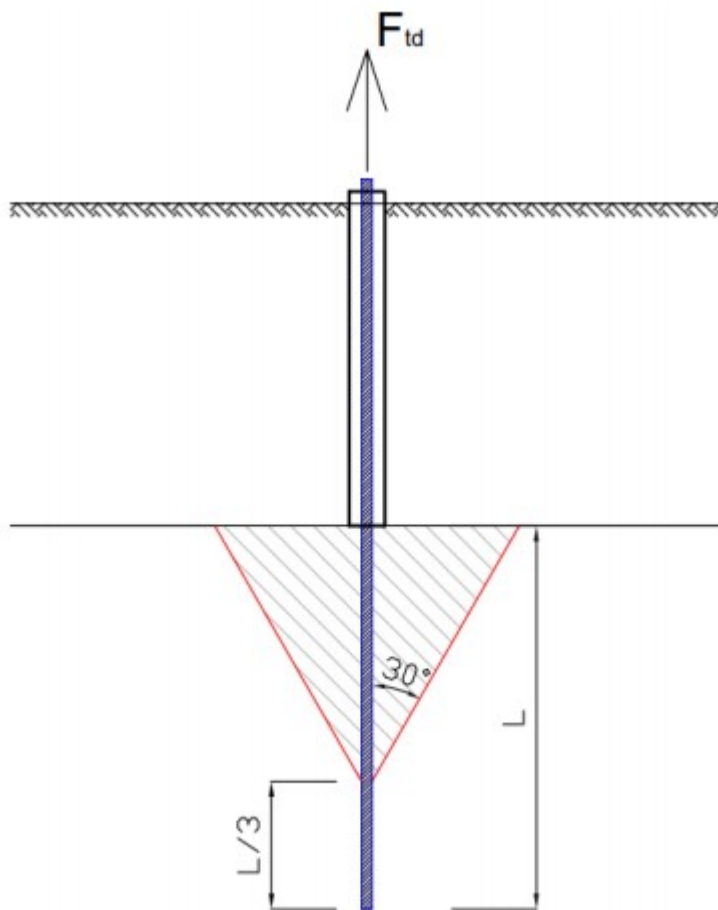
KUVA 60. Kalliokartion tehokas paino

On hyvin mahdollista, että paalujen injektoinnilla kallioon ei saada riittävää vetokestävyyttä, jolloin paalu on ankkuroitava kallioon erillisellä ankkurilla. Tällöin paaluun kohdistuvat vetojännitykset täytyy ottaa pelkästään ankkureilla vastaan (Liikennevirasto, Marko Ahomies, kallioon injektoitu ja ankkuroitu porapaalu, s. 41).

Kallioankkureissa geosuunnittelija mitoittaa rakenteellisen kestävyuden ja kalliojuotoksen kestävyuden. Lähtökohtaisesti ankkureiden koeveto tulee suorittaa. (Liikennevirasto, kallioon injektoitu ja ankkuroitu porapaalu, s. 47).

Porapaalun sisällä voi olla jännitettävä tai jännittämätön ankkuritanko. Ankkuritanko porataan kallioon useita metrejä, esimerkiksi 6 metriä.

Geosuunnittelijan täytyy määrittää ja laskea, että tangon ympärille muodostuvan kalliokartion paino (kuva 61) on riittävä vastaanottamaan paalulle kohdistuvan vetokuorman sekä huomioitava lähekkäin olevien kallioankkurien kalliokartioiden päällekkäisyydessä tilavuuden vähennys. Kalliokartion kärkikulmaksi oletetaan 60 astetta, ja koko ankkurointipituudesta ensimmäisen kolmanneksen ei oleteta toimivan. (RIL 263-2014) (RIL 254-1-2011)



KUVA 61. Kalliokartion tilavuuden muodostuminen (Liikennevirasto)

4.8 Palonkestovaatimusten huomioiminen

Tähän kappaleeseen on otettu tärkeimmät rakennesuunnitteluun vaikuttavat asiat Ympäristöministeriön asetuksesta rakennusten paloturvallisuudesta 848/2017.

Asetus rakennusten paloturvallisuudesta 848/2017 määrittää:

Rakennus ja sen rakennusosat eivät saa aiheuttaa vaaraa sortumisen vuoksi määrättyä aikana palon alkamisesta. Jos henkilöturvallisuuden takia tai vahinkojen suuruuteen nähden on tarpeellista, rakennuksen on riittävän luotettavasti kestävä sortumatta koko palokuorman palaminen ja jäähtyminen.

Korkea betonirakenteinen rakennus kuuluu aina vähintään paloluokkaan P1. Korkea rakennus voi kuulua paloluokkaan P0, mikä tarkoittaa oletettuun palonkehitykseen perustuvaa mitoitusta. Betonirunkoiselle talolle ei ole järkevää tehdä oletettuun palonkestoon perustavaa mitoitusta, koska se lisää suunnittelukustannuksia ja mahdollisesti rajoittaa tilojen käyttöä. Selkeintä on käyttää P1-paloluokkaa ja sen taulukon tuomia vaatimuksia.

P1-paloluokan korkea rakennus on rungoltaan yleensä vähintään R120. R tarkoittaa rakenteellista palonkestoa ja 120 minuuttimäärää, joka rakenteen on kestävä paloa. Osastoivien rakennusosien luokkavaatimus on yleensä EI 60. E tarkoittaa tiiveyttä, I eristävyyttä ja 60 minuuttimäärää, joka rakenteen on kestävä paloa.

R120-vaatimus tulee korkean rakennuksen kantaville rakenteille, kun palokuorma on alle 600 MJ/m². Tähän palokuormaryhmään kuuluvia tiloja ovat muun muassa asunnot, majoitustilat, hoitolaitokset, työpaikatilat ja autosuojat. Jos yli 28 metriä, mutta enintään 56 metriä korkea rakennus on varustettu *tarkoitukseen sopivalla automaattisella sammutuslaitteistolla*, paloluokka on R90 tässä palokuormaryhmässä.

R180-vaatimus tulee korkean rakennuksen kantaville rakenteille, kun palokuorma on vähintään 600 MJ/m^2 , mutta enintään $1\,200 \text{ MJ/m}^2$. Tähän palokuormaryhmään kuuluvia tiloja ovat muun muassa asuntojen irtaimistovarastoja sisältävät palo-osastot, enintään 50 neliömetrin varastot, moottoriajoneuvojen korjaus- ja huoltotilat. Jos yli 28 metriä, mutta enintään 56 metriä korkea rakennus on varustettu automaattisella sammutuslaitteistolla, paloluokka on R120 tässä palokuormaryhmässä.

R240-vaatimus tulee korkean rakennuksen kantaville rakenteille, kun palokuorma on vähintään 1200 MJ/m^2 . Tämä vaatimus tulee vain harvoin, mutta yleisin tämän vaatimuksen aiheuttama tekijä on öljykäyttöinen muuntamo.

Yli 56 metriä korkea rakennus on varustettava tarkoitukseen sopivalla automaattisella sammutuslaitteistolla eli yleensä sprinklerijärjestelmällä.

Parvekkeiden palonkestävyyksivaatimus on puolet kerroksen kantavien rakenteiden vaatimuksesta.

Eurokoodin EN 1992-1-2 mukaisesti kantavien rakenneosien (pilarit, seinät, palkit ja laatat) palonkestävyyden määrittämiseen on olemassa kehittyneitä laskentamenetelmiä, yksinkertaistettuja laskentamenetelmiä ja taulukkomitoitus. Taulukkomitoitus on näistä yksinkertaisin, jota myös kannattaa ensisijaisesti käyttää.

Teräsbetonipilarien ja -seinien standardipalonkestävyyteen perustuvissa taulukkomitoituksissa (kuva 62 ja 63) mitoitus perustuu keskiöetäisyyden a nimellisarvoihin vähimmäisbetonipeitteen sijasta. Kyseessä on nimellismitta, ei vähimmäismitta. Rakennesuunnittelija varmistaa, että $a = c_{\text{nom}} + \varnothing_{\text{haka}} + \varnothing_{\text{päätanko}}/2 \geq a_{\text{vaadittu}}$. (Betoniteollisuus, Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 5. Pilarit, s. 1)

Kuvien taulukoissa μ_{fi} on normaalivoiman mitoitusarvo palotilanteessa jaettuna pilarin kestävyuden mitoitusarvolla normaalilämpötilassa. Luonnossuunnitteluvaiheessa kannattaa varmalla puolella olevaksi μ_{fi} arvoksi ottaa 0,7. R120-paloluokassa pilarien vahvuus kannattaa olla vähintään 380×380 tai 480×480 (kuva 62)

ja ulkoseinien vahvuus vähintään 160 mm (kuva 63). Palolle molemmin puolin altistetun eli palo-osaston sisäisen seinän vahvuus kannattaa olla vähintään 220 mm (kuva 63).

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Pilarin leveys b_{min} / pääterästen keskiöetäisyys a			
	Pilarin altistus useammalta kuin yhdeltä sivulta			Pilarin altistus yhdeltä sivulta
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40 ^a	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45 ^a 450/40 ^a	350/57 ^a 450/51 ^a	175/35
R 180	350/45 ^a	350/63 ^a	450/70 ^a	230/55
R 240	350/61 ^a	450/75 ^a	—	295/70

Huomautukset
Tämä taulukko on sama kuin eurokoodin SFS-EN 1992-1-2 taulukko 5.2a (menetelmä A) ja on voimassa seuraavilla ehdoilla:
1 Sivusiirtymättömän (=jäykistety) pilarin nurjahduspituus palotilanteessa $l_{0,fi} \leq 3$ m. Arvona $l_{0,fi}$ voidaan pitää 50 % todellisesta pituudesta välikerroksille ja 50...70 % todellisesta pituudesta ylimmän kerroksen pilarille
2 Ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyyden palotilanteessa tulisi olla $\leq 0,4b$ (tai h). Vaihtoehtoisesti käytetään menetelmää B (ks. eurokoodi EN 1992 osa 1-2, taulukko 5.2b). Epäkeskisyydenä palotilanteessa voidaan pitää samaa arvoa kuin mitoitusarvo normaalilämpötilassa.
3 Raudituksen poikkileikkauksen pinta-ala limityskohtien ulkopuolella on korkeintaan 4 % betonin poikkileikkauksen pinta-alasta.
4 μ_{fi} on normaalivoiman mitoitusarvo palotilanteessa jaettuna pilarin kestävyden mitoitusarvolla normaalilämpötilassa. Varmalla puolella olevaksi $\mu_{fi,n}$ arvoksi voidaan ottaa 0,7.
Merkinnät
a Vähintään 8 tankoa

KUVA 62. Teräsbetonipilarien vähimmäismitat ja -keskiöetäisyydet. Lähde: Betoniteollisuus, Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, Osa 5. Pilarit, s. 3.

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Seinän paksuus / päätankojen keskiöetäisyys a			
	Seinän altistus toiselta puolelta ($\mu_{fi} = 0,35$)	Seinän altistus molemmilta puolilta ($\mu_{fi} = 0,35$)	Seinän altistus toiselta puolelta ($\mu_{fi} = 0,7$)	Seinän altistus molemmilta puolilta ($\mu_{fi} = 0,7$)
REI 60	110/10 ^a	120/10 ^a	130/10 ^a	140/10 ^a
REI 90	120/20 ^a	140/10 ^a	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

Huomautukset
1 Tämä taulukko on perustuu standardin EN 1992-1-2 taulukkoon 5.4.
2 Ks. taulukon 2 huomautus 4.
Merkintä
a Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä betonipeitteen paksuus on määräävä

KUVA 63. Teräsbetoniseinien vähimmäismitat ja -keskiöetäisyydet. Lähde: Betoniteollisuus, Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, Osa 5. Pilarit, s. 3.

Teräsbetonilaattojen ja -palkkien standardipalonkestävyyteen perustuvissa taulukkomitoituksissa (kuva 64 ja 65) on merkitystä laatan ristiin kantavuudella ja palkin jatkuvuudella. Ristiin kantavaa laattaa pidetään neljältä sivulta tuettuna, ellei näin ole, laattoja pidetään yhteen suuntaan kantavana. Ristiin kantavalla laattalla suojabetoni voi olla 25 mm, jolloin alemman päätangon keskiöetäisyys on 30 mm. Yhteen suuntaan kantavalla laattalla suojabetoniksi on syytä valita 35 mm, jolloin päätangon keskiöetäisyys on 40 mm.

Standardipalonkestävyys		Vähimmäismitat (mm)						
		Yhteen suuntaan kantava laatta ^{a,b}	Ristiin kantava laatta ^{a,b,c,d}			Ristiin kantavan ripalaatan rivat ^e		
			$l_y/l_x \leq 1,5^f$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2^f$				
REI 60	$h_s =$ $a =$	80 20	80 10 ^g	80 15 ^g	$b_{min} =$ $a =$	100 25	120 15 ^g	≥ 200 10 ^g
REI 90	$h_s =$ $a =$	100 30	100 15 ^g	100 20	$b_{min} =$ $a =$	120 35	160 25	≥ 250 15 ^g
REI 120	$h_s =$ $a =$	120 40	120 20	120 25	$b_{min} =$ $a =$	160 45	190 40	≥ 300 30
REI 240	$h_s =$ $a =$	175 65	175 40	175 50	$b_{min} =$ $a =$	450 70	700 60	\square

Huomautukset

1 Tämä taulukko perustuu eurokoodin EN 1992-1-2 taulukoihin 5.8...5.11. Pilarilaattojen osalta viitataan oppaaseen "Pilarilaatat."

2 Taulukko pätee vain, jos on noudatettu yksityiskohtien suunnitteluvaatimuksia (ks. huomautus 3) ja kun tavanomaisessa lämpötilassa mitoitustaivutusmomenttien uudelleen jakautuminen on korkeintaan 15 %.

3 Kun palonkestävyyttä koskeva vaatimus on vähintään R90, edellytetään yläpinnan raudoituksen poikkileikkausalan olevan jokaisen välituen kohdalla tuen keskiivälta etäisyyteen $0,3l_{eff}$ asti vähintään seuraavan kaavan mukainen:
 $A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) (1 - 2,5(x/l_{eff}))$ jossa:
 x on poikkileikkauksen etäisyys tuen keskilinjasta.
 $A_{s,req}(0)$ on poikkileikkauksessa murtorajatilassa vaadittava teräspinta-ala normaalilämpötilamitoituksessa.
 $A_{s,req}(x)$ on poikkileikkauksessa vaadittava minimi teräspinta-ala, kuitenkin vähintään normaalilämpötilamitoituksessa vaadittava teräspinta-ala.
 l_{eff} on tehollinen jännemitta. Jos viereisen jänteen tehollinen jännemitta on suurempi kuin tarkasteltavan kentän tehollinen jännemitta, käytetään laskennassa viereisen kentän tehollisen jännemitan arvoa.

4 Standardipalonkestovaatimuksia voi olla kantavuudelle R ja/tai osastoivuudelle EI:
R mekaaninen kestävyys kantavuuden kannalta
E rakenteen tiivys
I eristävyys

5 Yhteen suuntaan kantavan ripalaatan ripoja voidaan pitää palkkeina, ja viitataan oppaaseen "Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Palkit". Yläpintaa voidaan pitää ristiin kantavana laattana, kun $1,5 < l_y/l_x \leq 2$.

Merkinnät

a Laatan paksuus h_s on laatan paksuuden ja mahdollisen palamattoman lattianpäällysteen paksuuden summa.

b Jatkuissa massiivilaatoissa raudoituksen negatiivisen momentin kohdalla tulee olla vähintään $A_s \geq 0,005 A_c$ ja ulottua jatkuvana välitukien yli, jos
1) käytetään kylmämuokattua terästä tai
2) kaksiaukkaisen laatan reunatuilla ei ole kiinnitysmomenttia tai
3) kun kuorman vaikutusten poikittaista uudelleen jakautumista ei voida saavuttaa.

c Ristiin kantavissa laatoissa keskiöetäisyys tarkoittaa alemmaa raudituskerrosta.

d Termi 'ristiin kantava laatta' tarkoittaa neljältä reunalta tuettua laattaa. Ellei näin ole, laattoja pidetään yhteen suuntaan kantavina.

e Ristiin kantavaa ripalaattaa koskevat seuraavat huomautukset:
Rivan poikittaisesta pinnasta mitattu raudoituksen keskiöetäisyys tulee olla vähintään $(a + 10)$.
Arvot ovat voimassa, kun kuormitus on pääasiassa tasaisesti jakautunut.
Vähintään yhden reunan tulee olla jäykästi kiinnitetty.
Yläpinnan raudoituksen tulee olla laipan ylemmässä puoliskossa.

f l_x ja l_y ovat ristiin kantavan laatan jännemittoja (kahteen toisiaan vastaan kohtisuoraan suuntaan), jossa l_y on pitempi jännemitta.

g Yleensä eurokoodin EN 1992-1-1 vaatimukset määrittävät betonipeitteen paksuuden.

KUVA 64. Teräsbetonilaattojen vähimmäismitat ja -keskiöetäisyydet. Lähde: Betoniteollisuus, Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, Osa 3. Laatat, s. 2.

Standardipalonkestävyys		Vähimmäismitat (mm)							
		Mahdolliset yhdistelmät a ja b _{min} , jossa a on keskimääräinen keskiöetäisyys ja b _{min} on palkin leveys							
		Vapaasti tuetut palkit				Jatkuvat palkit			
		A	B	C	D	E	F	G	H
R 60	b _{min} = a =	120 40	160 35	200 30	300 25	120 25	200 12 ^a		
R 90	b _{min} = a =	150 55	200 45	300 40	400 35	150 35	250 25		
R 120	b _{min} = a =	200 65	240 60	300 55	500 50	200 45	300 35	450 35	500 30
R 240	b _{min} = a =	280 90	350 80	500 75	700 70	280 75	500 60	650 60	700 50

Huomautukset

1 Tämä taulukko on sama kuin eurokoodin SFS-EN 1992-1-2 taulukot 5.5 ja 5.6.

2 Keskiöetäisyys a_{sd} palkin sivupinnasta nurkkatankoon tulee olla a +10 mm, paitsi kun b_{min} on suurempi kuin sarakkeissa C ja F esitetyt arvot tai rauditus on useammassa kerroksessa.

3 Taulukko pätee vain, jos on noudatettu yksityiskohtien suunnitteluvaatimuksia (ks. huomautus 4) ja kun tavanomaisessa lämpötilassa taivutusmomenttien uudelleen jakautuminen on korkeintaan 15 %.

4 Kun standardipalonkestävyyttä koskeva vaatimus on vähintään R90, edellytetään yläpinnan raudituksen poikkileikkausalalan olevan jokaisen välituen kohdalla tuen keskiviivalta etäisyyteen 0,3l_{eff} asti vähintään seuraavan kaavan mukainen:

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0)(1 - 2,5(x/l_{eff}))$$
jossa:
x on poikkileikkauksen etäisyys tuen keskilinjasta.
A_{s,req}(0) on poikkileikkauksessa murtorajatilassa vaadittava teräspinta-ala normaalilämpötilamitoituksessa.
A_{s,req}(x) on poikkileikkauksessa murtorajatilassa vaadittava teräspinta-ala, kuitenkin vähintään normaalilämpötilamitoituksessa vaadittava teräspinta-ala.
l_{eff} on tehollinen jännemitta. Jos viereisten jänteiden tehollinen jännemitta on suurempi, käytetään tätä arvoa.

5 Palonkestävyysluokissa R120 – R240 palkin leveyden ensimmäisen välituen kohdalla tulee olla vähintään sarakkeessa F esitetyn suuruinen, jos kumpikin seuraavista ehdoista on voimassa:
a reunatuilla ei ole kiinnitysmomenttia ja
b tavanomaisessa lämpötilassa $V_{Ed} > 0,67 V_{Rd,max}$.

6 Palkeille, joiden uuman leveys vaihtelee, b_{min} tarkoittaa leveyttä vetoraudituksen painopisteessä

Merkintä
a Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä betonipeitteen paksuus on määräävä.

KUVA 65. Teräsbetonilaattojen vähimmäismitat ja -keskiöetäisyydet. Lähde: Betoniteollisuus, Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, Osa 4. Palkit, s. 2.

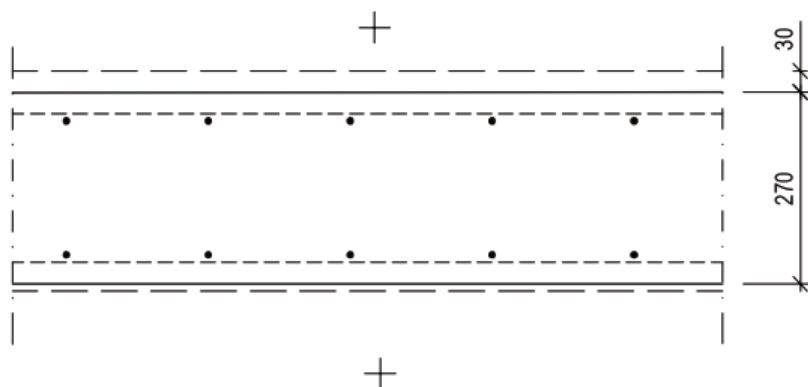
4.9 Vaakarakenteet

4.9.1 Laatat

Laatta on rakenneosana, jonka sivumitta on vähintään 5 kertaa laatan kokonaispaksuus (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, s. 57).

Paikallavalettava teräsbetonilaatta (kuva 66) on varma valinta korkeaan rakentamiseen. Paikallavalettava teräsbetonilaatta suunnitellaan yleensä jatkuvana ja ristiin kantavana, mikä helpottaa vaurionsietokyvyn hallintaa. Laatta voidaan suunnitella esimerkiksi 270 mm tai 300 mm paksuna, tai yhtä hyvin tältä väliltä. 270 mm paksu laatta on useimmiten toimiva, mutta jos kohteessa on isot jänneväli ja pitkiä viemärivetoja, kannattaa harkita 300 mm paksun laatan käyttöä. 270 mm paksulla teräsbetonilaatalla ja C30/37 betonilla alapinnan minimirauditus on

T10 k200, mutta 300 mm paksulla teräsbetonilaatalla ja C30/37 betonilla alapinnan minimiraudoitus on T10 k175. Minimiraudoituksen määrällä on kustannusvaikutusta. Yleensä alapinnassa minimiraudoitus riittää pitkälle, kun jännevälit pysyvät maltillisina ($< 7 \text{ m} \times 7 \text{ m}$ kentät) ja välipohjiin ei synny merkittäviä lisävetoimia, joita pitää hallita alapinnan teräksillä.



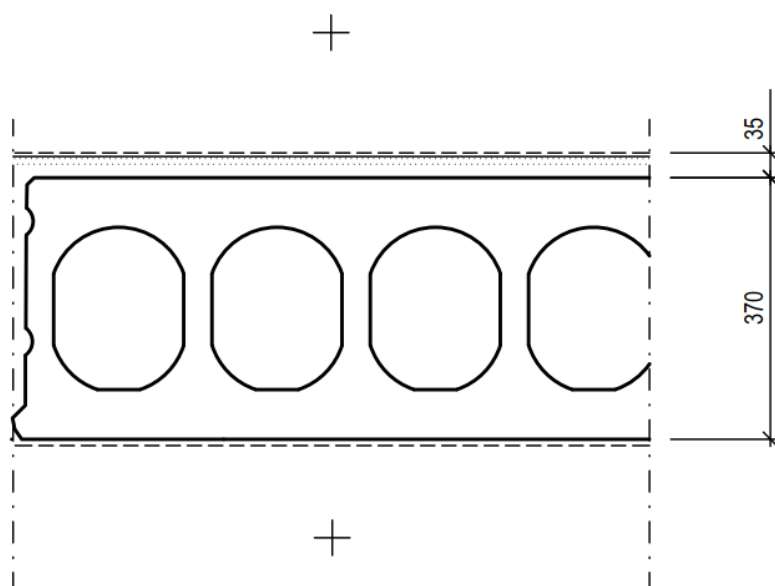
KUVA 66. Paikallavalettu laatta, $h_l = 270 \text{ mm}$

Massiivilaattaelementtien käyttömahdollisuus on selvitettävä tapauskohtaisesti. Yleensä massiivilaattaelementtejä voi ja kannattaa käyttää porrashuoneessa, jolloin porraselementtien leukaliitokset saadaan tehtyä elementtirakenteeseen. Korkeiden rakennusten käytävä tehdään yleensä myös paikallavalulaatalla, mikä tuo vaakarakenteelle jatkuvuutta sekä helpottaa vaakavoimien hallintaa. Työmaan kannalta käytävällä olevat massiivilaattaelementit helpottavat työn aikaista kulua sekä varastointia. Massiivilaattaelementtien käyttömahdollisuutta käytävällä voi selvittää, mutta ainakin korkeammissa rakennuksissa on syytä tehdä myös käytävä paikallavaluna. Yhtenä vaihtoehtona on massiivilaattojen reunoissa käytettävät työsaumaraudoitteet, joilla saadaan otettua veto- ja leikkausvoimia. Jos sähköputkia täytyy viedä nousukuilulta käytävän välipohjassa asuntoihin, täytyy käytävässä käyttää paikallavalulaattaa.

Vaakarakenteiden toteutuskelpoisuuteen vaikuttavat:

- Jännevälit
- Laatan jatkuvuus (useampiaukkoinen rakenne)
- Vaakarakenteeseen jäykistyksestä tulevat normaalivoimat (veto tai puristus)
- Työnaikaiset tuennat yleisesti (työn aikaiset hissit, nosturien vaakatuennat)
- Reiät (merkittävimpana hormit)

Ontelolaattojen (kuva 67) käyttöä voisi harkita korkean rakentamisen korkeusmäärittelyn matalassa päässä eli n. 12-kerroksissa rakennuksissa, jotka kuuluvat onnettomuusrajatilan seuraamusluokkaan CC3a. Tällöin on syytä olla myös paljon jäykistävää seinää, ja välipohjaan muodostuvat vetovoimat on syytä olla vähäisiä tai niitä ei muodostu ollenkaan.



KUVA 67. Ontelolaatta, hl = 370 mm

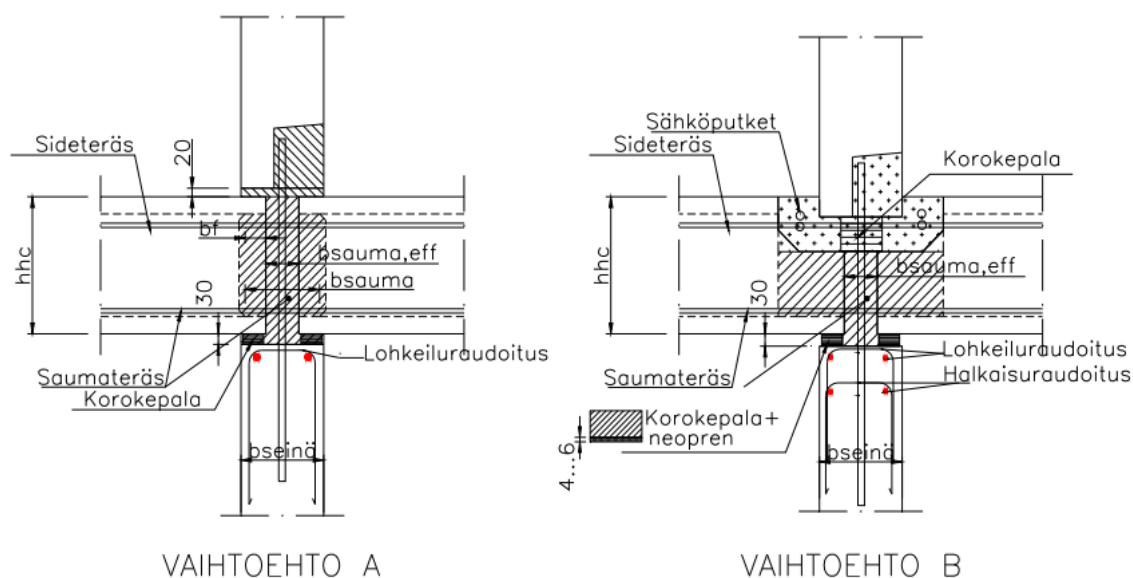
Ontelolaattojen käyttö korkeassa rakentamisessa tuottaa ainakin seuraavia haasteita rakennesuunnitteluun:

- Vaurionsietokyvyn hallinta
- Saumavoimat voivat nousta isoiksi
- Ontelolaatan pään puristuskestävyys
- Hormien sijoitukset suunniteltava ontelolaattojen ehdoilla

Vaurionsietokyvyn hallinta ontelolaatastolla on huomattavasti haasteellisempi suunnittelutehtävä kuin jatkuvalla ja ristiin kantavalla paikallavalettavalla teräsbetonilaatalla. Ontelolaatta toimii yksiaukkoisena ja yhteen suuntaan kantavana rakenteena.

Ontelolaatastolla saumavoimat voivat nousta isoiksi. Vaikka saumavoimat saataisiin laskennallisesti kestämään järeämmällä teräsmäärällä, käytännössä ontelolaattojen saumaan ei mahdu normaalia suurempia saumateräsmääriä. Tämän takia rakennesuunnittelija voi joutua määrittämään ontelolaatat asennettavaksi 20 mm välillä toisiinsa, normaalin puskusauman sijasta. Tällöin tulee käytännössä työmaalle ongelmaksi, että kaikki ontelolaattojen saumat täytyy muotittaa laudalla alapuolelta, mikä lisää työmäärää merkittävästi. Lisäksi ontelolaattojen normaalia leveämpi sauma jää myös yleensä asunnon makuu- ja olohuoneisiin näkyviin.

Yhtenä haasteena on ontelolaatan pään puristuskestävyys, mikä ei kestä suuria pystykuormia. Tästä on olemassa Betoninormikortti 27, mikä käsittelee raskaasti kuormitettujen (yleensä yli 8-kerroksisten rakennusten) kantavien seinien ja ontelolaattojen muodostamaa liitosta (kuva 68). Liitoksen kestävyys on herkkä pienillekin tukipituuden muutoksille, valmistusvirheille ja saumavalujen onnistumisille (Betoninormikortti 27, 2012, s. 1).



KUVA 68. Ontelolaatan ja seinän liitos. Kuvälähde: Betoninormikortti 27, 2012, s. 2

4.9.2 Palkit

Palkki on rakenneosaa, jonka jännemitta on vähintään 3 kertaa poikkileikkauksen kokonaiskorkeus. Muuten sitä pidetään seinämäisenä palkkina. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 + AC, s. 57).

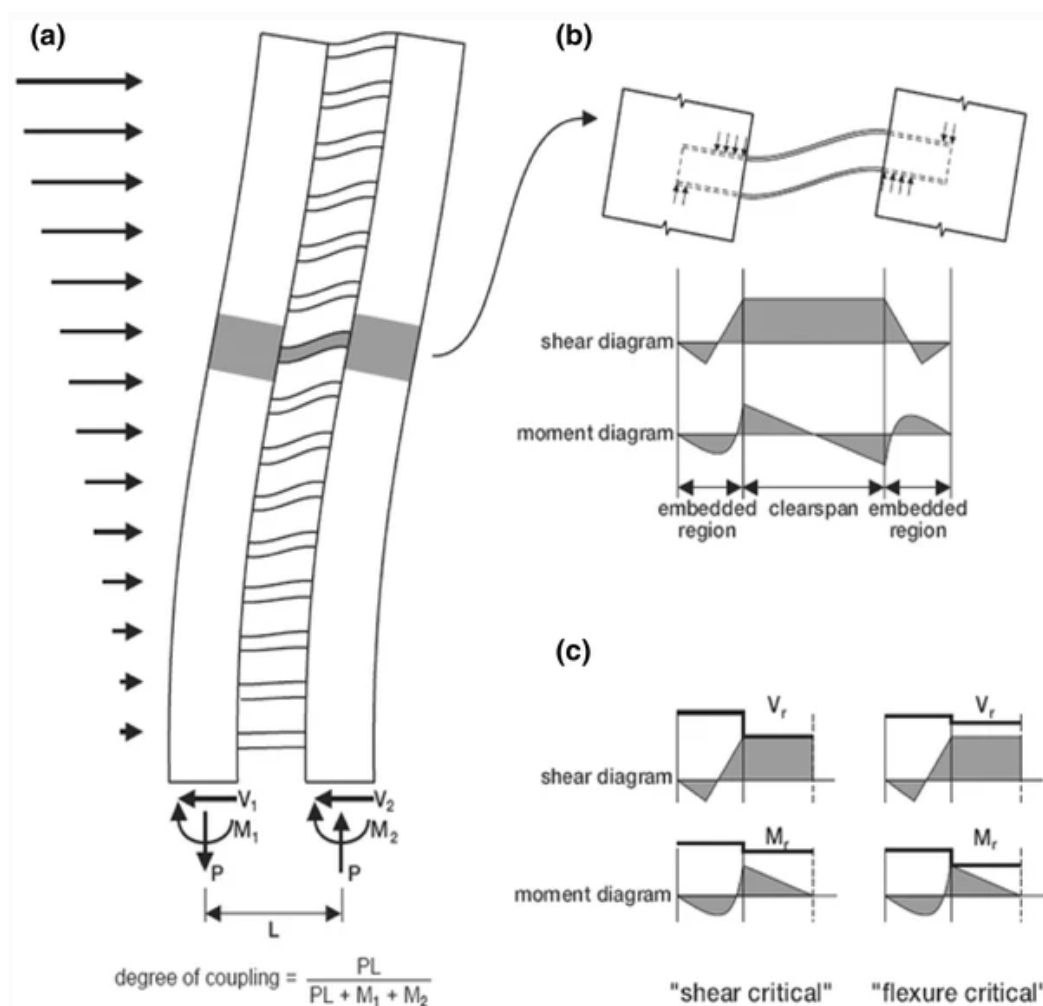
Kantaviin seiniin perustavassa kerrostalorakentamisessa tavallisen asuinkerroksen palkeilla on yleensä automaattisesti riittävästi korkeutta, kun palkit toimivat tasoilta tuleville kuormille. Jos palkit toimivat kuormansiirtorakenteena, niiltä loppuu nopeasti kestävyys. Palkkeja kuormansiirtorakenteena on käsitelty aiemmin kappaleessa 4.5.3 *Palkit*.

4.9.3 Aukkopalkkien kestävyys

Aukkopalkilla (englanniksi coupled beam) tarkoitetaan rakenneosaa, joka yhdistää kaksi leikkausseinää. Järjestelmässä voi olla kytkettynä useampia seiniä. Jos leikkausseinien välille syntyy kokoonpuristumaeroja, aiheuttaa tämä lisärasitusta aukkopalkkeille. (Väyrynen, 2020).

Peräkkäiset seinät (pystyrakenteet) alkavat toimimaan palkin välityksellä yhdessä (kuva 69), koska muodonmuutosta ei pääse vapaasti tapahtumaan. Kyseessä on yhdistetyt leikkausseinät (englanniksi coupled shear wall).

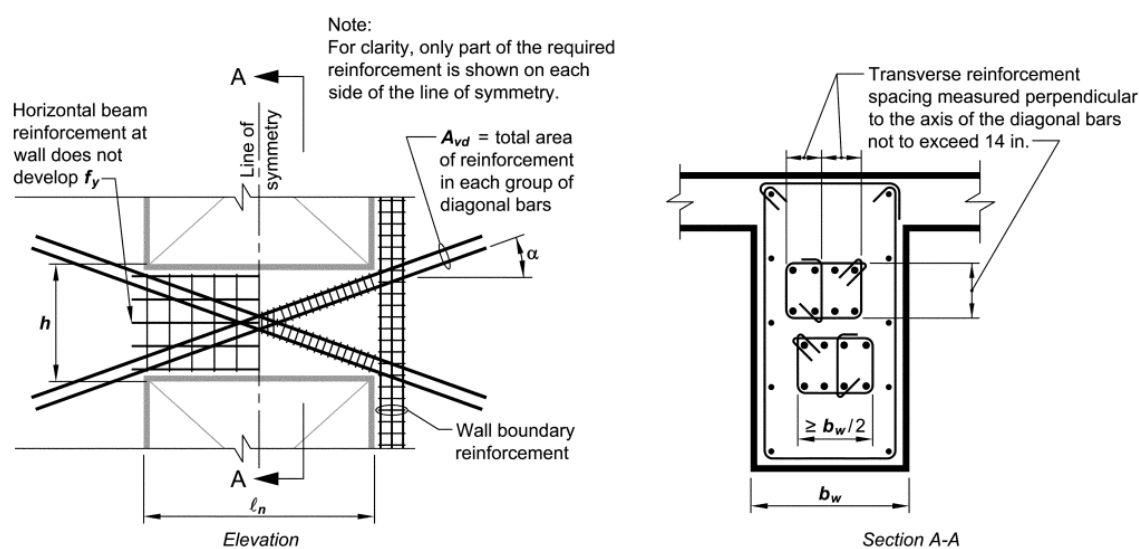
Coupled shear wall -ilmiö (kuva 69) lisää tarkasteltavan seinälinjan kokonaisjäykkyyttä, koska kahden seinän yhdistetty jäykkyys on statiikan sääntöjen mukaan merkittävästi suurempi kuin kahden yksittäisen seinän jäykkyys. Yhdistetty rakenne kuitenkin lisää merkittävästi aukkopalkin rasituksia. Aukkopalkille tulee lisärasituksia momentin ja leikkausvoiman muodossa. Tämän ilmiön takia korkeassa rakentamisessa jäykistyksestä tulevien voimien takia aukkopalkit ovat tiukemmilla kuin matalammissa taloissa.



KUVA 69. Coupled shear wall -ilmiö. Kuvallähde: Soo-Yeon Seo, Hysteretic Behaviour of Conventionally Reinforced Concrete Coupling Beams in Reinforced Concrete Coupled Shear Wall.

Statiikan sääntöjen mukaisesti vaakavoimat yleensäkin jakautuvat jäykistäville seinille niiden jäykkyyksien suhteessa. Joten mitä enemmän on oikeaoppisesti sijoiteltua jäykistävää umpiseinää, sen vähemmän kahden seinän yhdistelmä jäykistää rakennusta, ja tämän ansiosta aukkopalkkien läpi menee vähemmän voimia. Välttämättä aukkopalkkeihin ei kohdistu merkittäviä voimia esimerkiksi 12–15-kerroksisessa rakennuksessa, mutta tämä ilmiö on hyvä tiedostaa ja pitää mielessä. Aukkopalkkien mitoitus jäykistäville voimille ja Coupled shear wall -ilmiö ei ilmeisesti ole Suomessa kovin perusteellisesti tiedossa. Asia korostuu, mitä korkeampaan rakentamiseen mennään.

Yhdysvalloissa käytössä oleva suunnittelunormin ACI 318 mukaan aukkopalkit suunnitellaan joko diagonaaliraudoitettuna tai tavanomaisesti vaakasuoraan raudoitettuna. Diagonaaliraudoitettu palkki (kuva 70) toimii maanjäristystilanteessa, toisin kuin tavanomaisesti raudoitettu palkki. Diagonaalisesti raudoitettu palkki toimii sitkeänä rakenteena ja kykenee maanjäristysenergian dissipoitumiseen. (Väyrynen, 2020)



KUVA 70. Diagonaalisesti raudoitettu palkki. Kuvälähde: ACI 318-08, s. 355

Aukkopalkit ovat olleet viime vuosikymmeninä laajasti tutkittu kansainvälisesti. Aukkopalkin toiminnan merkitys korostuu maanjäristyksessä, ja suunnittelunormeissa aukkopalkkeja on käsitelty maanjäristysmitoituksen kohdalla. Eurokoodin maanjäristystä käsittelevästä osiosta ei löydy vastaavia ohjeita. (Väyrynen, 2020)

Koko rakennuksen FEM-mallinnuksessa on huomioitava, ettei aukkopalkit välitä sellaisia ison suuruusluokan momentti- ja leikkausvoimia, joita todellisuudessa aukkopalkki ei ole kykenevä välittämään. Kokonaisjäykistyksen kannalta ollaan varmallia puolella, jos aukkopalkit ovat laskentamallissa nivelellisiä tai niitä ei mallinneta ollenkaan eli pelkkä seinän pätkä menee välipohjasta välipohjaan. Täytyy kuitenkin lisäksi tarkastella, ettei aukkopalkkeihin synny muodonmuutoksista halkeamia.

Janne Väyrynen on tutkinut perusteellisesti aukkopalkkeja vuonna 2020 YAMK-opinnäytetyössään *Korkean rakentamisen erityispiirteet aukkopalkkien suunnittelussa*. Väyrynen on opinnäytetyössään erityisesti perehtynyt korkean rakentamisen erityispiirteisiin ja aukkopalkkien suunnitteluun. Väyrysen opinnäytetyö on erittäin laadukkaasti tehty ja siitä saa erittäin hyvää lisätietoa korkeasta rakentamisesta sekä aukkopalkkien suunnittelusta.

4.10 Pystyrakenteet

4.10.1 Pystyrakenteiden rakennevahvuudet

Yleisimpiä pystyrakenteita ovat seinät ja pilarit. Pilariksi määritellään pystyrakenne, jonka poikkileikkauksen suurempi sivumitta on enintään 4 kertaa sen pienempi sivumitta ja pituus on vähintään 3 kertaa poikkileikkauksen suurempi sivumitta. Muuten sitä pidetään seinänä. (SFS EN-1992-1-1, s. 57). Kun pystyrakenteen pituuden suhde paksuuteen on vähintään 4, on kyseessä seinä (SFS EN-1992-1-1, s. 161). Seinä voi olla raudoitettu tai raudoittamaton. Raudoittamatonta betoniseinää voi käyttää myös korkeissa rakennuksissa erityisesti yläkerroksissa.

Pystyrakenteiden rakennevahvuuksien määrittäminen riittäväksi on yksi rakennesuunnittelun luonnossuunnittelun tärkeimmistä tehtävistä. Korkean rakennuksen rakennesuunnittelussa pystyrakenteiden rakennevahvuuksien määrittelyssä tulee huomioida ainakin:

- Pystyrakenteiden sopivat jännitykset
- Sandwich-elementeissä käytettävien eristeiden valun aikaiset sallitut puristuslujuudet
- Elementtien painot, jaot ja sarjat

Korkeissa rakennuksissa seinien paksuus muuttuu rakennuksen eri kerroksissa ylöspäin mentäessä. Alakerroksissa rakennepaksuudet valitaan kuormien vaatimien kestävyysien kannalta sopiviksi. Esimerkiksi 16-kerroksisen talon seinät

on yleensä hyvä tehdä kolmella eri rakennepaksuudella. Ei siis kannata tarpeettoman paksuja seiniä viedä alhaalta ylös asti. Tarpeettoman paksujen seinien huonoja puolia ovat oman painon kasvu, tiheämpi elementtijako, suuremmat kustannukset ja kerrosneliöiden tuhlaaminen tarpeettoman paksuille rakenteille. Jos alakerroksissa on tavallista korkeampien kerroskorkeuksien tiloja, kannattaa kyseiset kerrokset valita omaksi rakennepaksuudeksi, kuten esimerkkitaulukossa (taulukko 4) on esitetty. Kerroskorkeudella tarkoitetaan kahden päällekkäisen lattiapinnan kohtisuoraa etäisyyttä, joka on oltava vähintään kolme metriä (Ympäristöministeriön asetus 1007/2017).

Rakennuksen keskivaiheilla saattaa olla kerros, jossa kerroskorkeus on normaalia korkeampi. Normaalia korkeampi kerroskorkeus saattaa olla tarpeellinen, mikäli tarvitaan rakennuksen keskivaiheille tekniikkatilaa. Korkeampaa kerroskorkeutta tarvitaan myös, kun rakennuksen keskivaiheilta lähtee sisään vedettyjä parvekkeita. Sisäänvedettyjen parvekkeiden alapuolella täytyy olla käännetty katto, mikä vaatii normaalia enemmän kerroskorkeutta, jotta huonekorkeus pysyy parvekelinjan alapuolella siedettävänä. Rakennepaksuuksien kerrospaketeissa kannattaa huomioida rakennuksen keskivaiheella oleva korkeampi kerros, ja sijoittaa kyseinen kerros myös vahvempaan rakennevahvuuteen.

Rakennevahvuuksien kerrospakettien rajauksissa on huomioitava myös asunt jakauman muutokset. Jos asunt jakauma muuttuu esimerkiksi 8.-9.krs välillä, on syytä vahvemmat rakenteet ulottaa 8. kerrokseen asti, kuten esimerkkitaulukossa (taulukko 4) on esitetty.

TAULUKKO 4. Esimerkkitaulukko pystyrakenteiden paksuuksista

Kerroskorkeus	Kerrokset	Ulkoseinän sisäkuoren paksuus	Väliseinän paksuus	Muuta
3100 mm	9-16	160 mm	200 mm	
3100 mm	3-8	220 mm	240 mm	HUOM! 3.krs seinäpalkit 280 mm
4000 mm	1-2	280 mm	300 mm	

Tampereen Tähtitornin julkisivusta (kuva 71) havaitaan, että rakennus on asuntokaudien perusteella jaettu erilaisiin osiin. Ensimmäinen kerros on liiketilaa ja varastoa. Kerrokset 2–5 ovat pääosin asuntoja, kuten myös kerrokset 6–12, mutta näissä kerroksissa on asuntopohjiltaan ja aukotuksiltaan erilaiset asunnot kuin kerroksissa 2–5.



KUVA 71. Tampereen Tähtitornin julkisivu

Tähtitornin tyypisessä rakennuksessa rakennevahvuudet kannattaa ohentaa 5.-6.krs:n välillä. Tällöin on mahdollista saada mahdollisimman paljon samanlaisia elementtejä eli elementtisarjaa. Kuormien siirron kannalta on hyvä olla 5.krs:n raudoitettavissa palkeissa myös leveyttä rakenteissa, jolloin palkkeihin saadaan

sijoitettua isojakin teräksiä. Isoilla teräksillä tarkoitetaan T20, T25 tai T32 teräksiä, joita ei yleensä käytetä asuinrakennusten palkeissa, eikä ne yleensä mahdukaan esimerkiksi 160 mm paksuihin sisäkuoriin, koska palkkiterästen ja pilariterästen limitys muodostuu ongelmaksi liian vahvoilla teräksillä ja ohuilla sisäkuorilla.

4.10.2 Pystyrakenteiden jännitykset ja kestävyyydet

Betonin puristusjännitystä tulee rajoittaa jännityksen suuntaisten halkeamien, mikrohalkeamien ja suuren virumisen välttämiseksi silloin, kun näiden ilmiöiden vaikutukset eivät olisi hyväksyttäviä rakenteen toiminnalle (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 7.2, s. 117).

Toni Kujala on tutkitut DI-työssä vuonna 2017 betonin puristuslujuutta erilaisten rasiustasojen jälkeen. Kujalan mukaan koetulosten ja kirjallisen tutkimuksen perusteella betoni käyttäytyy arvaamattomasti yli $0,8 \times f_{ck}$ puristusjännityksellä. Staattisessa rasituksessa tätä arvoa ei saisi ylittää. Mikrohalkeamat lisääntyvät merkittävästi $0,45 \dots 0,6 \times f_{ck}$ arvon ylittyessä. Betonirakenne käyttäytyy kimmoisasti, kun puristusjännitys on alle $0,5 \times f_{ck}$. Jännitystasoilla $0,6 \dots 0,7 \times f_{ck}$ ei kuitenkaan huomattu merkittävää lujuuden muutosta staattisissa ja toistokokeissa. Joten betonirakenteen poikkileikkauksen jännitysraja $0,6 \times f_{ck}$ on perusteltu raja, ja tällöin betonirakenteen puristuslujuus ei heikkene ja mikrohalkeamien määrä on vielä riittävän pienellä tasolla.

Betonin puristuslujuus määritellään betonin lujuusluokkien avulla. Standardin EN 206-1 mukaisesti lujuudet esitetään lieriölujuutena f_{ck} ja kuutiolujuutena $f_{ck,cube}$ ominaisarvoina. Ominaisarvo vastaa alemman 5 % fraktiilia, mikä tarkoittaa, että 95 % lujuuksista ovat vähintään ominaisarvoa vastaavia tai lujempia. Kuvassa 72 on taulukoituna betonin lujuusluokkia.

Betonin lujuusluokat															
C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	55/67	60/75	70/85	80/95	90/105	Selite:
f_{ck} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	Lieriölujuus
$f_{ck,cube}$ [MPa]	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	Kuutiölujuus
f_{cm} [MPa]	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	Keskimääräinen puristuslujuus
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	keskimääräinen vetolujuus
$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,0	3,2	3,4	3,5	Vetolujuuden 5% fraktiili (28d)
$f_{ctk,0.95}$ [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	Vetolujuuden 95% fraktiili (28d)
E_{cm} [GPa]	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	Kimmokerroin
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,46	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Puristuma jännityksen huippuarvon kohdalla (epälin. rakenneanalyysi)
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Murtopuristuma (epälin. rakenneanalyysi)
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Puristuma jännityksen huippuarvon kohdalla (paraabeli-suorakaidemalli)
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Murtopuristuma (paraabeli-suorakaidemalli)
η	2,0									1,75	1,6	1,44	1,4	1,4	η
ϵ_{c3} (‰)	1,8									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Puristuma jännityksen huippuarvon kohdalla (bi-lineaarinen malli)
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Murtopuristuma (bi-lineaarinen malli)

KUVA 72. Betonin lujuusluokkien taulukko (A-Insinöörit)

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvon kaava:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad (20)$$

missä

α_{cc} = kerroin, joka huomioi betonin puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät. Kussakin maassa kertoimen α_{cc} arvo valitaan väliltä 0,8 ja 1,0. Suomessa käytetään arvoa $\alpha_{cc} = 0,85$. Lähde: Kansallinen liite s. 4

γ_C = betonin osavarmuusluku. Suomessa normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä tilanteessa $\gamma_C = 1,5$ (toleranssiluokka 1) tai $\gamma_C = 1,35$ (toleranssiluokka 2) ja onnettomuustilanteessa $\gamma_C = 1,0$.

Esimerkiksi C35/45 -lujuusluokan betonilla puristuslujuuden mitoitusarvo on kaavan 20 mukaisesti:

$$f_{cd} = 0,85 \times \frac{35 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 19,83 \text{ N/mm}^2$$

Pystyrakenteiden kestävydessä täytyy huomioida pystyrakenteiden kestävyden lisäksi myös liittyminen vaakarakenteeseen. Teräsbetonisessa pystyrakenteessa jännitys jakautuu teräkselle ja betonille niiden jäykkyyksien ja pinta-alojen suhteissa.

Pilarin liittyessä paikallavalulaataan, täytyy laskea jännitys paikallavalulaatan kohdalla. Luonnossuunnitteluvaiheessa murtorajatilan jännitys on hyvä pitää korkeintaan luokassa $n \cdot 0,7 \dots 0,8 \times f_{cd}$. Tällöin C35/45-lujuuden betonilla jännitys saisi olla murtorajatilassa $13,9 \dots 15,8 \text{ N/mm}^2$. Tällöin jää vielä vähän varaa, jota voi toteutussuunnitteluvaiheessa hyödyntää.

On olemassa vanha nyrkkisääntö, jonka mukaan käyttörajatilan jännitys saisi olla korkeintaan $0,3 \times K$, jolloin C35/45-lujuuden betonilla käyttörajatilan jännitys saisi olla $13,5 \text{ N/mm}^2$.

Jos oletetaan pysyvää kuormaa olevan 80 % ja hyötykuormaa 20 % kokonaisresultantista, voidaan laskea kuormien varmuuskertoimeksi $1,15 \times 0,8 + 1,5 \times 0,2 = 1,22$. Tällöin käyttörajatilan jännitys $13,5 \text{ N/mm}^2$ vastaa murtorajatilan jännitystä $16,5 \text{ N/mm}^2$ ($1,22 \times 13,5 \text{ N/mm}^2 = 16,5 \text{ N/mm}^2$). Lisäksi murtorajatilan kuormissa huomioidaan K_{fi} -kerroin, joka on korkeassa rakentamisessa aina 1,1. Kun K_{fi} -kerroin huomioidaan kuormissa, päästään arvoon $18,1 \text{ N/mm}^2$ ($1,1 \times 16,5 \text{ N/mm}^2$), mikä on jo 91 % f_{cd} -arvosta ($18,1 \text{ N/mm}^2 / 19,83 \text{ N/mm}^2$).

Concrete Design Properties according to EN1992-1-1 ($\gamma_c = 1.50$, $f_{yk} = 500$ MPa)

Symbol	Description	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} (MPa)	Characteristic cylinder compressive strength	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck,cube}$ (MPa)	Characteristic cube compressive strength	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f_{cm} (MPa)	Mean cylinder compressive strength	20	24	28	33	38	43	48	53	58
f_{ctm} (MPa)	Mean tensile strength	1.57	1.90	2.21	2.56	2.90	3.21	3.51	3.80	4.07
E_{cm} (MPa)	Elastic modulus	27085	28608	29962	31476	32837	34077	35220	36283	37278
f_{cd} (MPa) (for $\alpha_{cc}=1.00$)	Design compressive strength (for $\alpha_{cc}=1.00$)	8.00	10.67	13.33	16.67	20.00	23.33	26.67	30.00	33.33
f_{cd} (MPa) (for $\alpha_{cc}=0.85$)	Design compressive strength (for $\alpha_{cc}=0.85$)	6.80	9.07	11.33	14.17	17.00	19.83	22.67	25.50	28.33
f_{ctd} (MPa) (for $\alpha_{ct}=1.00$)	Design tensile strength (for $\alpha_{ct}=1.00$)	0.73	0.89	1.03	1.20	1.35	1.50	1.64	1.77	1.90
ρ_{min} (%)	Minimum longitudinal tension reinforcement ratio	0.130	0.130	0.130	0.133	0.151	0.167	0.182	0.197	0.212
$\rho_{w,min}$ (%)	Minimum shear reinforcement ratio	0.055	0.064	0.072	0.080	0.088	0.095	0.101	0.107	0.113

KUVA 73. Betonin taulukkoarvot EN1992-1-1 mukaisesti. Yleisesti käytetty f_{cd} korostettu. Kuvälähde: Eurocodeapplied, concrete design properties.

Betonin puristuskestävyydet ovat yleensä tiukoilla erityisesti seuraavissa kohdissa:

- Sisäänvedetyt nurkat
- Kapeat aukkopielet
- Ulokeparvekkeen aukotettu taustaseinä
- Kuormansiirtorakenteiden tukialueet
- Reikien läheisyydessä

Vähintään nämä kohdat on syytä tarkistaa jännitysten osalta vähintään karkealla tasolla luonnossuunnitteluvaiheessa. Pystyrakenteiden riittävät rakennevahvuudet ovat kaiken lähtökohta puristuskestävyyksille. Välipohjien betonin lujuusluokan nostaminen aiheuttaa työmaalle kustannuksia sekä vaikeuttaa valun onnistumista, koska betonin valuominaisuudet huononevat. Yleensä C35/45 lujuusluokkaa voi pitää korkean rakentamisen perusbetonina, ja siitä kovempaan lujuusluokkaan mennessä on hyvä keskustella työmaaorganisaation kanssa.

Lähtökohtaisesti välipohjan puristuskestävyys täytyy saada onnistumaan betonin puristuslujuudella. Erikoistapauksissa voi joutua raudoittamaan haoilla välipohjaa paikallisen puristuksen kohdalla, mutta yleensä silloin rakennevahvuuksissa on jotain väärin. Tällöin puristuslujuudet alkavat olla todella kovia, ja onko rakenne enää silloin turvallinen?

Luonnossuunnitteluvaiheessa käsinlaskentaa tehdessä täytyy myös huomioida vaakavoimista tulevat lisäpystykuormat. Nämä lisäävät yleensä väliseinien päiden ja ulkoseinien kuormituksia.

Yleensä, kun jännitystasot saadaan hallittua, sen jälkeen pystyrakenteet saadaan laskettua ja kestävämmän toteutuskelpoisella raudoituksella, kun kerroskorkeus on tavanomainen 3 metriä. Alimmissa kerroksissa, kun kerroskorkeus on huomattavasti suurempi, ja siten seinän tai pilarin nurjahduspituus suurempi, tulee määrääväksi pystyrakenteen rakenteellinen kestävyys ja saadaanko se raudoitettua toteutuskelpoisesti.

4.11 Kantavien rakenteiden rei'itykset ja muut heikennykset

Kantavien rakenteiden rei'itysten huomioiminen on rakennesuunnittelijalle tärkeä tehtävä. Tästä syystä rakennesuunnittelijan tehtäviin on perinteisesti kuulunut reikäpiirustusten tuottaminen tekniikkasuunnittelijoiden reikäehdotusten pohjalta.

On tärkeää ymmärtää, että myös reikien lisäksi rakenteissa on muita heikennyksiä, kuten esimerkiksi välipohjissa menevät lämmityspotket ja viemärit sekä sähköasiat ja sähköputkitukset. Sähköputkituksia on yleensä pysty- ja vaakarakenteissa.

Reikäpiirustusten mukaiset reiät ovat selkeitä, koska ne nähdään yksiselitteisesti reikäpiirustuksista, jotka rakennesuunnittelija on tuottanut. Nykyään reikäpiirustukset tehdään usein tietomallilla tekniikkasuunnittelijoiden reikämallien pohjalta.

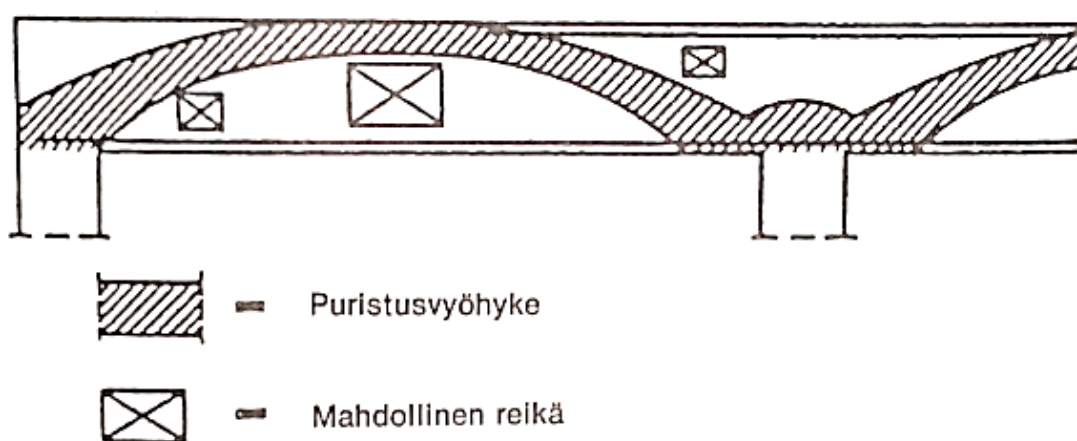
Reikäpiirustuksista ei kuitenkaan näy muita heikennyksiä, kuten välipohjassa meneviä lämmityspotkia, viemäreitä ja sähköputkituksia. Lämmityspotket ja viemärit nähdään IFC-malleista ja tasopiirustuksista. Nämä onkin hyvä katsoa läpi ja tarvittaessa kommentoida rakenteellisia vaatimuksia. LVIS-tekniikkaa on yllättävän paljon välipohjissa (kuva 74) ja pahimmissa tapauksessa niistä aiheutuu rakenteellisia ongelmia.



KUVA 74. LVIS-tekniikkaa välipohjalaatassa

Korkeassa rakentamisessa tekniikkareitit on saatava kuntoon luonnossuunnitteluvaiheessa, jotta reikäkiertovaiheessa tehtävät siirrot jäävät mahdollisimman vähäisiksi, jolloin projektilla on mahdollista edetä sujuvasti. Välipohjalaatoissa oleville tekniikoille rakennesuunnittelija esittää omat vaatimuksensa, esimerkiksi tekniikkavetojen hajauttamisesta, jottei tule putkilauttoja. LVI-suunnittelijan ohjauksesta ja yhteistyöstä on kerrottu tarkemmin kappaleessa 5.3 *LVI-suunnittelu*.

Reiät palkeissa heikentävät palkkien kestävyyttä, mutta rakenneteknisesti oikein sijoittelemalla reikien tuomat heikennykset ovat hallittavissa. Huoneistojen ovi-
aukkojen palkit ovat yleensä korkeita suhteessa jänneväliin. Korkeus on yleensä n. 500...600 mm ja jänneväli on 1020 mm. Ulkoseinillä palkit ovat yleensä huomattavasti matalampia ja jänneväliltään pidempiä, joten reiät niihin on suunniteltava tarkemmin. Palkkien reiityksessä on syytä tiedostaa peruseräperiaatteet (kuva 75).



KUVA 75. Reikien sijoitus palkeissa. Kuvalähde: Rakentajain kalenteri 1998, s. 243)

Reikien sijoittelu teräsbetonipalkeissa:

- Reikiä ei pitäisi sijoittaa palkin puristusvyöhykkeeseen
- Reiät tulisi sijoittaa vähintään tehollisen korkeuden päähän tuen reunasta
- On suositeltavaa sijoittaa reiät palkin jännevälin keskimmaiselle kolmannekselle, jossa leikkausvoima on pieni

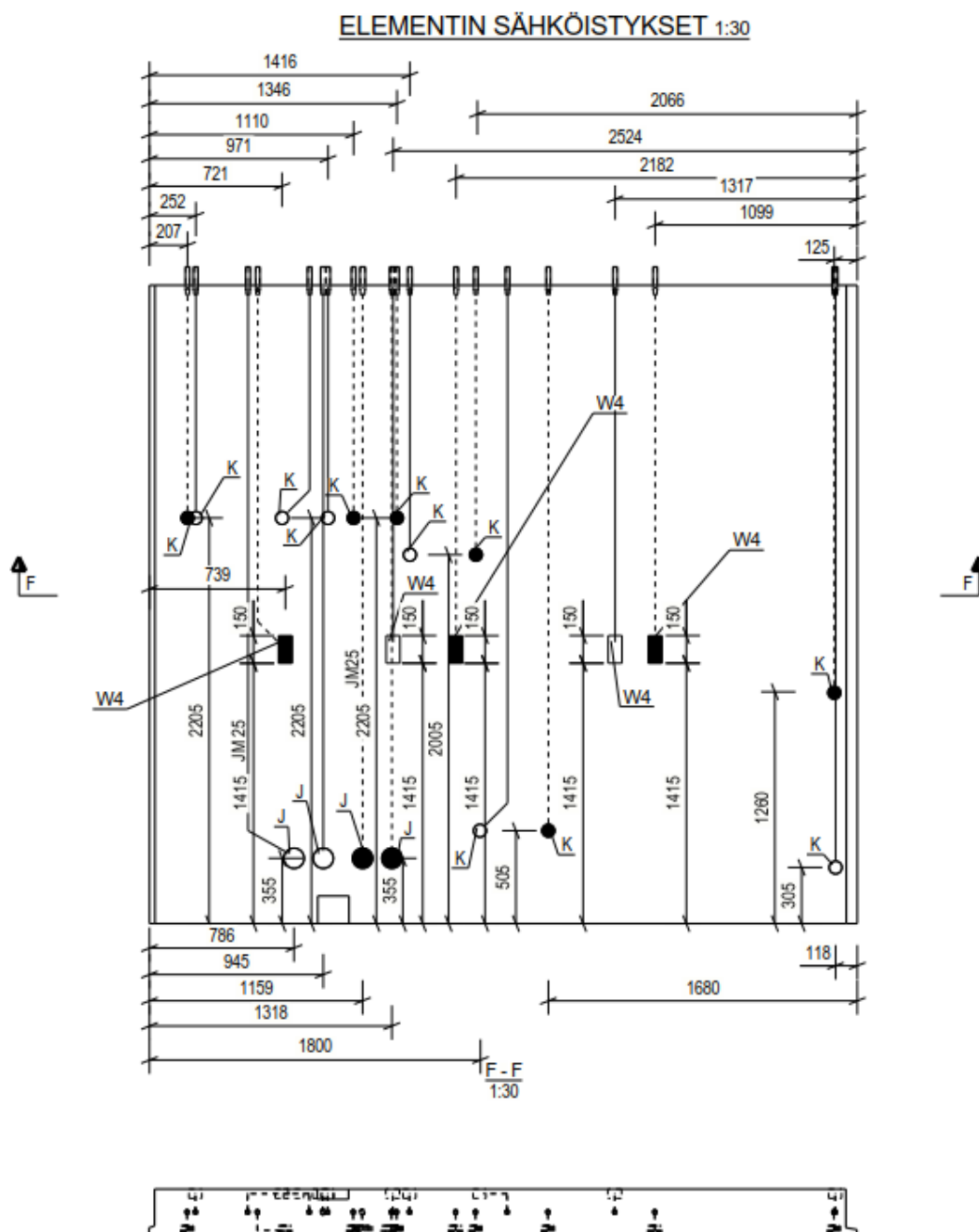
(Lähde: Rakentajain kalenteri 1998, s. 243.)

Nyrkkisääntönä on, kun reikä ei sijaitse palkin puristusvyöhykkeellä, voidaan se jättää ottamatta huomioon rakennelaskelmissa, kun reiän pituus on $l_h \leq 0,6 h$ ja korkeus $h_h \leq 0,3 h$. Reiän pielet on kuitenkin varustettava lisäraudoituksella. Reiän ylä- ja alapuolisen palkin leikkauskestävyys on aina syytä tarkistaa. (Rakentajain kalenteri 1998, s. 243).

Palkin suunnittelusta ja mitoituksesta reikien kohdalla löytyy tarkempia ohjeita esimerkiksi Rakentajain kalenterista 1998 sivuilta 243 – 246. Reikien tarkempi tarkastelu palkeissa kannattaa suorittaa ristikkomenetelmällä (strut-and-tie) ja FEM-laskentamalleilla.

Sähkörasioiden sijainnit nähdään IFC-malleista sekä sähkösuunnitelmista. Sähkörasioista lähtee sähköputkitukset pystyrakenteissa ylöspäin, josta ne kääntyvät holviin. Yleensä väliseinissä olevat sähkörasiat eivät tuota ongelmia, mutta niiden

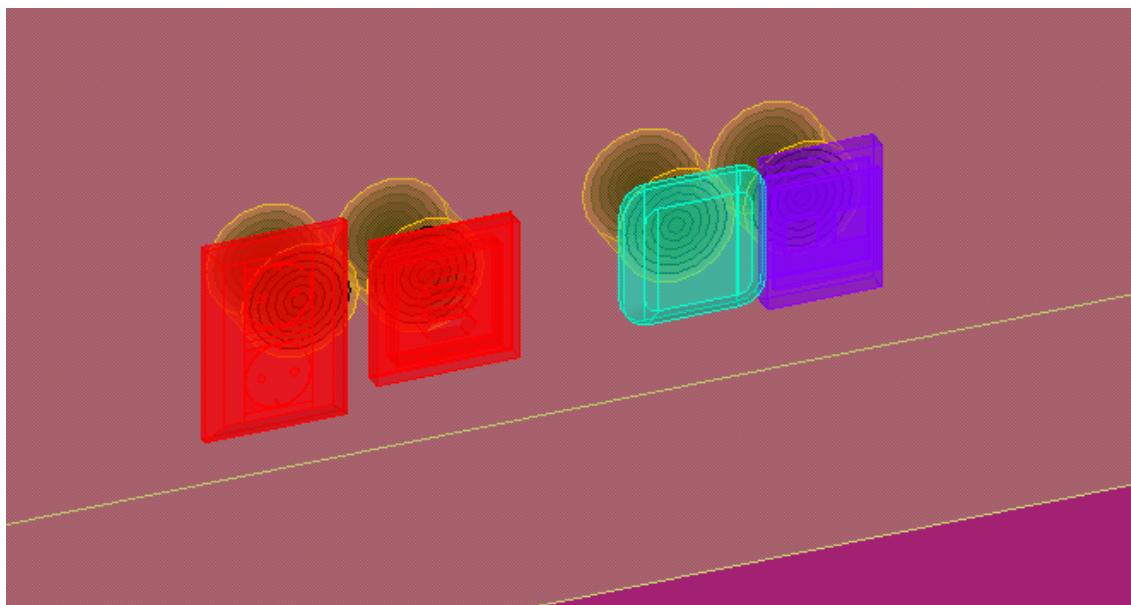
määrät ja sijainnit on syytä tiedostaa. Kaksi vastakkain olevaa keittiötä muodostaa väliseinän molemmille puolelle merkittävän määrän sähkörasioita ja -putkituksia (kuva 76). Erityisesti on vältettävä seinän ala- tai yläosan sähköklossivarauksia (W1, W2 ja W3), jotka vievät merkittävän määrän puristus pintaa.



KUVA 76. Sähkörasioita ja -putkituksia elementtiseinässä. Keittiöt molemmin puolin vastakkain.

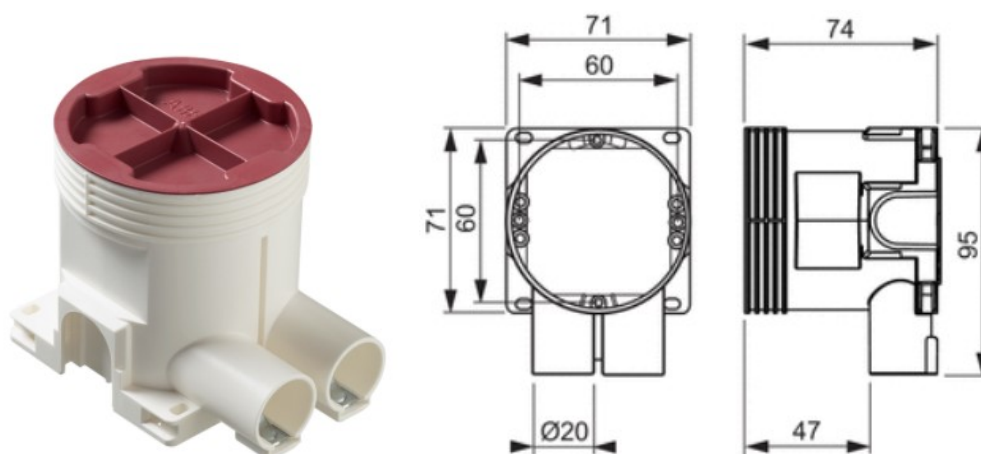
Sähkörasioissa erityisesti olohuoneen neljän rasian ryhmä (kuva 77) on huomioitava. Sähköasiat kannattaa pyrkiä sijoittamaan mieluummin kevyisiin väliseiniin

kuin ulkoseinille, mutta ulkoseinille sijoittamista ei pysty aina välttämään. Kantavissa väliseinissä harvemmin ne tuottavat ongelmaa, mutta kun neljän rasian ryhmä sijoitetaan ulkoseinälle, täytyy heikennyksen vaikutukset selvittää tarkasti.



KUVA 77. Olohuoneen neljän rasian ryhmä. Sähkösuunnittelijan sähkökalusteet etualalla ja takana elementtisuunnittelijan mallintamat pyöreät kojerasiat

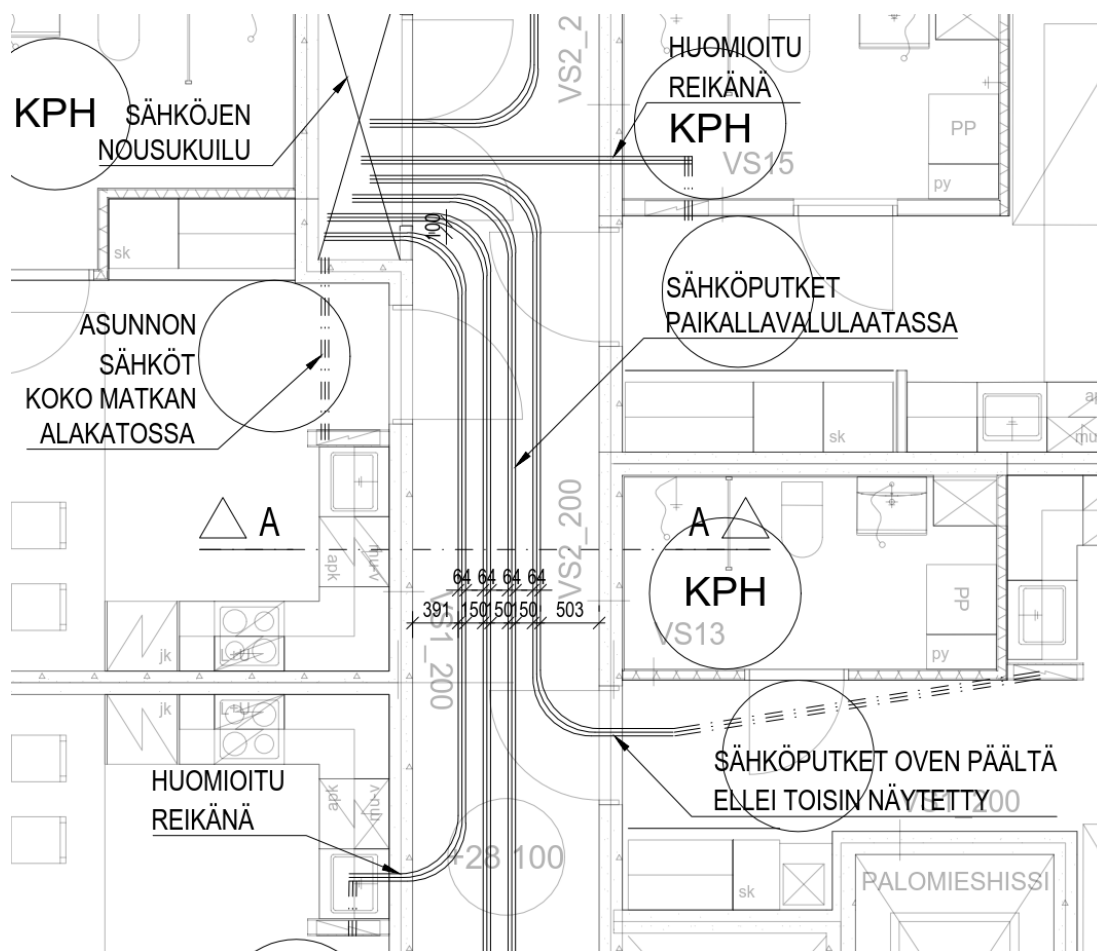
Korotetussa kojerasiassa, jossa vaakaraudoite mahtuu putkitusten eteen, on korkeutta 74 mm ja leveyttä 71 mm (kuva 78). Jos neljä rasiaa laitetaan vierekkäin, menee puristuspinta-ala jo n. 21 000 mm² (4 × 71 mm × 74 mm).



KUVA 78. Korotetun kojerasia ABB 5.32 ja sen mittapiirustus. Kuvalähde: ABB

Raskaasti kuormitetuissa ja kapeissa ulkoseinien pystyrakenteissa kannattaa suosia neljän rasian ryhmän sijoittamista päällekkäin 2+2 asetelmalla, jolloin puristuspintaa menetetään vain puolet, mutta kuitenkin toiminnallisuus ei kärsi. Joka tapauksessa sähkörsioiden aiheuttamat heikennykset on tutkittava. Sähköputkien ulostulojen sijainnit elementin yläosasta on syytä miettiä ja mitoittaa paikoilleen.

Jos sähkönousut ovat betonisissa tekniikkahormeissa (esim. Elpo-hormi), peruserroksen käytävillä ei yleensä ole juurikaan sähköjä. Jos rakennuksessa on käytävällä sähköjen nousukuilu, kuten monesti korkeassa rakennuksessa on, täytyy käytävän välipohjassa viedä sähköputkia. Tämä vaatii paikallavaluholvin käyttöä myös käytävällä. Käytävän laatassa täytyy huomioida sähköputkien ryhmittely, ettei sähköputket muodosta yhtenäistä lauttaa, joka heikentää välipohjan kestävyttä, sekä vaikeuttaa valun onnistumista. Lisäksi sähköputkitusten reitti asuntoihin on ohjattava joko oven päältä tai huomioitava rakenteellisena reikänä, jos ne menevät pystyrakenteiden kohdalta puristuspinnan läpi. Esimerkki sähköputkien reittien huomioimisesta on esitetty kuvassa 79. Tämän tyyppinen kuva on hyvä tehdä yhteistyössä sähkösuunnittelijan kanssa.



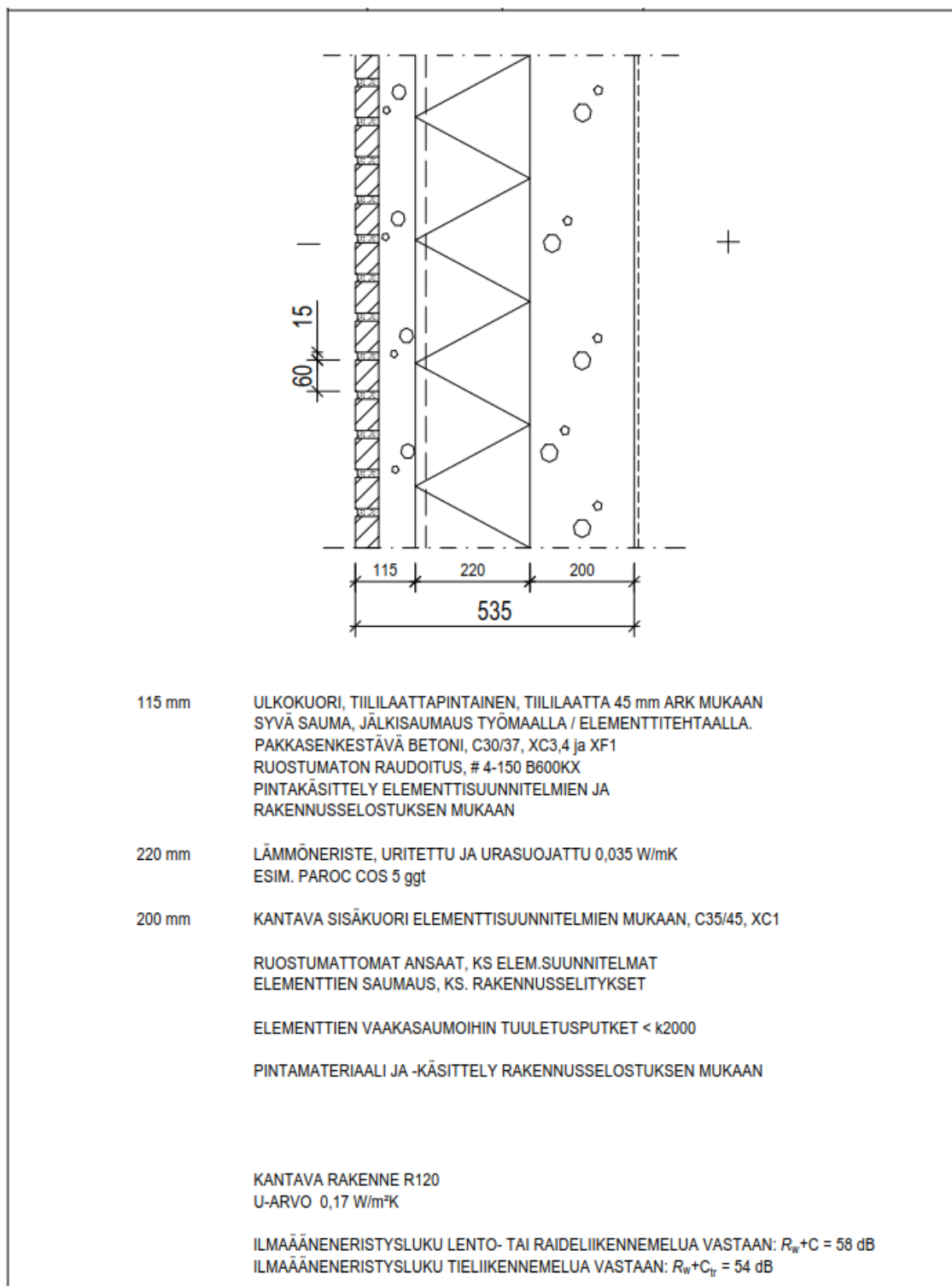
KUVA 79. Käytävän sähköputkituksen reitit

Välipohjan sähköputkitukset saattavat olla ongelmallisia. Yleensä asunnossa ryhmäkeskukselta nousee välipohjaholviin todella paljon sähköputkia. Näitä sähköputkia ei yleensä mallinneta tietomalliin, eikä niitä näy myöskään sähkösuunnitelmissa. Jos näihin ei kiinnitä huomiota, välipohjaholvissa saattaa olla todella iso heikennys sähköputkien muodostamasta putkilautasta.

4.12 Rakennetyypit

Rakennetyypit tehdään yleensä luonnossuunnittelun alussa. Rakennetyypissä (kuva 80) esitetään eri rakenteiden materiaalit, ominaisuudet, paksuudet, palonkestoluokka ja ääneneristävyydet sekä mahdollisesti ohjeita joko suunnitteluun tai työmaalle. Rakenteiden kokonaisvahvuudet määräytyvät kuormitusten ja kestävyysien perusteella. Rakennetyyppien kokonaisvahvuudet on syytä saada heti luonnossuunnittelun alkuvaiheessa kuntoon, jotta arkkitehti saa ne mahdollisim-

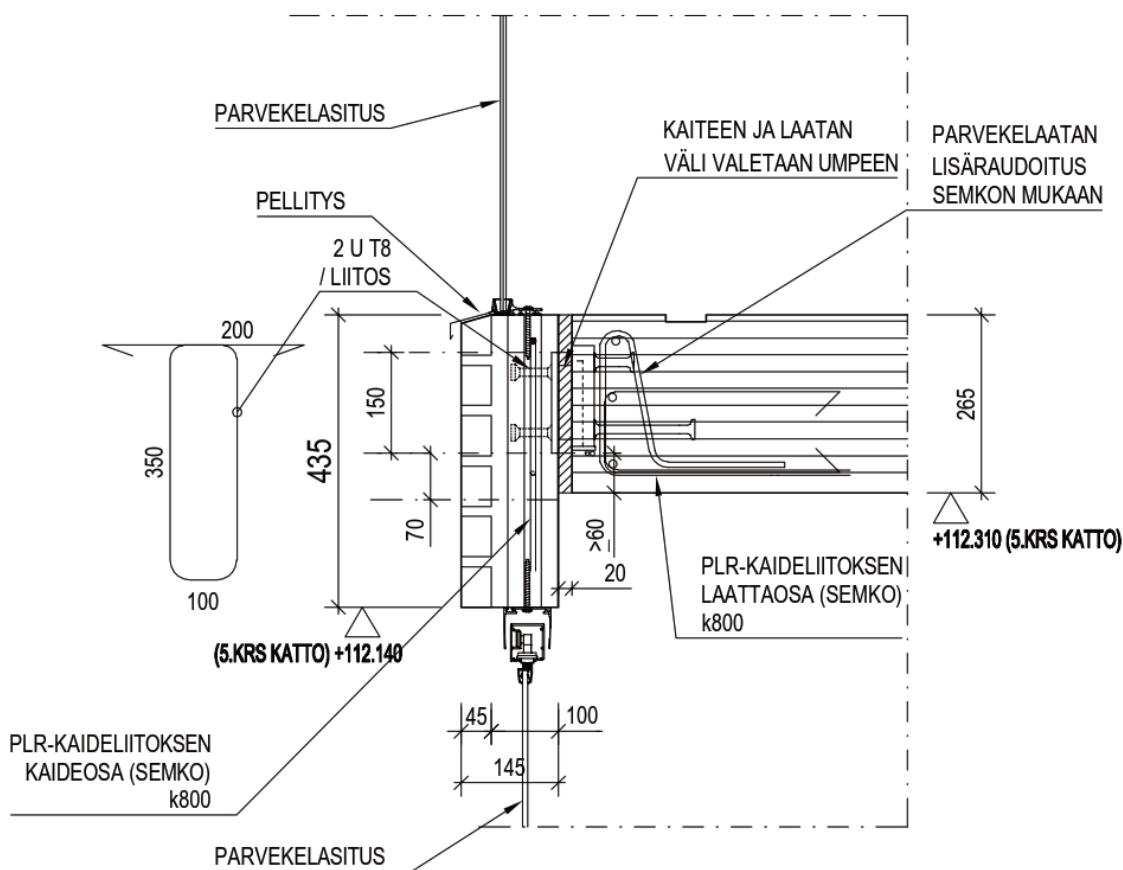
man aikaisessa vaiheessa omiin pohjakuviinsa oikein. Tällöin koko rakennusoi-
keus saadaan mahdollisimman hyvin heti käytettyä, ja vältetään liian myöhään
tulevilta muutoksilta, jotka ovat kaikille suunnittelualoille haastavia, sekä mahdol-
lisesti vaikuttavat myytäviin kerrosneliöihin.



KUVA 80. Esimerkki ulkoseinän rakennetyypistä

4.13 Rakennedetailjit

Rakennedetailjien suunnittelu kuuluu pääosin toteutussuunnitteluun, mutta heti luonnossuunnittelun alkuvaiheessa täytyy tehdä detailjit ratkaisusta, jotka eivät ole täysin selviä. Paras tapa selvittää ratkaisun toimivuus on suunnitella siitä detailjit ja leikkaukset. Suunniteltujen detailjien ja leikkausten avulla pystytään varmistamaan toteutuskelpoisuus. Kaikki haluavat välttää tilanteen, jossa toteutussuunnitteluvaiheessa havaitaan, että tiettyä arkkitehdin lupakuvissa esittämää ratkaisua ei pystytä järkevästi toteuttamaan. Näistä voisi olla esimerkkinä parvekkeiden betonisten tehostekuorien detailjit (kuva 81) tai muut julkisivuun liittyvät asiat.



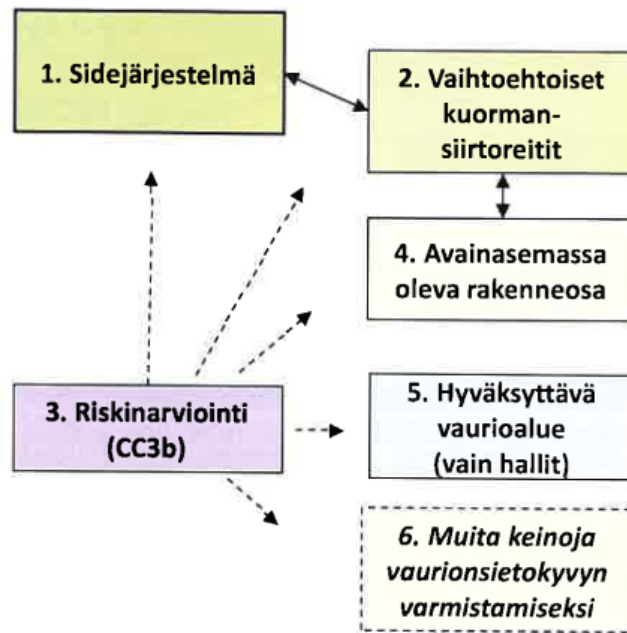
KUVA 81. Tiililaattapintaisen betonikuoren liitosdetailji ulokeparvekkeen otsaan

4.14 Rakenteiden vaurionsietokyky ja jatkuva sortuma

Vaurionsietokyvyllä tarkoitetaan rakenteen kykyä vastustaa sellaisia tapauksia, kuten tulipaloa, räjähdyksiä, törmäystä tai inhimillisen virheen seurauksia, vahingoittumatta alkuperäiseen syyhyn nähden suhteettoman laajasti (SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC, s. 20). Vaurionsietokyky tarkoittaa rakenteen kestävyyttä, stabiili- teettia, sitkeyttä ja osin myös turvallisuutta onnettomuustilanteessa, tai niitä kaik- kia yhdessä (RIL 201-4-2017, s. 17). Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistami- nen onnettomuustilanteessa on otettava huomioon jo luonnossuunnitteluvai- heessa.

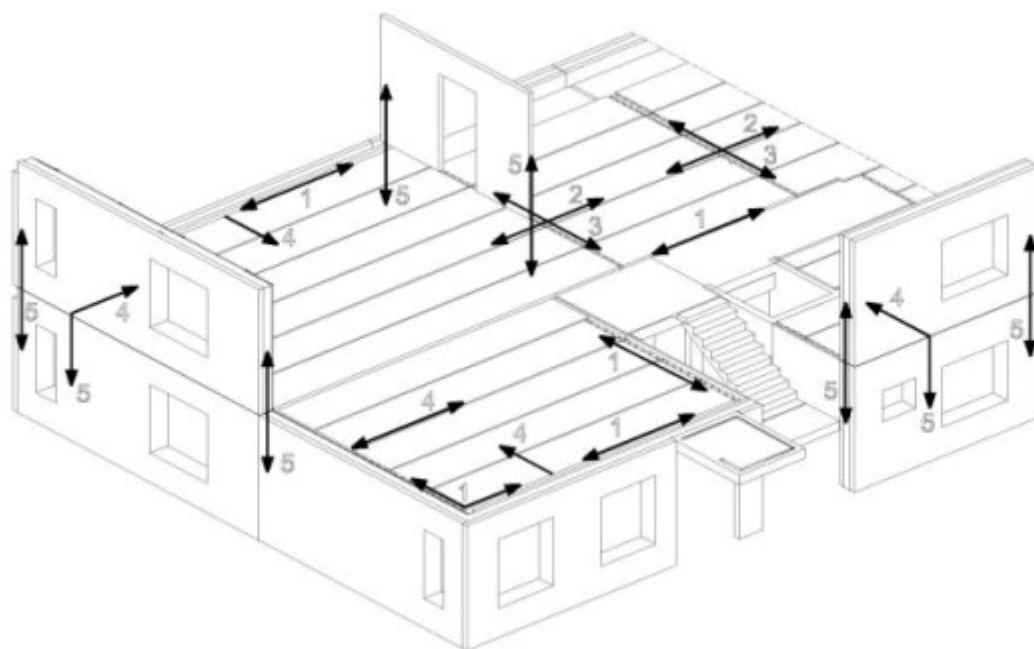
Vaurionsietokyvyn vaatimukset määräytyvät rakennuksen onnettomuusrajatilan seuraamusluokasta. Korkeat rakennukset kuuluvat onnettomuusrajatilan CC3a tai CC3b -seuraamusluokkaan. CC3a määrittymiseen kuuluvat 9–15-kerroksiset rakennukset. CC3b määrittymiseen kuuluvat yli 15-kerroksiset rakennukset.

Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry on julkaissut vuonna 2017 ohjeet kir- jassa RIL 201-4-2017 *Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnetto- muustilanteessa*. Ohje perustuu onnettomuuskuormien eurokoodiin SFS-EN 1991-1-7 sekä kansalliseen liitteeseen. Ohjeen tavoitteena on ollut yhteiset peli- säännöt rakenteiden vaurionsietokyvyn ja jatkuvan sortuman eston hallinnalle suunnittelussa ja toteutuksessa. Käytännössä siis kyse on keinoista nostaa ra- kenteiden vaurionsietokykyä (eng. robustness) onnettomuustilanteiden varalta. RIL:n ohjeessa on mahdolliset menettelytavat rakenteiden vaurionsietokyvyn pa- rantamiseksi ennakoimattomien onnettomuustilanteiden kannalta (kuva 82).



KUVA 82. Mahdolliset menettelytavat rakenteiden vaurionsietokyvyn parantamiseksi ennakoimattomien onnettomuustilanteiden kannalta. Kuvälähde: RIL 201-4-2017, s. 35.

Sidejärjestelmä on ensisijainen menettely ja vaurionsietokyvyssä kaiken lähtökohta. Sidejärjestelmässä huomioidaan kaikki vaakasuuntaiset siteet, seinien sidonta välipohjaan ja pystysiteet (kuva 83).



KUVA 83. Asuinkerrostalon sidejärjestelmä. Rengassiteet (1), vaakasuuntaiset siteet (2) ja (3), seinien sidonta välipohjaan (4) ja pystysiteet (5). Kuvälähde: Elementtisuunnittelu.fi

Sidevoimien laskenta tehdään toteutussuunnitteluvaiheessa, joten tässä työssä ei oteta siihen tarkemmin kantaa. Kuitenkin luonnossuunnitteluvaiheessa on oltava jo jonkinlainen käsitys minkä suuruusluokan siteitä on tulossa ja mihin niitä sijoitetaan. Sidevoimien laskentaan hyvänä ohjeena toimii *RIL 201-4-2017 Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa*, jossa kohdassa 7 *Sidejärjestelmän suunnittelu ja laskentaesimerkkejä* on esitetty laskentakaavat sekä havainnolliset kuvat. Sidejärjestelmästä ja sen laskennasta on myös hyvää asiaa Valtteri Veikkolan vuonna 2019 tekemässä AMK-opinnäytetyössä *Betonielementtirakenteisen asuinkerrostalon jatkuvan sortuman rajoittaminen*, jossa käsitellään myös CC3a ja CC3b onnettomuusrajatilojen laskentaa.

Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menettelyssä tehtävänä on suunnitella rakenne siten, että sillä on riittävä staattinen määräämättömyys ja kuormat siirtyvät vaihtoehtoisia reittejä pitkin onnettomuustapauksen jälkeen (RIL 201-4-2017, s. 45). Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit lasketaan onnettomuusrajatilassa. Esimerkiksi, jos välipohjan ristiin kantavalta teräsbetonilaatalta poistuu väliseinätuki, alkaa laatta kantamaan enemmän ulkoseinille. Laatta voidaan mitoittaa kestävämmän

onnettomuustilanteessa pelkästään toissijaiseen kantosuuntaan, mikä ei välttämättä edes vaadi merkittävästi lisäraudoitusta. Vaihtoehtoisella reitillä on kuitenkin haasteena, että pystyrakenteiden kuormitus saattaa lisääntyä merkittävästi, mikä on huomioitava pystyrakenteissa sekä perustuksissa. Käytännössä FEM-laskentamallilla täytyy tarkastella ja dokumentoida kaikki eri vaihtoehdot, jossa kantava rakenne poistuu ja vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit alkavat toimimaan. Tarkasteltavia skenaarioita muodostuu yllättävän paljon ja kaikkien vaihtoehtojen mitoittaminen vaatii merkittävästi aikaa. Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien tarkastelu korostuu CC3b-seuraamusluokassa, jossa tarkastelulaajuus perustuu riskinarviointiin.

Avainasemassa olevan rakenneosan käyttö on mahdollista, jos rakenteesta ei löydy kyseisen osan kuormalle vaihtoehtoista siirtoreittiä sortuman estämiseksi tai käyttö johtaa kohtuuttomiin rakenneratkaisuihin. Kun kyseessä on rakenneosa, johon kohdistuva kuormitus voidaan tunnistaa ja arvioida, on laskenta tehtävä normaalilla onnettomuustilan mitoituksella. Avainasemassa olevan rakenneosan luotettavuutta voidaan lisätä esimerkiksi lisäämällä staattista määräämättömyyttä tai sopimalla suurimmaksi käyttöasteeksi vähemmän kuin 100 %. (RIL 201-4-2017, s. 47–48).

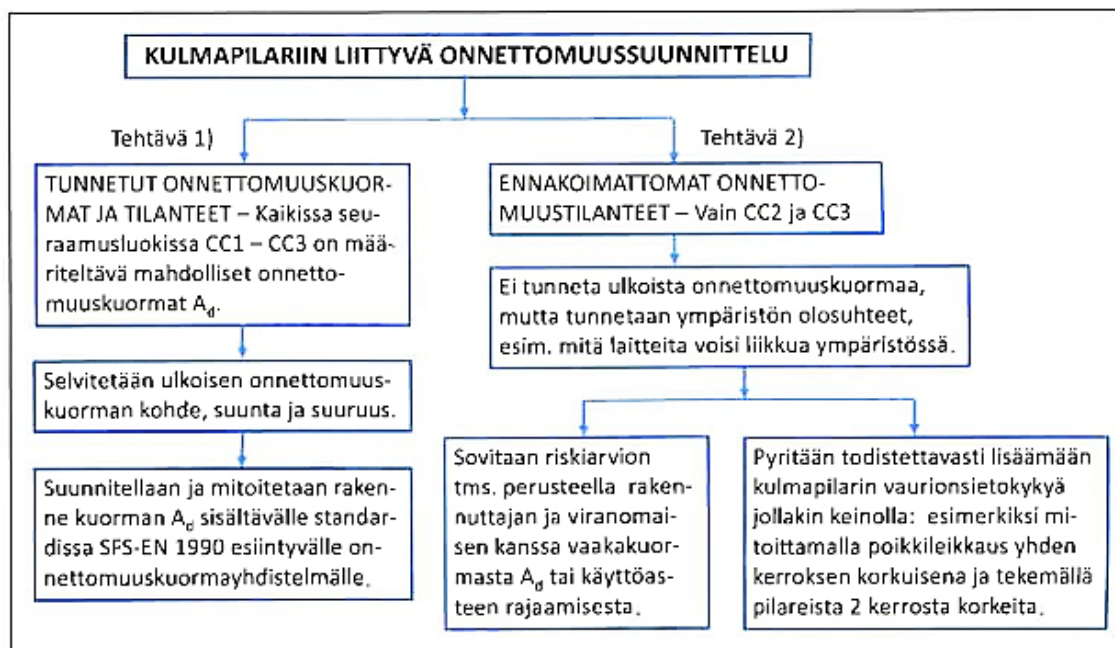
Edellä mainittuun käyttöasteeseen lisään oman huomion. Tietysti aina laskennallinen kestävyys tulee olla eurokoodin mukaan korkeintaan 100 % (≤ 1). Oletetaan, että luonnossuunnitteluvaiheessa rakenteet mitoitetaan korkeintaan noin 80 % käyttöasteeseen, jotta myös pieniin muutoksiin jää vähän varoja. Jotta avainasemassa olevan rakenteen luotettavuus lisääntyisi, täytyisi mielestäni pyrkiä korkeintaan noin 60 % käyttöasteeseen, jolloin voidaan todeta, että luotettavuutta on selvästi lisätty – tässä tapauksessa 20 prosenttiyksiköllä. Pelkkä muutaman prosentin lisävarmuus ei ole mielestäni sellaista lisävarmuutta, joka lisää luotettavuutta. Yksittäisillä prosenteilla kikkailu on pelkkää teoriaa eikä lisää todellista luotettavuutta, vaan suuruusluokaltaan lisäys on oltava kymmeniä prosenteja. Tästä asiasta tietysti varmasti löytyy tulkintaeroja.

Avainasemassa olevaan rakenneosaan vaikuttava onnettomuuskuorma A_d on määritettävä riskinarvioinnin perusteella ja perustelut on sisällytettävä ja kirjattava suunnitteluasiakirjoihin. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää suositusarvoa, joka on SFS EN 1991-1-7 mukaisesti $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$. (RIL 201-4-2017, s. 48).

On syytä käydä läpi tilaajan, ulkopuolisen tarkastajan ja rakennusvalvonnan kanssa, mitä rakenneosia voidaan suunnitella avainasemassa olevana, ja paljonko onnettomuuskuormaa niille lasketaan. Pelkän suositusarvon käyttö ($A_d = 34 \text{ kN/m}^2$) voi johtaa alimitoitukseen esimerkiksi hoikalla pilarilla, toisaalta pitkälle seinälle sen voisi ajatella olevan riittävä.

Nurkkapilarien erityistarkastelu tehdään CC3b seuraamusluokassa. On tarkastettava, pystyykö paikallavaletuissa välipohjissa ulokkeena toimiva laattaosa vieämään osan nurkkapilarin kuormista muille rakenteille, jolloin nurkkapilarin kantavuuden poistuminen ei välttämättä aiheuta jatkuvaa sortumaa. Nurkkapilarin luotettavuutta voidaan lisätä lisäämällä pilarin staattista määräämättömyyttä (esim. käyttämällä useamman kerroksen korkuista pilaria tai käyttämällä momenttijäykkiä liitoksia), kahdentamalla nurkkapilari tai rajaamalla nurkkapilarin käyttöä. (RIL 201-4-2017, s. 49).

RIL:n kirja esittää nurkkapilariin liittyvän suunnittelukaavion (kuva 84), jota kannattaa käyttää suunnittelun ohjenuorana. Tämä kaavio on yleinen vaurion tarkastelumalli, ja sitä voidaan käyttää muihinkin rakenneosiin, mutta soveltuu erityisesti nurkkapilarin tarkasteluun.



KUVA 84. Kulmapilariin (= nurkkapilariin) liittyvä onnettomuussuunnittelun kaavio. Kuvälähde: RIL 201-4-2017, kuva 4.9, s. 49

Riskinarviointi tehdään aina CC3b seuraamusluokassa. Riskillä tarkoitetaan vaaratilanteen todennäköisyyden ja seuraamusten yhdistelmää, mikä määritellään yleensä tulona. Riski = Tapahtuman (todennäköisyys × seuraukset). Ympäristöministeriön kansallisen liitteen mukaisesti CC3b luokan rakennuksen on täytettävä vähintään CC3a luokan vaatimukset, riippumatta riskiarvioinnin tuloksesta. Riskinarvio tehdään jollakin systemaattisella tavalla. Havaitun riskitekijän pohjalta tehdään riskinhallintatoimenpide, jolla pyritään vaikuttamaan alkuperäisen tapahtuman todennäköisyyteen, vaurion syntyyn, vauriosta aiheutuvan jatkuvan sortuman todennäköisyyteen tai vauriosta aiheutuvien seuraamusten määrään. (RIL 201-4-2017, s. 51).

Riskien tunnistamisessa voidaan käyttää vertailevia menetelmiä, joita ovat esimerkiksi tarkastuslistat ja työpajamuotoinen kokemustiedon vaihto eri osapuolien välillä (RIL 201-4-2017, s. 51). Työpajassa pyritään miettimään läpi kaikki mahdolliset riskitekijät suunnittelusta, rakentamisesta sekä käytön ajalta. Esimerkiksi RIL 201-4-2017 -kirjan liite 3:ssä on esitetty kaksi kyselytaulukkoa riskien arviointiin.

Rakenteiden luotettavuutta voidaan lisätä myös muilla menettelytavoilla. RIL 201-4-2017 esittelee sivulla 53 eri menettelytapoja. Pitkältä listalta menettelytapoja voisi nostaa esiin muutaman merkittävimmän:

- Staattisen määräämättömyyden lisäämisen
- Muutetaan rakenteita jatkuviksi kriittisissä rakenneosissa
- Valitaan toinen rakenneratkaisu, jonka herkkyys uhkan suhteen on vähäinen
- Valitaan rakenneratkaisu, joka pystyy paremmin sietämään paikallisen vaurion tai osan poiston
- Käytetään erityismenettelyitä (suunnitelmien ulkopuolinen tarkastus)
- Rakenneosien valmistuksessa käytetään tavallista tiukempaa laadunvalvontaa

4.15 FEM-laskentamallin luomisen periaatteet

FEM-laskenta perustuu elementtimenetelmään (eng. finite element method). FEM-laskenta on vakiintunut rakennesuunnittelussa vaativien ja monimuotoisten rakenteiden laskentaan. Yleisimpiä FEM-ohjelmia ovat esimerkiksi RFEM (Dlubal), FEM-Design (StruSoft), ETABS (CSI America), Robot Structural Analysis (Autodesk), STAAD (Bentley Systems) ja ANSYS (Ansys). Dlubalin RFEM-ohjelma on käytön kannalta yksinkertaisemmasta päästä ja kuitenkin hyvin laaja ohjelma, joka onkin useilla suomalaisilla suunnittelutoimistoilla käytössä.

FEM-laskentamallia ei yleensä kannata suin päin rynnätä heti luomaan, kun ensimmäiset arkkitehtipohjat ja IFC saapuvat. Tärkeämpää on perinteisillä rakennesuunnittelijan keinoilla kommentoida arkkitehdille suuret linjat runkoon kuntoon. Rakennusrunko täytyy saada toimimaan ”kynällä ja paperilla” ja ”silmämääräisesti” ennen kuin sitä kannattaa FEM-malliin laittaa. Alussa myös muutoksia tulee valtavasti ja FEM-mallien päivittäminen on työlästä.

Saattaa käydä niin, että jos rakennusrunko on täysin levällään ja esimerkiksi alimmista kerroksista puuttuu pilareita seinälinjojen alta, FEM-malli ei pilareita kaipakaan, vaan kierrättää kuormia muita reittejä pitkin, eikä FEM-mallista havaita

mitään kriittistä. FEMille saattaa kelvata ratkaisut, jotka ei rakennesuunnittelijalle menisi ikinä läpi.

Luonnosvaiheen FEM-mallin luomisen nopeus on viime vuosina kehittynyt merkittävästi, kun FEM-malli voidaan luoda Rhinoceros -yhtiön Grasshopper 3D -ohjelmalla, joka perustuu visuaaliseen koodauskieleen. Grasshopper toimii eri ohjelmien välikätenä, jolloin ohjelmat, kuten AutoCAD, Excel, RFEM ja Tekla Structures, saadaan kommunikoimaan halutulla tavalla keskenään ja tiedonsiirto ohjelmien välillä onnistuu. Tällä tavalla voidaan luoda AutoCAD:n viivoista RFEM-malli laskentaa varten.

Elementtisuunnittelu.fi -sivustolla jäykistysjärjestelmät -otsikon alla on kattavat ohjeet asioista, joita FEM-laskentamallin luomisessa ja tulosten tulkinnassa tulee ottaa huomioon. FEM-mallinnuksen oikeellisuus korostuu korkeissa ja monimutkaisissa rakennuksissa. Mallinnusvirheet voivat kertaantua ja voimat jakaantua niin, etteivät ne vastaa todellisuutta. Toisaalta FEM-laskennassa voidaan löytää rasituskertymiä, joita ei välttämättä muuten huomaisi.

Tärkeimmät huomioon otettavat asiat FEM-laskennassa seinäjäykistetyssä korkeassa rakennuksessa ovat:

- Sauvarakenteiden liittymät mallinnettu oikein
- Levyrakenteiden liittymät mallinnettu oikein. Liitoksien nivelet huomioitava mahdollisimman todenmukaisesti.
- Rakenneosat eivät saa välittää sellaisia voimia, joita ne todellisuudessa eivät ole kykeneviä välittämään. Huomioitava voimien uudelleen jakautuminen.
- Liitosten tulee välittää voimat, jotka ohjelma kuvittelee niiden välittävän. Erityisesti seinien leikkausvoimat pystyliitoksissa huomioitava.
- Materiaaliominaisuudet ovat oikein (viruma, lujuus yms.)

Lähde: Elementtisuunnittelu.fi, Jäykistysjärjestelmät

Näiden lisäksi on erittäin tärkeää tehdä perustavanlaatuista tarkistusta FEM-malliin ja käydä perusasioita läpi. Esimerkiksi tarkastetaan, että kaikki kuormat ovat mallissa, kuormat vaikuttavat rakenneosiin eivätkä vain leiju ilmassa, kuormat

menevät perustuksille ja kuormitusyhdistelmät huomioivat tarvittavat kuormitustapaukset.

FEM-mallista on syytä tarkastella heti alussa ainakin siirtymät, värähtely, ominaistaajuus ja kiihtyvyys. Siirtymien raja-arvot on käsitelty kappaleessa 3.2 *Vaakasiiirtymät*. Värähtely, ominaistaajuus ja kiihtyvyys on käsitelty kappaleessa 3.3 *Värähtely, ominaistaajuus ja kiihtyvyys*.

Vaiheittainen rakentaminen on huomioitava tai ainakin tiedostettava, kuten on käsitelty kappaleessa 3.5 *Ajasta riippuva käyttäytyminen ja vaiheittain rakentaminen*. Perustukset ja paalut on oltava mukana laskentamallissa, kuten on käsitelty kappaleessa 4.7 *Perustukset*.

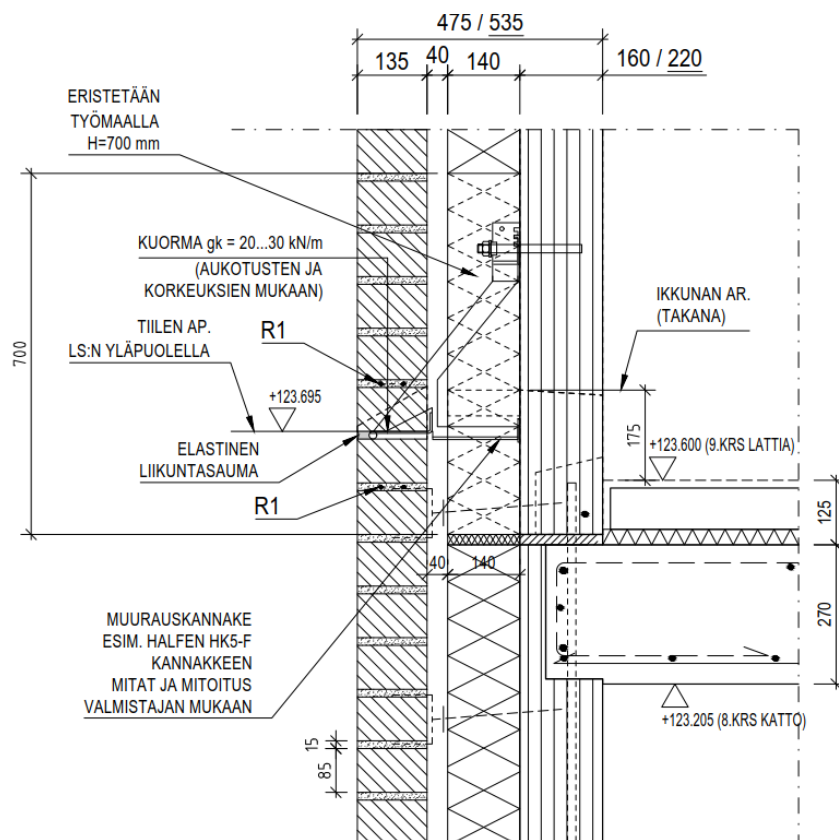
4.16 Julkisivut

Yleisesti kerrostalorakentamisessa julkisivuja voi olla betoninen sandwich-elementin ulkokuori, kevytrakenteinen ei-kantava julkisivu, muurattu tai rapattu. Kalasataman torneissa on käytetty kevyttä ei-kantavaa teräsrakenteista julkisivua. Ei-kantavaan julkisivuun on helppo suunnitella aukotusta melko vapaasti. Ei-kantavissa julkisivuissa on huomioitava välipohjan reunojen tiukat taipumarajat, jotta välipohja ei taivu niin paljon, että se kuormittaisi ei-kantavaa julkisivua.

Rapattavan julkisivun haasteet korkeassa rakentamisessa ovat korkeiden telineiden tarve ja mahdollinen vaurioherkkyys sääolosuhteille.

Paikallamuurattu julkisivu on mahdollinen korkeassa rakentamisessa, mutta siinä on omat haasteensa, jotka ovat korkeiden telineiden tarve, suuri oma paino sekä epätiiveys viistosateelle. Paikallamuurattu julkisivu olisi hyvä kannatella perustuksista. Perustuksista voidaan yleensä kannatella n. 8 kerrosta muurausta, ja tätä korkeimmilla muurauksilla lämpöliikkeet tulevat ongelmallisiksi. Ylemmissä kerroksissa muurausta täytyy kannatella rakennusrungon lämpimästä sisäkuoresta esimerkiksi Halfenin HK5-F-muurauskannakkeilla (kuva 85), joilla pystytään yleensä kannattelemaan kaksi kerrosta muurausta kerrallaan. Muurauskannak-

keiden asentaminen on työlästä työmaalle, ja kannattaa miettiä voisiko yläkerrokset olla ohuttiilipintaista betonista sandwich-elementtiä, jolla olisi kohteen kannalta merkittävä positiivinen kustannusvaikutus.



KUVA 85. Muurauksen kannatus Halfen HK5-F-muuraukskannakkeella

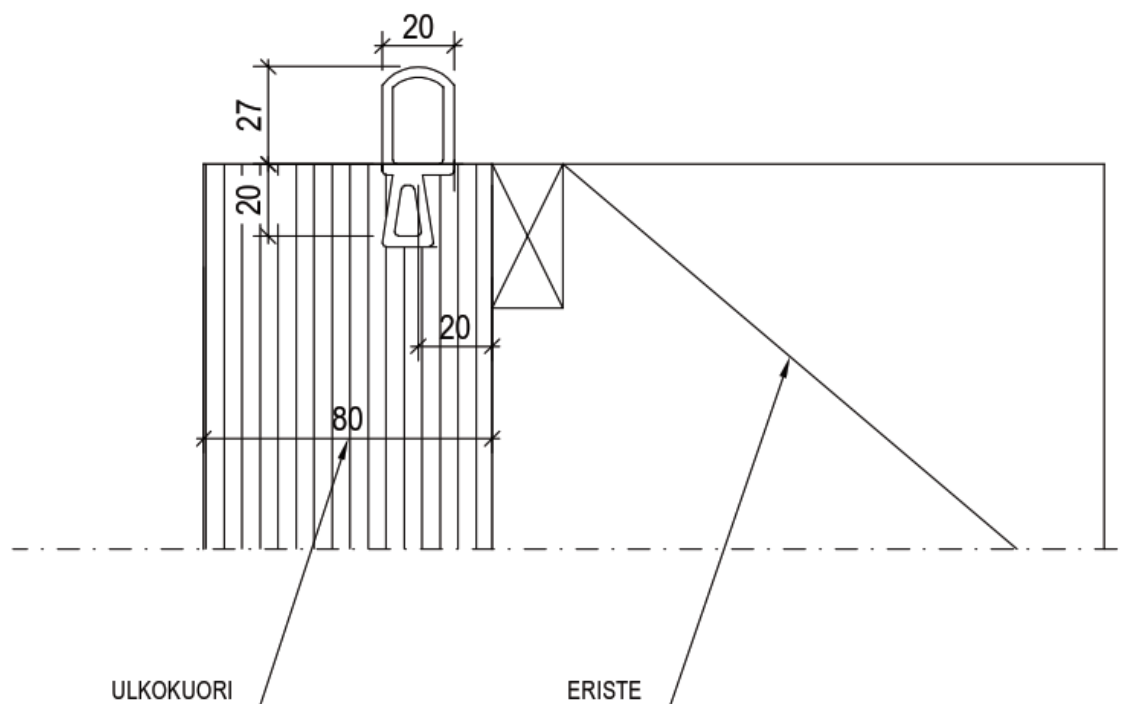
Betoniset sandwich-elementit ovat rakentajille tuttuja tuotteita ja hyväksi havaittuja julkisivuja korkeaan rakentamiseen. Elementtien saumaus päästään tekemään korkealla nostimella, jolloin korkeita telineitä ei tarvita, kuten rappauksessa ja muurauksessa.

Betonisiin sandwich-elementteihin voidaan asentaa ikkunat pellityksineen jo elementtitehtaalla, jolloin ikkunoiden osalta rakennus on heti tiivis. Korkeaan rakentamiseen kannattaa suositella ikkunoiden asentamista elementtitehtaalla, kuten esimerkiksi Tampereen Luminaryssa tehtiin. Toisaalta ikkunoiden asentaminen elementtitehtaalla saattaa karsia sopivia elementtitoimittajia ja vaatii entistä tarkempaa elementin käsittelyä, jotta ei synny vaurioita, joita täytyy korjata jälkikäteen.

Olli Teriö on vuonna 2009 tutkinut kehitysprojektissa ikkunan asentamista betonielementtitehtaalla. Kehitysprojekti on ollut osa Rakennusteollisuus RT ry:n Ketju-kehitysohjelmää, jonka tavoitteena on ollut kehittää rakentamisen logistiikkaa. Yhteenvetona tutkimuksesta oli, että ikkunoiden asentaminen elementteihin jo tehtaalla vaikuttaa hyvältä ratkaisulta. Ikkunoiden asentamisen kustannukset ovat melko samat, asennetaanko ikkunat elementtitehtaalla vai työmaalla. Ikkunoiden tehtaalla asentamisesta syntyy kuitenkin välillisiä hyötyjä työmaalle, joita ovat muun muassa:

- Ikkunoiden siirtelyn vähentyminen työmaalla.
- Ikkuna-aukkojen turvakaiteistusta ja sääsuojausta ei tarvitse tehdä.
- Ikkunoille ei tarvita varastointitilaa, joten se vapautuu muuhun käyttöön.
- Työturvallisuus ja -ergonomia parempia tehtaalla.
- Runko on nopeammin tiivis, mikä nopeuttaa rungon kuivattamista.

Betonisten sandwich-elementtien saumoihin kannattaa suunnitella kumitiiviste (kuva 86). Elementtiasennuksessa sauman kumitiiviste painuu sopivasti kasaan ja pitää julkisivun työnaikaisesti tiiviinä, ennen kuin pohjanauha ja elastinen sääkestävä saumausmassa asennetaan elementtisaumoihin. Kumitiiviste kannattaa suunnitella niin syväälle, ettei sitä tarvitse poistaa, kun varsinainen julkisivunsaumaus tehdään. Kuitenkin tuuletusputkien kohdalta kumitiiviste on poistettava tai rei'itettävä.



KUVA 86. Elementtien pystysaumojen kumitiiviste. Katsottu ylhäältä päin.

4.17 Parvekkeet

Korkeassa rakentamisessa parvekkeet täytyy pääsääntöisesti olla ulokeparvekkeita. Kuitenkin pielillä, pilareilla ja ruostumattomilla teräsputkilla tuettuja parvekkeita voidaan käyttää yleensä n. 8–9-kerrokseen asti. Yleensä tätä korkeammassa parveketorneissa tulee ongelmaksi lämpötilojen muutosten aiheuttamat liikkeet. Yleensä korkeassa rakennuksessa kaikki parvekkeet ovat ulokeparvekkeita, mutta on myös mahdollista, että alimpien kerrosten parvekkeet on kannateltu pilareilla tai pielillä ja ylemmät kerrokset ovat ulokeparvekkeita. Kuvassa 87 on esitetty rakennus, jossa päätyjulkisivun 6 alinta parvekettä on kannateltu pilareilla ja ruostumattomilla teräsputkilla rakennuksen rungosta, ja ylemmät kerrokset ovat ulokeparvekkeita.



KUVA 87. Päätyjulkisivun 6 alinta parvekettä kannateltu pilareilla ja loput ulokeparvekkeita

Pituuden lämpölaajeneminen lasketaan kaavalla:

$$\Delta L = \alpha \Delta T L_0 \quad (21)$$

jossa

ΔL = kappaleen pituuden muutos

α = pituuden lämpötilakerroin

ΔT = lämpötilan muutos

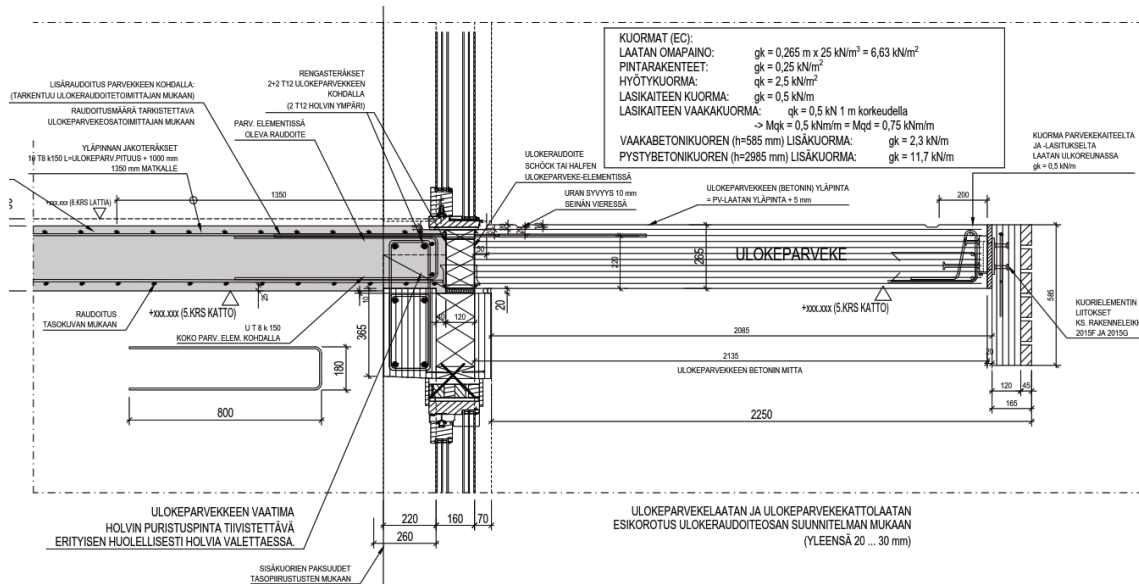
L_0 = kappaleen alkuperäinen pituus

Esimerkiksi 8-kerroksisen parveketornin korkeus on 25 m. Lämpötilan oletetaan vaihtelevan -30 °C ja $+30\text{ °C}$ välillä eli muutosta on 60 °C . Pituuden lämpötilakerroin α on teräsbetonilla $0,000012\frac{1}{\text{°C}}$ eli 10 asteen lämpötilan muutos tekee 1 metrillä $0,12\text{ mm}$. Kaavalla 21 saadaan laskettua lämpöliike:

$$\Delta L = 0,000012\frac{1}{\text{°C}} \times 60\text{ °C} \times 25\ 000\text{ mm} = 18\text{ mm}$$

8-kerroksisen parveketornin lämpöliike on 18 mm , 12-kerroksisen parveketornin lämpöliike on 27 mm ja 16-kerroksisen parveketornin lämpöliike olisi vastaavasti 36 mm . Liiallisesta lämpöliikkeestä aiheutuu kiertymää ruostumattomalle teräsputkipalkille, jolla pilarilla / pielellä kannateltu parveke yleensä tuetaan rakennuksen runkoon. Kiertymää voidaan osittain hallita putken ja valun välissä olevalla laakeri- tai irroituskastakerroksella. Laakerikerros voi olla esimerkiksi neopreenia ja irroituskastakerros solumuovia.

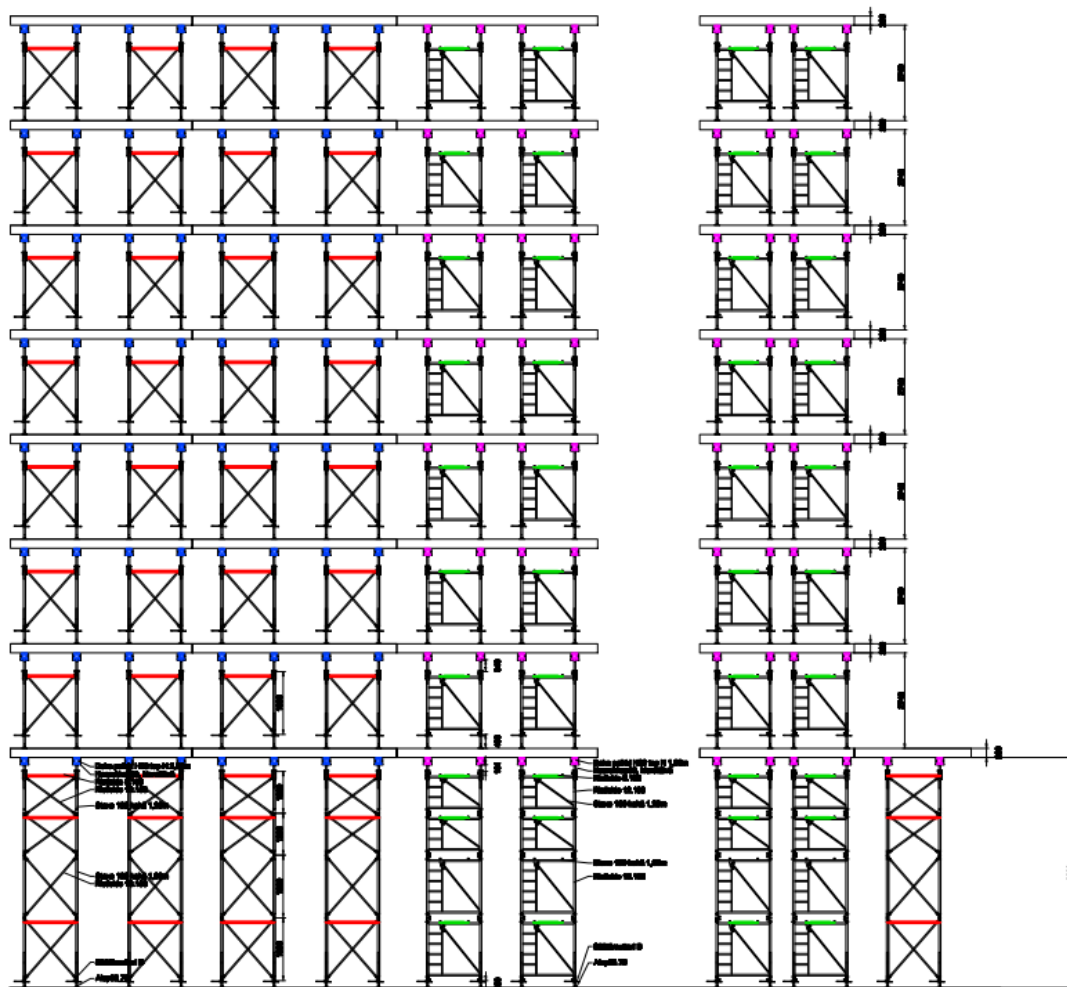
Ulokeparvekkeella tarkoitetaan parveketta, joka on kannateltu pelkästään rakennuksen rungosta (kuva 88).



KUVA 88. Ulokeparvekkeen rakenneleikkaus

Ulokeparvekkeet vaativat aina työnaikaisen tuennan, mikä tehdään yleensä perustustasolta tuetulla tukitornilla (kuva 89). Perustustasolta tukeminen voi olla on-

gelmallista, jos maapohjalta ei saa riittävää kantavuutta. Tällöin tukitornin perustukset täytyy yleensä paaluttaa. Jos ulokeparvekkeet tulevat rakennuksen rungosta tontin rajan yli, esimerkiksi kaupungin kadun päälle, paaluttamisen ongelmaksi saattaa tulla se, että kaupungilta tai naapuritontin omistajalta ei saada lupaa paalutukseen. Syynä voi olla esimerkiksi kadulla olemassa oleva tekniikka, mikä vaurioituisi paalutuksessa.



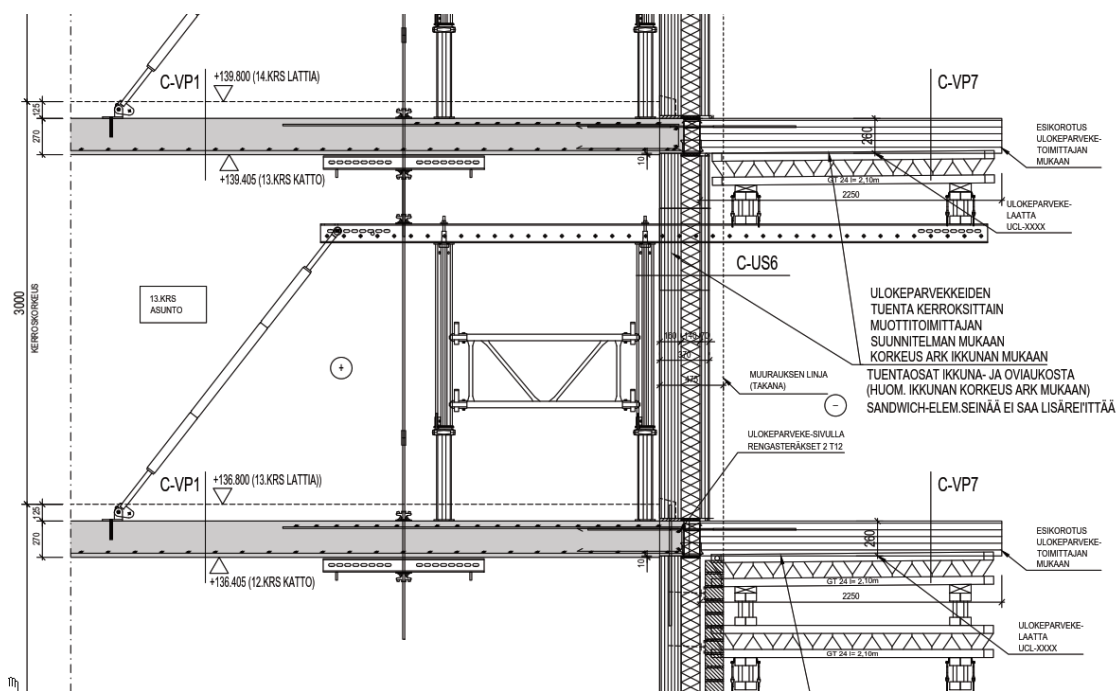
KUVA 89. Ulokeparvekkeiden tukitornien suunnitelma. Kuvälähde: Doka

Jos julkisivussa on siellä täällä yksittäisiä ulokeparvekkeita tai ulokeparvekelinja lähtee yläkerroksista (kuva 90), ei ole järkevää tehdä tukitornia perustustasolta alkaen tai välttämättä edes mahdollista.



KUVA 90: Ulokeparvekkeet lähtevät vasta yläkerroksista

Kun ulokeparvekkeiden tukitornia ei tehdä perustustasolta alkaen, ulokeparvekkeiden työnaikainen tuenta on mahdollista tehdä holvilta kerroksittain tukitornitoimittajan järeillä teräspalkeilla ja muulla tuentakalustolla (kuva 91). Tähän tarvitaan tuentasuunnittelijan tekemä suunnitelma. Teräspalkit voivat mennä yleensä ulokkeina ikkuna-aukoista, mutta saattavat tarvita myös lisäreikiä julkisivuun, mikä täytyy huomioida rakenne- ja elementtisuunnitelmissa.



KUVA 91. Ulokeparvekkeiden työnaikainen tuenta kerroksittain holvilta

Ulokeparvekkeiden tuenta kerroksittain välipohjaholvilta (kuva 91) on melko kallis ja työläs ratkaisu, mutta joskus ainoa vaihtoehto. Tuennan kasaus on työlästä, mutta huomattavasti vaativampaa on tuennan purkaminen. Kun välipohjalaatat ovat saavuttaneet kuormituslujuuden, voidaan tuenta purkaa. Ensin tuenta löysätään, jolloin ulokeparvekkeen esikorotus poistuu ja ulokeraudoiteosa alkaa välittämään voimia välipohjalle. Teräspalkin päällä olevat puupalkit on ensin poistettava. Tämän jälkeen teräspalkki täytyy nosturilla vetää pois ulokeparvekkeen alta. Tässä on varottava, ettei teräspalkki osu alempaan tai ylempään parvekkeeseen, ja että palkin heilahdus on hallittu, kun sitä vedetään pois.

5 MUIDEN SUUNNITTELUALOJEN OHJAUS JA YHTEISTYÖ

Tavallisessa CC2-luokan kerrostalojen suunnittelussa ei ole totuttu juurikaan tekemään muiden suunnittelijoiden ohjausta. Tavallisessa CC2-luokan kerrostalon suunnittelussa usein pystytään ratkaisemaan asioita suunnittelun edetessä. Esimerkiksi reikäkiertovaiheessa reikiä pystytään siirtämään, mutta korkeassa rakentamisessa saatetaan joutua pattitilanteeseen, jossa tekniikkaa ei voi siirtää tilanpuutteen takia, mutta toisaalta kantava rakenne ei kestä rei'itystä. Jotta tämän tyyppiseen umpikujaan ei jouduttaisi projektin edetessä, täytyy eri suunnittelualojen välillä olla ymmärrys toistensa tekemisestä ja vaatimuksista. Täytyy tehdä yhteistyötä ja ratkoa asioita luonnostasolla riittävän aikaisessa vaiheessa.

Korkeassa rakentamisessa vaatimukset kasvavat merkittävästi, joten useita asioita täytyy osata huomioida jo heti suunnittelun alussa. Käytännössä tämä tarkoittaa yhteisiä palaverieita muiden suunnittelijoiden kanssa, joissa käydään periaatteet läpi ja heti mietitään yhdessä toimivia ratkaisuja.

5.1 ARK-suunnittelu

Korkeiden rakennusten suunnittelussa rakennesuunnittelijan tulee ohjata arkkitehtia, jotta kantavien rakenteiden vaatimukset tulee huomioitua heti arkkitehtisuunnittelussa. Kantavat rakenteet suositellaan laitettavaksi tarkoituksenmukaisille paikoille.

Julkisivun ja väliseinien aukotuksien sijoittamisessa ohjataan arkkitehtia suunnittelemaan aukot mieluiten samoille linjoille, jotta rakenteista löytyy selkeät pystyrakenteiden linjat. Kuitenkaan kaikkia aukkoja ei saa koskaan täysin samoille linjoille, jolloin rakennesuunnittelijan tulee ohjeistaa arkkitehtia, mitkä aukotuksien sijaintipoikkeamat ovat vielä hyväksyttävissä.

5.2 Geosuunnittelu

Geosuunnittelijalla on ymmärrys maaperän ja paalujen toiminnasta, joista rakennesuunnittelijalla ei ole samanlaista tietämystä. Paalut ja perustukset sekä varsinaiset runkorakenteet muodostavat kokonaisuuden kannalta merkittävän rajapinnan, joka täytyy osata ottaa geo- ja rakennesuunnittelijan yhteistyössä huomioon.

Rakennesuunnittelijan kannattaa alkuvaiheessa alustavien kuormien laskennan jälkeen pyytää geosuunnittelijaa valitsemaan paalut, että niillä on tietty kapasiteetti. Kapasiteetti kannattaa valita siten, että seinälinjalla paalut saataisiin yhteen riviin ja pilarianturoissa esimerkiksi neljän paalun antura saadaan toimimaan. Paaluilla on oltava riittävä kapasiteetti, jotta perustusrakenteista saadaan järkevät. Yleensä kerrostalorakentamisessa paalukapasiteetin korottamisella ei saada vastaavassa suhteessa vähennettyä paalujen kokonaismäärää, koska rakennesuunnittelussa paalut täytyy suunnitella tarkoituksen mukaisesti paikkoihin, joihin kuormat saadaan mahdollisimman helposti menemään.

Kuten kappaleessa 4.7.1. *Paaluperustus*, todettiin paalupituuksilla ja erityisesti eri pituisilla paaluilla rakennuksen alla on merkittävää vaikutusta rungon rasitukseen.

Paalujen mallinnus FEM-laskentamalliin sekä paalujen kylkiin mallinnettavat jouset vaativat geosuunnittelijalta ja rakennesuunnittelijalta hyvää yhteistyötä ja osaamista. Geosuunnittelija määrittelee alustaluvut, joista saadaan jousivakiot laskentamalliin. Rakenne- ja geosuunnittelijan on yhteistyössä syytä tarkastella kokonaisuuden toimintaa ja arvioida, onnistuuko laskentamalli mallintamaan todellisuutta riittäväällä tasolla, ja tulokset ovat turvallisia, mutta ei kuitenkaan aivan liian järeitä.

5.3 LVI-suunnittelu

Tekniikkareitit täytyy jo luonnossuunnitteluvaiheessa katsoa rakennesuunnittelijan, LVI-suunnittelijan ja sähkösuunnittelijan yhteistyössä sopiviksi. Myös arkkitehtia tarvitaan, jotta mahdolliset koteloinnit saadaan heti arkkitehtikuviin.

Kuten kappaleessa *4.11 Kantavien rakenteiden reiitykset ja muut heikennykset*, käytiin läpi, tekniikkareitit on saatava kuntoon luonnossuunnitteluvaiheessa, jotta reikäkiertovaiheessa tehtävät siirrot jäävät mahdollisimman vähäisiksi, jolloin projektilla on mahdollista edetä sujuvasti. Jos vasta reikäkiertovaiheessa täytyy tehdä isoja reikäsiirtoja, tarkoittaa se LVI-suunnittelijalle paljon työtä ja tekniikoiden pyörytystä, eikä välttämättä edes onnistu, koska tilat ovat ahtaat.

Kun kantavia rakenteita täytyy reiittää, rakennesuunnittelija ohjaa LVI-suunnittelijaa viemään tekniikkareitit sopivilta sijainneilta. Sopivia sijainteja ovat yleensä huoneistojen ovipalkit ja umpiseinälinjat. Rakennesuunnittelija ohjaa, että kapeiden pystyrakenteiden kohdilta ei tehdä läpivientejä, koska ne eivät yleensä kestä reikiä.

Rakennesuunnittelija selvittää LVI-suunnittelijalle, mitä rakenteita ei saa missään tapauksessa reiittää tai tehdä viemäriurauksia. Esimerkiksi seinämäisissä palkeissa ei yleensä saa olla urauksia ja reiät on sijoitettava rakenteellisesti oikeisiin kohtiin.

Kuten kappaleessa *4.11 Kantavien rakenteiden reiitykset ja muut heikennykset*, käytiin läpi, välipohjissa on huomattavan paljon tekniikkaa. Rakennesuunnittelijan on syytä esittää LVI-suunnittelijalle vaatimukset, että välipohjassa oleva tekniikka hajautetaan, ettei muodostu leveitä putkilautoja, jotka vaikuttavat rakenteelliseen kestävyys ja vaikeuttavat valua. Pitkiä viemärivetoja isojen holvikenttien läpi on syytä välttää, mutta jos niitä on kuitenkin tehtävä, rakennesuunnittelija käy läpi LVI-suunnittelijan kanssa paikallavalulaatan maksimitaipuman, jotta LVI-suunnittelija saa selvittää kaatojen riittävydet huomioiden kentän keskikohdan maksimitaipuman, ettei viemäri jää missään tapauksessa takakaadolle.

Sprinkleri-suunnitteluun pätee samat asiat kuin LVI-suunnitteluun, joten sitä ei käsitellä erikseen.

5.4 Sähkösuunnittelu

Kuten edellisessä kappaleessa todettiin, tekniikkareitit täytyy jo luonnossuunnitteluvaiheessa katsoa rakennesuunnittelijan, LVI-suunnittelijan ja sähkösuunnittelijan yhteistyössä sopiviksi. Erityisesti sähkösuunnittelijaa koskevat tilat, joissa on paljon sähköjä, kuten sähköpääkeskukset, muuntamot ja alimpien kerrosten käytävät.

Kuten kappaleessa *4.11 Kantavien rakenteiden rei'itykset ja muut heikennykset*, käytiin läpi, sähköasiat kannattaa pyrkiä sijoittamaan ensisijaisesti kevyisiin väliseiniin, johon rakennesuunnittelija ohjaa sähkösuunnittelijaa. Kuitenkaan kaikkia rasioita ei saada kevyisiin seiniin, vaan rasioita sijoitetaan myös betonielementteihin. Kantaviin väliseiniin sijoitettavat sähköasiat harvemmin tuottavat ongelmaa, kun huomioidaan vastakkaisten rasioiden sivusuuntaiset välit. Ulkoseinien sähköasiat on selvitettävä tarkasti. Ulkoseinille sijoitettavan neljän rasian ryhmä on mahdollista sijoittaa päällekkäin 2+2-asetelmaan, ja tätä rakennesuunnittelijan kannattaa ehdottaa raskaasti kuormitetuissa kapeissa pystyrakenteissa.

5.5 Muut vaatimukset

5.5.1 Tilaajan vaatimukset

Tilaajan yleisin toive on saada laadukkaat ja kustannustehokkaat rakenteet. Nämä ovat myös rakennesuunnittelun toivelistalla. Tilaaja voi määritellä taulukkoarvoja suurempia hyötykuormia, jotta tilat ovat muuntojoustavia eri käyttötarkoituksia varten. Yleensä tiettyjen tilojen suuremmat hyötykuormat ovat melko järkevällä tavalla hallittavissa.

Tilaaja voi haluta eri tilojen välille ei-kantavia kevyitä seiniä, jotka voidaan tarvittaessa purkaa, jotta rakennus on muuntojoustava. Nämä kannattaa tapauskohtaisesti selvittää. Yksi ratkaisu on ehdottaa aukkovarausta, jotta koko seinää ei

tarvitse poistaa rakenteellisesti. Alkuperäisen seinän toiminta jäykistävänä rakenteena on huomioitava. Kuormansiirroille on olemassa aina hintalappu riippuen kohdasta ja vaativuudesta, ja tilaajan kanssa on hyvä käydä läpi, että mitä lisärasituksia ja lisävaatimuksia muille rakenneosille tulee.

5.5.2 Kaupunkikuvalliset vaatimukset

Useimmissa kaupungeissa on päätöksenteossa mukana kaupunkikuvatoimikunta. Kaupunkikuvatoimikunta toimii kaupunginhallituksen asiantuntijaelimenä ja sen tehtävänä on antaa arkkitehtuuria ja kaupunkikuvaa koskevia lausuntoja. (Tampere, kaupunkikuvatoimikunta).

Korkea rakennus saattaa toimia alueen maamerkinä, jolloin myös kaupunkikuvallisesti rakennus on erityistarkkailussa ennen kuin rakennuslupaa myönnetään. Yleensä kaupunkikuvallista ilmettä tarkastellessa kiinnitetään huomiota rakennuksen massoitteeluun, rakennusmateriaaleihin, elementtisaumoihin, parvekkeiden ulkonäköön ja sijoitteluun sekä aukotuksien sijoitteluun. Yleensä kaupunkikuvallisesti pitäisi suosia laadukkaita materiaaleja, jotka sopivat ympäristöönsä.

Kaupunkikuvatoimikunta saattaa pitää liian yksinkertaisen näköistä rakennusta julkisivuiltaan tylsänä, jonka seurauksena tulee painetta kehittää julkisivua erikoisemman näköiseksi. Tämä voi tarkoittaa esimerkiksi sitä, että ikkunat tai parvekkeet eivät saa olla samassa linjassa, mistä aiheutuu rakennesuunnittelijalle päänvaivaa ja tilaajalle kustannuksia.

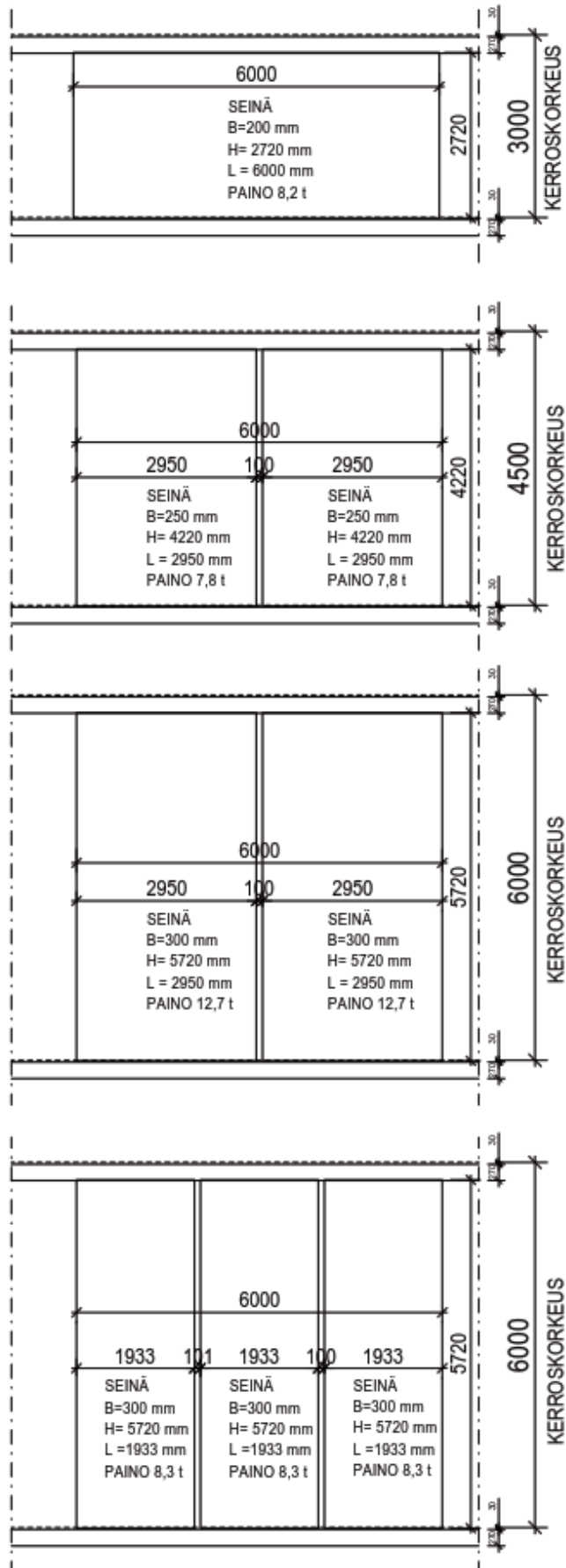
5.5.3 Tontti

Korkea rakennus rakennetaan yleensä kaupungin keskusta-alueelle, jossa tontit ovat useimmiten ahtaita. Ahtaan tontin vaikutukset rakennesuunnitteluun ja rakentamiseen on selvitettävä tapauskohtaisesti heti ensimmäisissä suunnittelukouksissa. Tonttiin liittyy myös korkean rakentamisen vaikutus parkkipaikkojen tarpeeseen. Korkeassa rakennuksessa on paljon asuntoja, jolloin tarvitaan paljon parkkipaikkoja. Kaupungit määrittävät autopaikkannormin, mikä määrittelee, montako autopaikkaa tarvitaan tiettyä asuntomäärää kohden. Autopaikkannormi voi

vaihdella riippuen rakennuksen sijainnista. Esimerkiksi hyvien julkisten kulkuyhteisyyksien varrella autopaikkanormi voi olla pienempi. Jos autopaikat eivät mahdu tontille tai tontille rakennettavaan pysäköintilaitokseen, on rakenneteknisesti hyvin ongelmallista, jos autopaikkoja täytyy sijoittaa korkean rakennuksen alle. Autopaikkojen sijoittamista korkean rakennuksen alle on syytä välttää kaikin keinoin, koska siinä tapauksessa jäykistävien rakenteiden sijoittaminen autopaikkojen väliin on hyvin haasteellista. Käytännössä jäykistysjärjestelmän periaatetta on mietittävä tarkemmin, mikä vaikuttaa myös rakennevahvuuksiin.

5.5.4 Elementtirakentaminen

Betoniseiniä painot kasvavat nopeasti kerroskorkeuden kasvaessa (kuva 92). Kun kerroskorkeus kasvaa, silloin yleensä on kasvatettava myös seinän paksuutta. Kun korkeuden ja paksuuden lisäys tapahtuu yhtä aikaa, niin betoniseiniä painot saattavat kasvaa yllättävän nopeasti. Yleensä peruskohteessa nosturikapasiteetin voi ajatella olevan 10 tonnia. Korkeassa rakentamisessa raja voi olla esimerkiksi 12 tonnia. Raja kannattaa määritellä, että se on järkevä työmaan ja elementtitekniikan kannalta.



KUVA 92. Betoniseinien painot erilaisilla paksuuksilla ja kerroskorkeuksilla

6 ANALYYSI JA JOHTOPÄÄTÖKSET

6.1 Johtopäätökset luonnossuunnittelusta

Korkean rakennuksen rakennesuunnittelun luonnossuunnittelu on monimutkainen kokonaisuus, jota ei ole helppo hallita. Selvitettäviä asioita on paljon, ja ne on yhteensovitettava kaikkien osapuolien tarpeiden kanssa. Valittujen ratkaisujen kanssa on tultava toimeen koko suunnitteluprosessin ajan. On tunnistettava asioiden syy-seuraussuhteet mahdollisimman laajasti ja valinnat on tehtävä järkevästi.

Kokonaisuuden hallinta on erittäin tärkeää luonnossuunnittelussa ja sitä se oli myös tässä opinnäytetyössä. Yksittäisiin asioihin ei voi mennä liian syvällisesti ajankäytöllistä syistä, mutta ne on kuitenkin syytä ymmärtää riittävän kattavasti. Projekteissa on tunnistettava, mihin asioihin täytyy erityisesti kiinnittää huomiota, ja mitä täytyy selvittää lisää. Täytyy tunnistaa olennaiset asiat ja keskittyä niihin.

Onnistuneella luonnossuunnittelulla mahdollistetaan toteutussuunnittelun ja koko projektin onnistuminen. Yleisesti rakentamisessa pätee hyvin, että jos joku asia on rakennesuunnittelijan vaikea suunnitella, se on vielä vaikeampi työmaalla toteuttaa. Vaikeasti työmaalla toteutettava ratkaisu vie aikaa ja maksaa rahaa. Jos luonnossuunnitteluvaiheessa saa vähän yksinkertaisempia rakenneratkaisuja tiettyihin paikkoihin sovittua, on se myös työmaan etu rakennettavuuden ja kustannusten kannalta.

6.2 Hyvät tavat luonnossuunnitteluun

Tähän on koottu tiiviiksi paketiksi hyvät tavat luonnossuunnitteluun. Näiden pohjana ovat omat havainnot työelämän projekteista sekä tämän opinnäytetyön selvitykset. Tässä listauksessa ei ole tarkoitus mennä liian syvällisesti yksittäisiin asioihin, vaan listaus toimii järkevänä ohjenuorana luonnossuunnitteluun.

Hyvä tavat luonnossuunnitteluun:

- Ymmärrä tilaajan tarpeet
 - Ehdota perusteltuja järkeviä ratkaisuja, jotka tilaajan on helppo hyväksyä
 - Ohjaa tilaajaa tarvittaessa oikeiden asioiden huomioon ottamiseen
- Ymmärrä ARK-, GEO-, LVI-, S-suunnittelualojen asiat
 - Osaa kysyä oikeat kysymykset
 - Ehdota perusteltuja järkeviä ratkaisuja, jotka muiden on mahdollista hyväksyä
 - Vie yhteistyötä ja lopputulosta proaktiivisesti oikeaan suuntaan
- Selvitä jäykistävien rakenteiden määrät ja sijainnit
 - Jäykistävää rakennetta oltava riittävästi
 - Jäykistävää rakennetta oltava riittävän symmetrisesti
- Laske rasitukset karkealla tasolla sopivasti varman päälle
 - Älä laske liian tiukoille heti alussa
 - Jätä varaa pienille muutoksille
- Kiinnitä huomiota epäjatkuviin ja muihin erikoispaikkoihin
 - Eryteisesti kuormansiirtorakenteet
- Valitse oikeat rakenteet oikeaan paikkaan
 - Suosi tuttuja ja turvallisia rakenneratkaisuja, joista on kokemusta
- Selvitä valittavien ratkaisujen toteutuskelpoisuus
 - Mieti mihin kaikkialle ratkaisu vaikuttaa
 - Mieti toteutettavuutta
 - Älä olela ilman selvityksiä, että ratkaisu toimii
- Tunnista rakenteellisesti merkittävimmät kohdat
 - Pidä kiinni rakenteellisesti merkittävistä asioista
 - Suostu vähemmän merkittävien rakenteellisten asioiden kanssa kompromisseihin

6.3 Tarkastuslista luonnossuunnitteluun

Tämän opinnäytetyön lopputuloksena on laadittu tarkastuslista korkean rakennuksen luonnossuunnitteluun. Luonnossuunnittelun tarkastuslista (Liite 1) ei ole julkista tietoa, vaan se on A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n käytettävissä. Tarkastuslistaa voi käyttää CC3-luokan korkeiden rakennusten luonnossuunnittelussa sekä myös soveltaen CC2-luokan kerrostalojen luonnossuunnittelussa.

6.4 Itsereflektio opinnäytetyön prosessista

Valmistuin rakennusinsinööriksi (AMK) vuonna 2013 TAMKista, jolloin tein opinnäytetyön *Asuinkekkostalon rakennesuunnittelu*. Asuinrakennuksien rakennesuunnittelusta löytyy 8 vuoden työkokemus, joista muutama vuosi on myös korkeammista yli 12-kerroksisista rakennuksista. Tämä tausta ja kokemus mahdollisti YAMK-opinnäytetyön aiheeksi näin laajan ja haastavan kokonaisuuden.

Opinnäytetyön aihe valittiin keväällä 2019 YAMK-haun yhteydessä. Jo tällöin opinnäytetyöstä täytyi olla selvillä aihe, kuvaus, alustava sisällysluettelo ja aikataulusuunnitelma. Käytännössä siis kului yli kaksi vuotta tämän opinnäytetyön tekemiseen, täyden työajan ja YAMK-kurssien ohella. Ensimmäinen vuosi meni rauhallisesti aiheeseen tarkemmin tutustuen sekä lähdemateriaalien etsimiseen ja lukemiseen. Kesällä 2020 oli suurin piirtein tarvittavat lähdemateriaalit kasassa ja niihin tutustuttu. Varsinainen kirjoittaminen alkoi kesällä 2020 ja valmistuu nyt huhtikuussa 2021.

Aihe oli työelämän kautta jo jonkin verran entuudestaan tuttu, mikä olikin tärkeää, jotta näin isoa kokonaisuutta kannattaa edes lähteä tekemään. Selvitettävää asiaa riitti silti valtavan paljon, ja paljon jäi vielä selvittämättäkin. Oppia, ymmärrystä ja näkemystä korkean rakennuksen suunnittelusta karttui itselle todella paljon, mikä olikin yksi tärkeä henkilökohtainen tavoite. Tätä ymmärrystä ja näkemystä on päässyt myös jo hyödyntämään suunnitteluprojekteissa.

Tämän opinnäytetyön tekeminen oli pitkä prosessi, ja pelkkä kirjoittamisen aikajänne oli sen verran pitkä, että itsekin huomasi oman kirjoitustyylin ja ilmaisutavan

muuttuneen ajansaatossa. Tätä sitten sai loppuvaiheessa hienosäätää, että tuloksena on ehjä kokonaisuus.

Tässä opinnäytetyössä on mieluummin yksinkertaistettu, kirjoitettu tiiviisti ja tehty johtopäätökset kuin jätetty asiat epämääräiselle tasolle. Harvoin asiat ovat kovin yksinkertaisia ja jokaisella asialla on useita puolia, joita eri tutkimukset ja käytännön tieto tukevat puoleen ja toiseen.

Tässä opinnäytetyössä pyrittiin hallitsemaan laajaa kokonaisuutta, ja siinä hyvin onnistuttiinkin. On myös lopputöitä, joissa tutkitaan vain pientä kokonaisuutta erittäin syvällisesti. Molempia tyylejä tarvitaan sekä lopputöihin että työelämän projekteihin. Suunnittelutoimistojen projektitöissä on tärkeää hallita kokonaisuus, mutta aina täytyy tietää, keneltä kysyä neuvoja erikoisosaamista vaativiin asioihin. Kukaan ei voi olla kaikessa hyvä, vaan työyhteisön jäsenillä on erilaisia osaamisalueita, joista saadaan yhdessä paras lopputulos.

Tässä opinnäytetyössä päästiin tekemään pintaraapaisu kaikista alaotsikoiden kohdista, mutta onnistuttiin kuitenkin selvittämään riittävän kattavasti alaotsikoiden sisältö ja saada perusymmärrys niihin. Lisäksi nyt on helposti tiedossa, mistä on hyvä etsiä lisätietoa näihin asioihin.

6.5 Ehdotukset mahdollisten jatkotutkimusten aiheiksi

Mistä tahansa tämän opinnäytetyön alaotsikosta voi tehdä syvällisen ja kattavan lopputyön tai jopa väitöskirjan. Kuitenkaan kaikkea ei voi tähän valita, vaan esitän muutaman mielenkiintoisimman aiheen.

Yhtenä aihe-ehdotuksena on yli 35-kerroksisten rakennusten rakenneteknisten periaatteiden ja luonnossuunnittelun tutkiminen. Oletettavasti yli 35-kerroksisissa kerrostaloissa runkoratkaisut, suunnittelun periaatteet ja selvitettävät asiat muuttuvat entistä haastavimmiksi. Olisi mielenkiintoista nähdä lopputulokset, kun joku tutkisi näitä tarkemmin. Samalla selviäisi, kuinka tämän opinnäytetyön ratkaisut toimivat vielä korkeammissa rakennuksissa, vai toimivatko oikein järkevästi ollenkaan.

Yhdistelmäperustuksia olisi tarpeellista tutkia ja selvittää vaikutuksia rakennuksen runkoon. Rakenneteknisesti tämä on tärkeä aihe.

Kantavien rakenteiden rei'ityksiä ja muita heikennyksiä olisi tarpeellista tutkia erityisesti korkeassa rakentamisessa. Tekniikkamäärän lisääntyessä ja kuormien kasvaessa reikien ja heikennysten vaikutukset korostuvat.

Parvekkeiden lämpöliikkeiden ja liitosten tutkiminen. Yleinen nyrkkisääntö on, että 8-kerroksinen parvekelinja voidaan tehdä pilareilla/pielillä tuettuna. Kuitenkin tapauskohtaisesti on myös tehty korkeampia parveketorneja. Minkälaisia pakko-voimia lämpöliike aiheuttaa käytettäville liitoksille? Miten liitokset pitäisi suunnitella ja miten liitokset kestävät? Kuinka oikeasti toimii neopreenilla tai solumuovi-kaistalla vuorattu rst-teräsputkipalkin liitos paikallavaluluaatassa? Lisäksi olisi mielenkiintoista saada selville, mikä kerrosraja on pilareilla/pielillä tuetun parveketornin kerrosraja, ja millä reunaehdoilla nämä kerrosrajat on mahdollista toteuttaa. Tärkeimpänä reunaehtona todennäköisesti on pilarien etäisyys lämpimästä rungosta.

LÄHTEET

LAIT JA ASETUKSET

Ympäristöministeriön asetus asuin- majoitus- ja työtiloista 1008/2017

Ympäristöministeriön asetus rakennusten paloturvallisuudesta 848/2017

Ympäristöministeriö. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet 2016.

EUROKOODI-STANDARDIT

Standardi SFS-EN 1990 + A1 + AC. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet.

Standardi SFS-EN 1991-1-1 + AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat.

Standardi SFS-EN 1991-1-3 + AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat.

Standardi SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat.

Standardi SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat.

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

KIRJALLISUUS

RIL 201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: Eurokoodit EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 ja EN 1991-1-4. Suomen rakennusinsinöörien liitto 2017.

RIL 201-2-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: Eurokoodit EN 1991-1-2, EN 1991-1-5, EN 1991-1-6, EN 1991-1-7, EN 1991-3, EN 1991-4. Suomen rakennusinsinöörien liitto 2017.

RIL 201-4-2017 Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa. Suomen rakennusinsinöörien liitto 2017.

RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje. Eurokoodit EN 1992-1-1- ja 1992-1-2. Suomen rakennusinsinöörien liitto 2011.

RIL 254-2016 Paalutusohje 2016 PO-2016. Suomen rakennusinsinöörien liitto 2016.

FIB International Federation for Structural Concrete, Tall Buildings. 2014.

Taranath Bungale S. Reinforced Concrete Design of Tall Buildings. 2010.

Rakentajain kalenteri 1998. Helsinki 1997. Rakennustietosäätiö RTS

Rakentajain kalenteri 2007. Helsinki 2006. Rakennustietosäätiö RTS

SÄHKÖISET JULKAISUT JA OHJEET

Ala-Ojala Jukka. Ylikorkeat rakennukset Suomessa, käytännön pulmatilanteita ja ratkaisuja. 24.11.2011.

Betoniteollisuus, Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 3. Laatat. 17.1.2019. https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet_3_Laatat.pdf

Betoniteollisuus, Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 4. Palkit. 1.3.2011. https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet_4_Palkit.pdf Luettu 20.2.2021

Betoniteollisuus, Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 5. Pilarit. 3.11.2019. https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet_5_Pilarit.pdf Luettu 20.2.2021

Betoniteollisuus ry. Jäykistysjärjestelmät 18.2.2010. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/22083/J%C3%A4ykistysj%C3%A4rjestelm%C3%A4t.pdf>

Elementtisuunnittelu.fi, Jäykistysjärjestelmät <https://www.elementtisuunnittelu.fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat> , Luettu 29.1.2021

Helsingin kaupunki. Helsingin kaupungin Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018 Ohjekortit. 2018.

Tampereen kaupunki. Korkean rakentamisen selvitys Tampereen keskusta-alueella. 2012

Teriö Olli. Valmisosarakentamisen julkisivujen toteutusprosessit. Ikkunan asentaminen betonielementtitehtaalla. 2009

DIPLOMI- JA OPINNÄYTETYÖT

Heiskanen Samuli, DI-työ, 2020. Teräsbetonisten pystyrakenteiden kokoonpuristuminen korkeassa rakennuksessa

Kortelainen Petri, DI-työ, 2012. Korkeiden rakennusten vaste tuulikuormituksessa

Kujala Toni, DI-työ, 2017. Betonin puristuslujuus erilaisten rasitustasojen jälkeen

Lassila Henri, AMK opinnäytetyö, 2011. Jännitettyjen rakenteiden suunnittelu- ja asennusohjeen päivitys.

Lastuvirta Atte, YAMK opinnäytetyö, 2020. Teräsbetonilaatan laskentamenetelmät. CASE: Paksu teräsbetonilaatta

Lehtonen Riku, AMK opinnäytetyö, 2013. Korkean rakennuksen rungon kokoonpuristumisen huomioinen suunnittelussa ja rakentamisessa

Liikennevirasto, Marko Ahomies, Kallioon injektoitu ja ankkuroitu porapaalu 5/2016

Nieminen Joonas, YAMK opinnäytetyö, 2020. Hybridirakennusten kuormansiirtorakenteet

Sääski Markus, DI-työ, 2017. Seinämäisten teräsbetonipalkkien analysointi

Tikkanen Eemeli, DI-työ, 2014. Betonielementtirakentamisen soveltaminen korkeisiin rakennuksiin

Väyrynen Janne, YAMK opinnäytetyö, 2020. Korkean rakentamisen erityispiirteet aukkopalkkien suunnittelussa

LEHTIARTIKKELIT

Kiviluoma Risto. Suomen korkeimman rakennuksen turvalliset rakenneratkaisut: tuulen vaikutus. Rakentajain kalenteri 2007. Helsinki 2006. Rakennustietosäätiö RTS. s.461-463

Valjus Juha. Betoni-lehti 3/2019 s.70-77. Korkea rakentamien yleistyy – insinöörit uusien haasteiden edessä

INTERNET

CTBUH Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Tall Building Criteria. <https://www.ctbuh.org/resource/height>. Luettu 14.2.2021.

Dlupal snow load map <https://www.dlupal.com/en/solutions/online-services/snow-load-wind-speed-and-seismic-load-maps> Luettu 9.1.2021

Elementtisuunnittelu.fi, jäykistysjärjestelmät, <https://www.elementtisuunnittelu.fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat> Luettu 5.3.2021

Emporis, high-rise building (ESN-18727) <https://www.emporis.com/building/standard/3/high-rise-building> Luettu 14.2.2021

Eurocodeapplied, Concrete Design Properties <https://eurocodeapplied.com/design/en1992/concrete-design-properties> , luettu 20.1.2021

Liebherr Tower Crane NC-B 6-62 <https://www.liebherr.com/shared/media/construction-machinery/tower-cranes/brochures/top-slewing-cranes/flat-top-nc-b/liebherr-datasheet-nc-b-6-62.pdf> Luettu 6.1.2021

Projektiutiset. REDIn tornit nousevat Kalasatamaan, 6.11.2015.
<https://www.projektiutiset.fi/redin-tornit-nousevat-kalasadamaan-sweco-mu-kana-alueen-vaativassa-urbanisoimisessa/> Luettu 29.1.2021

SRV, Redin työmaakamera. <https://www.srv.fi/tyomaat/redin-tyomaakamera/>
Katsottu 29.1.2021.

Tampere, kaupunkikuvatoimikunta. <https://www.tampere.fi/tampereen-kaupunki/paatoksenteko/toimikunnat-neuvottelukunnat-ja-neuvostot/kaupunkikuva-toimikunta.html> Luettu 2.3.2021

YIT. Trigoni. <https://www.yit.fi/projektit/trigoni> Luettu 29.1.2021.

YLE. Yksi Suomen hienoimmista kansallismaisemista muuttuu pysyvästi Pasi-lan pilvenpiirtäjän myötä. <https://yle.fi/uutiset/3-11736813> Luettu 29.1.2021.

Youtube, Art of Engineering, How Tower Cranes Build Themselves
<https://www.youtube.com/watch?v=oSyC8pxJdeQ> (Katsottu 6.1.2021)

Wikipedia, 111 West 57th Street, [https://en.wikiped-
ia.org/wiki/111_West_57th_Street](https://en.wikipedia.org/wiki/111_West_57th_Street) , luettu 22.1.2021

Wikipedia, Clarion Hotel Helsinki, [https://fi.wikipedia.org/wiki/Clarion_Hel-
sinki](https://fi.wikipedia.org/wiki/Clarion_Hotel_Hel-sinki) , luettu 21.11.2020

Wikipedia, List of tallest buildings in New York City, [https://en.wikiped-
ia.org/wiki/List_of_tallest_buildings_in_New_York_City](https://en.wikiped-
ia.org/wiki/List_of_tallest_buildings_in_New_York_City) , luettu 21.11.2020

Wikipedia, Slenderness ratio, https://en.wikipedia.org/wiki/Slenderness_ratio ,
luettu 22.1.2021

MUUT

Paananen Heikki, TAMK, Betonielementtirungon valmistus ja toteutus, luento-
moniste 2019

LIITTEET

Liite 1 (8 sivua). Tarkastuslista rakennesuunnittelun luonnossuunnitteluun korkeassa rakentamisessa (SALAINEN)