

Osaamista
ja oivallusta
tulevaisuuden
tekemiseen

Jani Ahola

Korkean rakennuksen paaluperustus- ten ja rungon yhteistoiminta ja mitoitus merenrantaolosuhteissa tulvakorkeus huomioiden

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (ylempi AMK) -tutkinto

Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma

Opinnäytetyö

19.11.2020

Tekijä Otsikko	Jani Ahola Korkean rakennuksen paaluperustusten ja rungon yhteistointa ja mitoitus merenrantaolosuhteissa tulvakorkeus huomioiden
Sivumäärä Aika	74 sivua + 0 liitettä 19.11.2020
Tutkinto	Insinööri (ylempi AMK) -tutkinto
Tutkinto-ohjelma	Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma
Suuntautumisvaihtoehto	Rakennetekniikka
Ohjaaja	Johtaja Jukka Ala-Ojala Lehtori Mauri Konttila
<p>Korkean rakentamisen kohteissa suunnittelua tehdään hyvin etupainotteisesti. Korkean rakentamisen kohteissa vastaavalla rakennesuunnittelijalla pitää olla tietämys, mitä rakennesuunnitteluun liittyviä tutkimuksia, selvityksiä ja kokeita pitää olla missäkin projektin vaiheessa tehtynä, jotta varmistetaan projektin jouheva eteneminen.</p> <p>Opinnäytetyön tarkoituksena on tehdä kuvaus rakennesuunnittelun tehtävistä korkean rakennuksen kohteen eri suunnitteluvaiheissa.</p> <p>Korkean rakentamisen kohteissa yhteistyö muiden suunnittelijoiden välillä on tärkeässä asemassa. Opinnäytetyössä kuvataan tarkemmin, miten rakenne- ja geosuunnittelijoiden yhteistyö toimii suunnittelun rajapinnassa.</p> <p>Opinnäytetyön pohjana on suunnitteluvaiheessa oleva korkean rakentamisen hanke, jossa olemme kehittäneet rakenne- ja geosuunnittelun yhteistyön työskentelytapoja ja prosesseja.</p> <p>Opinnäytetyössä esiteltyä rakenne- ja geosuunnitteluprosessin etenemistä voidaan käyttää esimerkkinä tulevissa korkean rakentamisen kohteissa.</p>	
Avainsanat	korkea rakentaminen, paaluperustusten suunnittelu

Author Title	Jani Ahola High-rise Building Pile Foundations and Load-bearing Frame Interaction and Dimensioning in Seaside Conditions, with Flood Rise Considered
Number of Pages Date	74 pages + 0 appendices 19.11.2020
Degree	Master of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Specialisation option	Structural Engineering
Instructor	Jukka Ala-Ojala, Director Mauri Konttila, Lecturer
<p>In high-rise projects, the design is done in advance, and the responsible structural engineer must have a thorough knowledge of what structural research, testing, analysis and reports must be carried out at any stage of the project to ensure the smooth progress of the project.</p> <p>The purpose of the thesis is to generate a description of the tasks of structural design in different design stages of a high-rise building project.</p> <p>Collaboration between other designers plays an important role. The thesis describes in more detail how the cooperation of structural designers and geotechnical designers works at the interface of design.</p> <p>The thesis is based on a high-rise project that is in the design phase, where Sitowise Oy have developed working methods and processes for structural design and geotechnical design cooperation.</p> <p>The progress of the structural design and geotechnical design process presented in the thesis can be used as an example in future high-rise projects.</p>	
Keywords	high-rise building, pile foundation design

Sisällys

1	Johdanto	1
2	Korkean rakentamisen runkojärjestelmät	2
2.1	Yleisiä vaatimuksia	2
2.2	Rakennuksen korkeuden vaikutus runkojärjestelmään	3
2.2.1	Teräsrakenteiset runkojärjestelmät	4
2.2.2	Teräsbetonirakenteiset runkojärjestelmät	13
2.2.3	Betoni-teräs -liittorakenteiset runkojärjestelmät	22
2.2.4	Puun käyttö runkojärjestelmissä	23
2.3	Kantavan rungon staattinen ja dynaaminen analyysi	23
2.3.1	Dynaamisen analyysin tarve korkeassa rakentamisessa	23
2.3.2	Seisminen mitoitus	29
2.3.3	Vaiheittaisen rakentamisen analyysi	31
2.4	Tarkasteltavaan kohteeseen soveltuvat runkojärjestelmät	33
2.4.1	Jäykistysjärjestelmä	33
2.4.2	Muut pystyrakenteet	35
2.4.3	Välipohjat	36
3	Korkean rakentamisen perustamistavat	37
3.1	Esimerkkejä käytetyistä perustamistavoista	37
3.2	Korkean rakentamisen paaluperustamisen teoriaa	39
3.2.1	Paalujen vaakasuuntaiset parametrit	39
3.2.2	Paalujen pystysuuntaiset parametrit	40
3.3	Perustusten ja rungon yhteistoiminta	42
4	Korkean rakentamisen rakennesuunnittelusta yleensä	43
4.1	Eri suunnitteluvaiheiden tarkastelutarpeet	43
4.1.1	Konseptisuunnitteluvaihe	43
4.1.2	Kehitysvaihe	44
4.1.3	Toteutussuunnitteluvaihe	45
4.2	Geo – ja rakennesuunnittelun yhteensovitus	46
5	Tutkimusmenetelmät	47
5.1	Yleistä soveltamista tutkimusmenetelmistä kohteeseen	47
5.2	Mitoitusmenetelmät ja -ohjelmat	47
6	Tarkasteltavan kohteen erityispiirteet	50

6.1	Kohteen kuvaus	50
6.2	Pohjaolosuhteet	52
6.3	Suunnittelun perusteet	52
6.3.1	Kohteen vaativuusluokitukset	52
6.3.2	Tasojen kuormitukset	54
6.3.3	Tuulikuormat	55
6.3.4	Maan- ja vedenpaine kuormitukset	57
6.3.5	Betonirakenteet	58
6.4	Maaperän, pohjarakenteiden ja rungon yhteistoiminta	58
6.4.1	Paalujen pystysuuntaisten parametrien määrittäminen	59
6.4.2	Paalujen vaakasuuntaisten parametrien määrittäminen	60
6.4.3	Paaludimensioiden määrittäminen	61
7	Rakenteiden analyysit	64
7.1	FEM-laskenta	64
7.2	Herkkyystarkastelut	66
7.3	Tulokset suunnitteluun	67
8	Tulokset ja johtopäätökset	70
9	Jatkotarkastelut	71
	Lähteet	72

1 Johdanto

Opinnäytetyön aiheena on korkean rakennuksen paaluperustusten ja rungon yhteistointa ja mitoitus merenrantaolosuhteissa tulvakorkeus huomioiden.

Opinnäytetyö tehdään työnantajalleni Sitowise Oy:lle, joka on mukana useissa Suomeen rakennettavissa korkean rakentamisen hankkeissa. Opinnäytetyössä kuvataan rakennesuunnittelu prosessin etenemistä, lähinnä kantavan rungon ja paaluperustusten yhteistoiminnan osalta. Tarkastelussa on myös rakenne- ja geosuunnittelijan yhteistyö- ja työnjakoprosessi suunnittelun rajapinnassa.

Opinnäytetyössä tuodaan esille niitä erityispiirteitä, joita täytyy ottaa huomioon korkeiden rakennusten runkorakenteiden suunnittelussa.

Opinnäytetyö pohjautuu parhaillaan suunnitteluvaiheessa olevaan korkean rakentamisen kohteeseen, joka tullaan rakentamaan Suomen pääkaupunkiseudulle merenrannalle. Tulevan kohteen rakennusalue on tällä hetkellä merialuetta.

2 Korkean rakentamisen runkojärjestelmät

2.1 Yleisiä vaatimuksia

Vuonna 2018 julkaistun Helsingin korkean rakentamisen rakentamistapaohjeen mukaan korkeaksi rakentamiseksi tulkitaan kaikki ne kohteet, joissa on 16 kerrosta tai yli, mukaan lukien mahdolliset kellarikerrokset [14]. Tällä hetkellä suomen korkein rakennus sijaitsee Helsingin Kalasatamassa. Rakennuksessa on 35 kerrosta ja se on 134 metriä korkea. Suomeen on suunnitteilla useita korkean rakentamisen kohteita, esimerkiksi Pasilaan on suunnitteilla yli 180 metriä korkea rakennus.

Valittaessa runkojärjestelmää korkeaan rakennukseen on otettava huomioon useita tekijöitä. Tärkeimpiä tekijöitä ovat turvallisuus, rakennuksen dynaamiset ominaisuudet, mukaan lukien mukavuustekijät ja taloudellisuus. Mukavuustekijöillä tarkoitetaan muun muassa tuulen vaikutuksesta tapahtuvaa rakennuksen huojunnan aiheuttamaa kiihtyvyyttä [18]. Huojunta ja kiihtyvyys eivät ole rakennuksen kestävyyyteen vaikuttavia suureita, vaan ne ovat yksilöllisesti havaittavia, rakennuksessa olevan henkilön kokemia tuntemuksia, joten tämän takia näitä kutsutaan mukavuustekijöiksi. Mukavuustekijöiden raja-arvoja on esitetty standardissa [16], sekä kappaleessa 2.3.1. Rakennuksen dynaamisia ominaisuuksia pystytään tutkimaan rakenneanalyseissa ja tuulitunnelikoikeissa, jolloin voidaan arvioida huojunnan vaikutusta ja suhdetta mukavuustekijöihin ja asetettuihin kiihtyvyyden raja-arvoihin.

Rakennuksen käyttötarkoitus ja esteettisyys ohjaavat myös runkojärjestelmän valintaa. Esimerkiksi asuin- tai hotellirakentamisessa on lyhyemmät jännevälit välipohjien laatas-toille. Tämä mahdollistaa tasapaksut välipohjarakenteet ilman palkkikaistoja. Jos välipohjan laatastojen jännevälejä on tarvetta pidentää, voidaan välipohjat tehdä jälkijännitetyinä rakenteina. Jälkijännitetyillä pilarilaatoilla on mahdollista päästä teknistaloudellisesti noin 9 metriä x 9 metriä pilarimoduliin. Rakennuksen alle sijoitettu pysäköinti voi myös asettaa rajoituksia runkojärjestelmälle ja pilarimoduulille. Esimerkiksi 8,1 metriä x 8,1 metriä oleva pilarimoduuli sopii hyvin myös pysäköintiruutujen ja ajoväylien mitoitusjärjestelmään.

Runkojärjestelmää valittaessa on otettava huomioon myös paikallisten runkourakoitsijoiden toteutukseen liittyvä asiantuntemus ja kokemus. Uusia runkoratkaisuja tai materiaaleja ei kannata kokeilla korkean rakentamisen hankkeissa. Rungon oikealla valinnalla on myös olennainen vaikutus runkoratkaisun kustannuksiin sekä rakentamisen aikatauluun.

Rakentamisen aikataulu voi määritellä myös sen, että on valittava runkojärjestelmä, jossa on mahdollisimman paljon esivalmistettuja, rungon rakentamisen nopeutta lisääviä osia. Teräsrunko olisi yksi vaihtoehto, mutta haasteellisia kohtia ovat suuria voimia siirtävät liitokset. Teräsrunko vaatii vielä erillisen palosuojauksen. Betoni- ja teräслиittorakenteinen runko on myös yksi vaihtoehto, jossa voidaan käyttää molempien materiaalien parhaita ominaisuuksia, eli betonin puristuskestävyyttä ja teräksen vetokestävyyttä. Esimerkiksi paikallavaletuissa välipohjissa on mahdollisuus käyttää teräслиittopeltiä, joka toimii osana alapinnan raudoitetta ja myös valumuottina.

2.2 Rakennuksen korkeuden vaikutus runkojärjestelmään

Mark Sarkisian on kirjassaan *Designing Tall Buildings* [17] jaotellut millaisella runkojärjestelmällä päästään tehokkaaseen ja turvalliseen ratkaisuun milläkin rakennuksen korkeudella. Seuraavassa kuvatut runkojärjestelmät tarkoittavat rakenneratkaisua, joka olisi tehokkain rakennuksen jäykistysjärjestelmä tarkastellulla rakennuksen korkeudella.

Jäykistysjärjestelmän rakenneosat ottavat vastaan rakennukseen kohdistuvat vaakakuormitukset ja siirtävät kuormitukset perustuksille. Rakennukseen kohdistuvia vaakakuormia ovat tuulikuormat, seismiset kuormitukset ja rakennuksen vinoudesta aiheutuvat lisävaakakuormat sekä mahdolliset maan- ja vedenpaineet.

Rakennuksen jäykistysjärjestelmä voi siirtää myös tasoilta tulevia pystykuormituksia perustuksille. Esimerkiksi välipohjien laatatost tuetaan pystysuunnassa kiinni jäykistäviin seiniin. Pystykuormitus pienentää jäykistävien seinien vetorasituksia, joita syntyy vaakakuormituksista. Jäykistävien seinien rakennemalli on mastorakenne, joten suurimmat leikkaus- ja taivutusrasitukset ja taivutuksesta syntyvät veto- ja puristusrasitukset sijaitsevat mastorakenteen alaosassa. Tavoitteena on sijoitella rakennuksien jäykistävät seinät siten, että seinissä ei vaikuttaisi vetorasituksia. Tämä tavoite on myös yksi runkojärjestelmän valintakriteeri.

Rakennuksen runkojärjestelmässä on rakenneosia, joiden tehtävänä on siirtää pystysuuntaisia kuormituksia, ja vain yhteen kerrokseen vaikuttavia vaakakuormituksia, jäykistävillä rakenteilla. Tällaisia rakenteita ovat välipohjien laatatost tai laattapalkistot sekä pilarit, jotka eivät toimi rakennuksen jäykistävinä rakenteina.

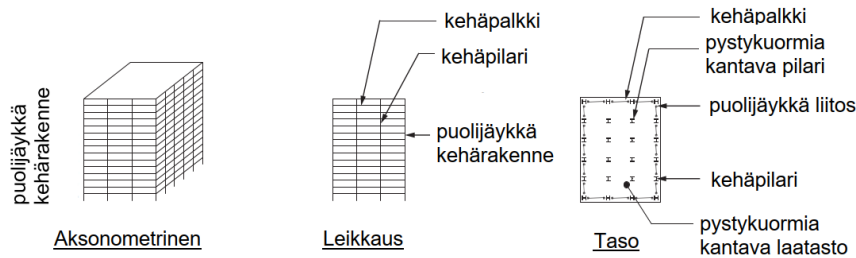
Mark Sarkisian [17] on jaotellut runkojärjestelmät runkomateriaalien mukaan kolmeen eri kategoriaan, joita ovat teräsrakenteiset rungot, betonirakenteiset rungot sekä betoni-teräs -liittorakenteiset rungot. Esitetyt kerros- ja korkeusrajat eri runkojärjestelmille ovat suuntaa antavia. Esimerkiksi seuraavissa jaotteluissa kerrotaan, että teräsrakenteisella rungolla, missä on momenttijäykät liitokset, korkeusrajaksi suositeltaisiin 35 kerrosta, eli noin 142 metriä. Empire State Building on hyvä esimerkki siitä, että teräsrakenteisella rungolla, missä on momenttijäykät liitokset, voidaan tehdä 102 kerroksinen, 382 metriä korkea rakennus [17]. Arkkitehtoniset tavoitteet ja rakenneratkaisut on yhteensovitettu juuri tuohon kohteeseen sopivaksi.

2.2.1 Teräsrakenteiset runkojärjestelmät

Esitettävät teräsrakenteisten runkojärjestelmien korkeudet ja kerroslukumäärät perustuvat 4 metrin kerroskorkeuteen, jolloin peruskerroksen vapaakorkeus alakattoon asti olisi 2,75 metriä. Rakennuksen sisääntuloaulan kerroskorkeus on 6 metriä. Rakennuksen puolella välissä on yksi 8 metrin kerros, esimerkiksi teknisten tilojen takia, tai yksi 8 metrin näköalakerros, 60. kerroksen yläpuolella. Teräsrakenteisissa rungoissa palkki- ja pilariprofiileina käytetään leveälaippaisia I-profiileja. Teräspilarit ovat tyypillisesti kerroksen korkuisia tai maksimissaan kahden kerroksen korkuisia. Ulkoseinälinjalla pilarijako on 4,5 metriä ja rungon sisäosissa 9 metriä.

Teräshehä, puolijäykät liitokset

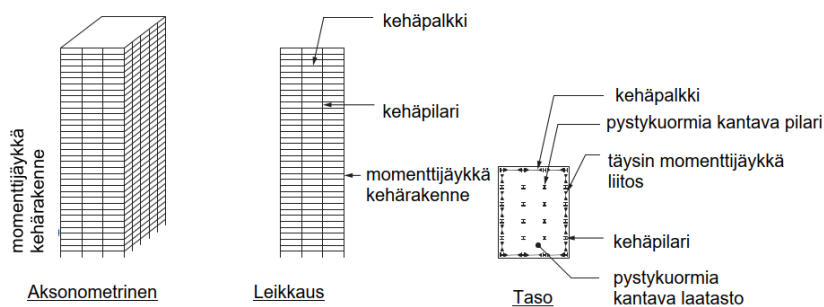
Momenttijäykkien kehärakenteiden palkki- ja pilariprofiilien liitokset tehdään pulttiliitoksina. Pulttiliitokset mahdollistavat kuormitettujen rakenteiden kiertymän, joten liitoksia kutsutaan puolijäykiksi liitoksiksi. Tämän runkojärjestelmän maksimi kerrosmäärä on 15 kerrosta ja korkeusraja 62 metriä. Kuvassa 1 on esitetty runkojärjestelmän eri rakenneosat.



Kuva 1. Teräshehä, puolijäykät liitokset, korkeus: 15 kerrosta / 62 metriä [muokattu lähteestä 17].

Teräshehä, momenttijäykät liitokset

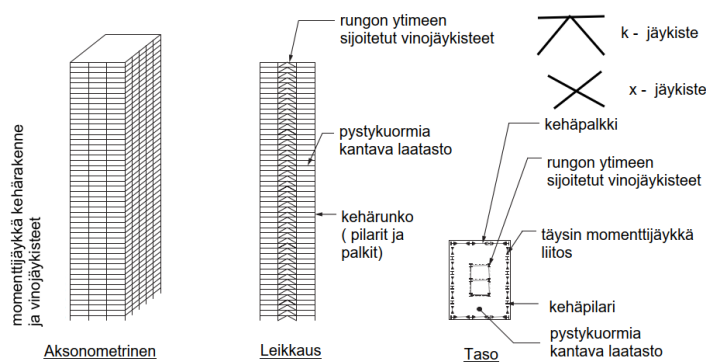
Täysin momenttijäykkien kehärakenteiden palkki- ja pilariprofiilien liitokset tehdään pultti- ja hitsattuina liitoksina tai hitsattuina liitoksina. Täysin momenttijäykkien liitosten momenttikapasiteetit ovat vähintään samoja kuin liittyvien palkki- ja pilarirakenteiden. Tämän runkojärjestelmän kerrosraja on 35 kerrosta eli 142 metriä. Kuvassa 2 on esitetty runkojärjestelmän eri rakenneosat.



Kuva 2. Teräshehä, momenttijäykät liitokset, korkeus: 35 kerrosta / 142 metriä [muokattu lähteestä 17].

Teräskehä, momenttijäykät liitokset sekä vinojäykisteet

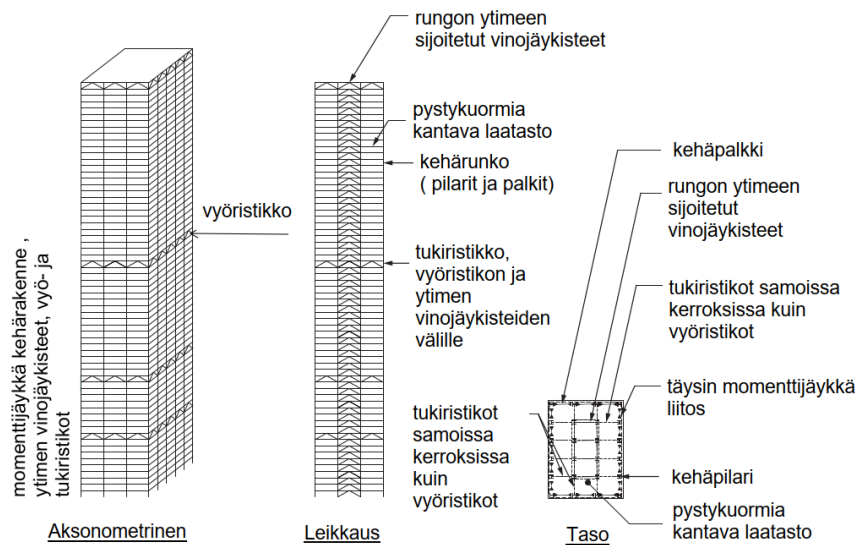
Täysin momenttijäykkien kehärakenteiden lisäksi, kun runkoon sijoitetaan vinojäykisteitä, suositeltava kerrosluku on 50 kerrosta eli maksimi korkeus on 202 metriä. Tyypillisesti vinojäykisteet sijoitetaan rungon keskialueelle, jota voidaan kutsua myös rungon ytimeksi. Vinojäykisteet ovat yleensä leveälaippaisia I-profiileja tai putkiprofiileja. Vinojäykisteiden muodon mukaan niitä kutsutaan k - jäykisteiksi tai x - jäykisteiksi. Vinojäykisteet ottavat vastaan runkoon kohdistuvia vaakasuuntaisia kuormia. Momenttijäykät kehärakenteet rungon ulkokehällä parantavat rungon vääntövastusta sekä pienentävät rakennuksen siirtymiä. Kuvassa 3 on esitetty runkojärjestelmän eri rakenneosat.



Kuva 3. Teräskehä, momenttijäykät liitokset sekä vinojäykisteet, korkeus: 50 kerrosta / 202 metriä [muokattu lähteestä 17].

Teräshehä, momenttijäykät liitokset, jäykisteristikot ytimessä sekä ulkokehällä

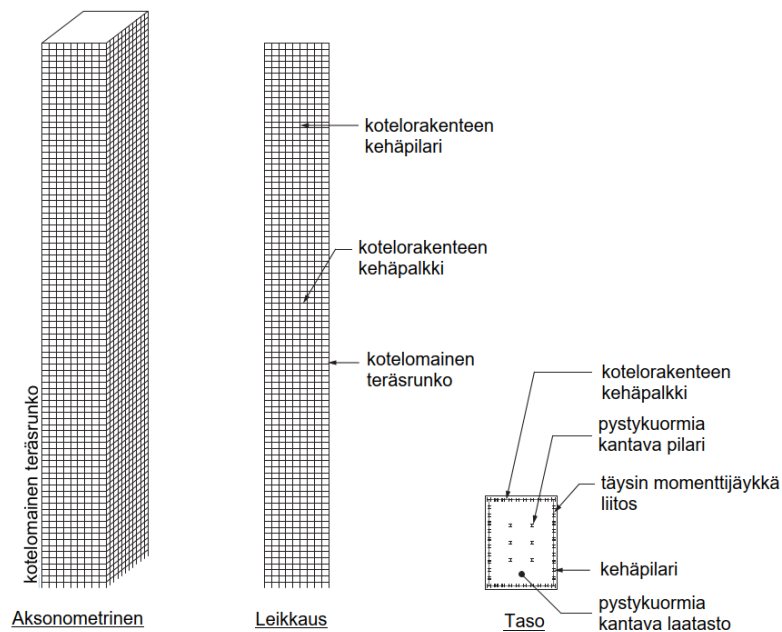
Momenttijäykkien kehärakenteiden ja rungon ytimeen sijoitettujen vinojäykisteiden lisäksi, kun rungon ulkokehälle sijoitetaan ympärikiertävät jäykistysristikot, joita kutsutaan vyöristikoiksi, voidaan rakentaa 65-kerroksinen eli noin 266 metriä korkea rakennus. Vyöristikot ja ytimen vinojäykisteet yhdistetään toisiinsa tukiristikoin. Vyö- ja tukiristikot sijoitetaan rakennuksen $\frac{1}{4}$ pisteeseen, puoleen väliin sekä rakennuksen huipulle. Tukiristikot ovat yleensä yhden tai kahden kerroksen korkuisia. Runkojärjestelmän rakenneosat ja niiden sijainnit on esitetty kuvassa 4.



Kuva 4. Teräshehä, momenttijäykät liitokset, jäykisteristikot ytimessä sekä ulkokehällä, korkeus: 65 kerrosta / 266 metriä [muokattu lähteestä 17].

Kotelomainen teräsrunko

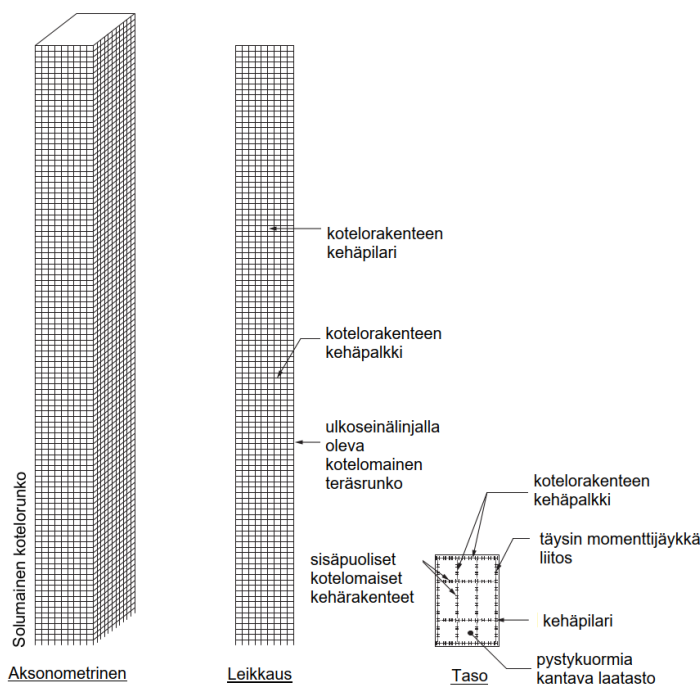
Kotelomaisessa teräsrunossa ulkoseinälinjalla olevat kehäpilarit ovat tiheämmällä jaolla kuin edellä mainituissa teräsrunoissa, mikä mahdollistaa rakenteen toiminnan kotelorakenteena. Ulkoseinälinjalla kiertävien kehäpalkkien liitokset pilareihin tehdään täysin momenttijäykiksi pultti- ja hitsausliitoksilla tai hitsausliitoksilla. Kotelomaisen teräsrunon maksimi kerrosmäärä on 90 kerrosta, jolloin maksimikorkeus on noin 366 metriä. Kuvassa 5 on esitetty kotelomaisen teräsrunon rakenneperiaatteet.



Kuva 5. Kotelomainen teräsrunko, korkeus: 90 kerrosta / 366 metriä [muokattu lähteestä 17].

Solumainen teräksinen kotelorunko

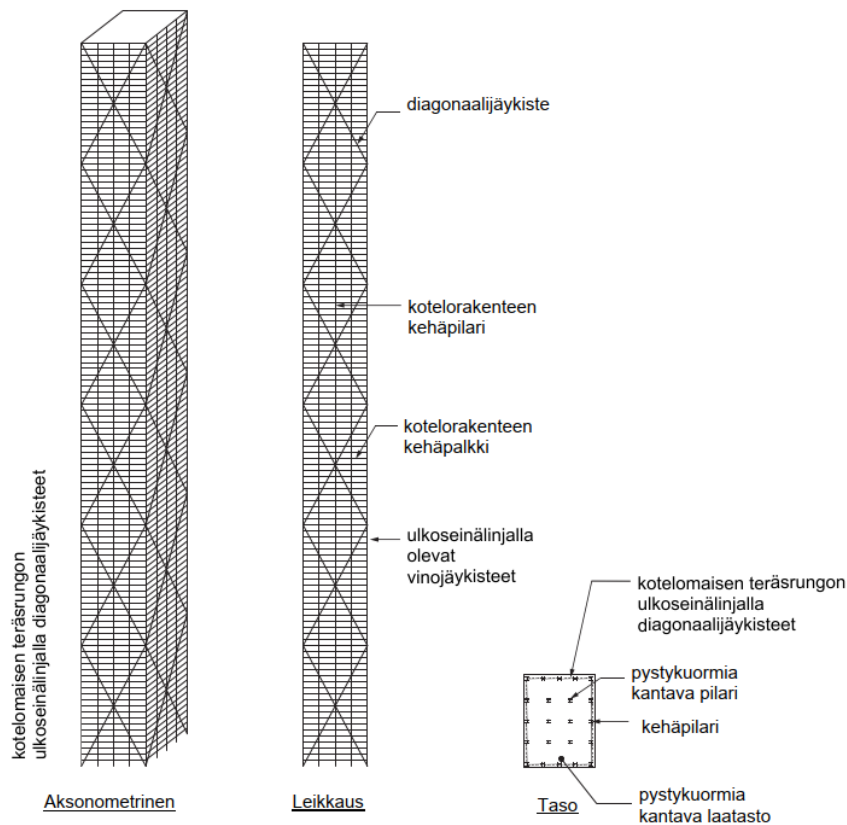
Kotelomaisesta teräsrungosta voidaan tehdä myös solumainen rakenne, kun ulkoseinälinjalla olevan kotelorakenteen lisäksi rakenteen sisälle muodostetaan useita kotelorakenteita. Sisäiset kotelorakenteet yhdistetään ulkoseinälinjalla olevaan kotelorakenteeseen kehäpalkkien välityksellä. Solumaisen kotelorakenteen sisäpuolisissa kotoissa pilarijako on tiheämpi kuin edellä esitetyissä teräsrungoissa. Tyypillinen pilarijako on noin 4,5 metriä. Solumaisen teräksisen kotelorungon maksimi kerrosmäärä on 110 kerrosta, jolloin maksimikorkeus on noin 446 metriä. Kuvassa 6 on esitetty solumaisen teräksisen kotelorungon rakenneperiaatteet.



Kuva 6. Solumainen teräksinen kotelorunko, korkeus: 110 kerrosta / 446 metriä [muokattu lähteestä 17].

Kotelomaisen teräsrunгон ulkoseinälinjalla diagonaalijäykisteet

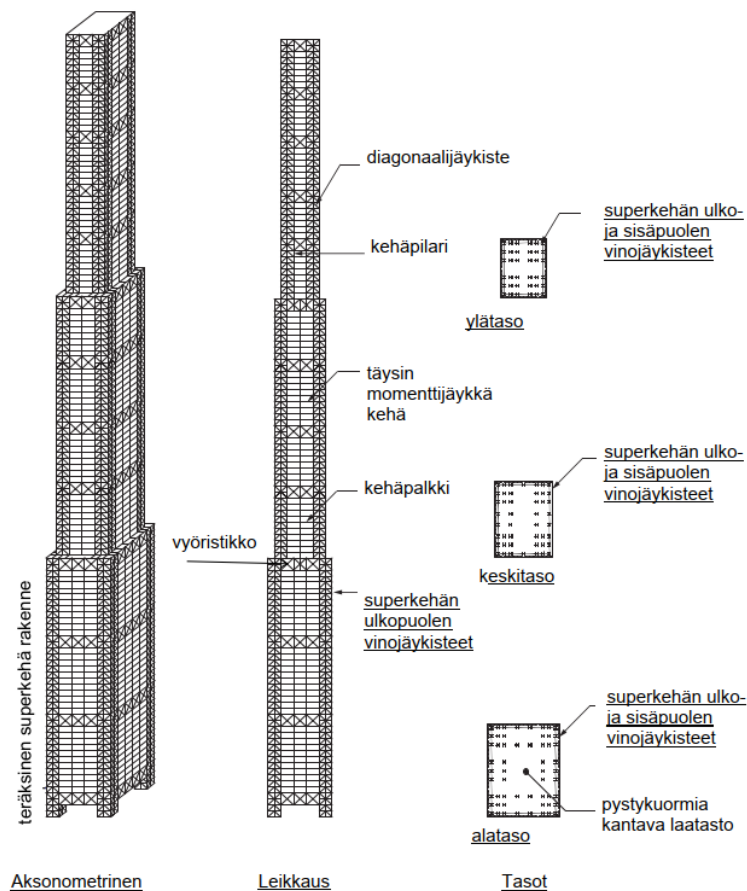
Kun kotelomaisen teräsrunгон ulkoseinälinjalle laitetaan diagonaalijäykisteet, voidaan rakentaa maksimissaan 120-kerroksinen eli 486 metriä korkea rakennus. Diagonaalijäykisteiden käyttö nostaa rakenteiden hyötysuhdetta, koska diagonaalirakenteissa rasitusten (puristus- ja vetorasitukset) siirto tapahtuu diagonaalien aksiaalisessa suunnassa eikä perustu pelkästään taivutusjäykkyteen. Kuvassa 7 on esitetty kyseisen runkojärjestelmän rakenteet.



Kuva 7. Kotelomaisen teräsrunгон ulkoseinälinjalla diagonaalijäykisteet, korkeus 120 kerrosta / 486 metriä [muokattu lähteestä 17].

Teräksinen superkehä

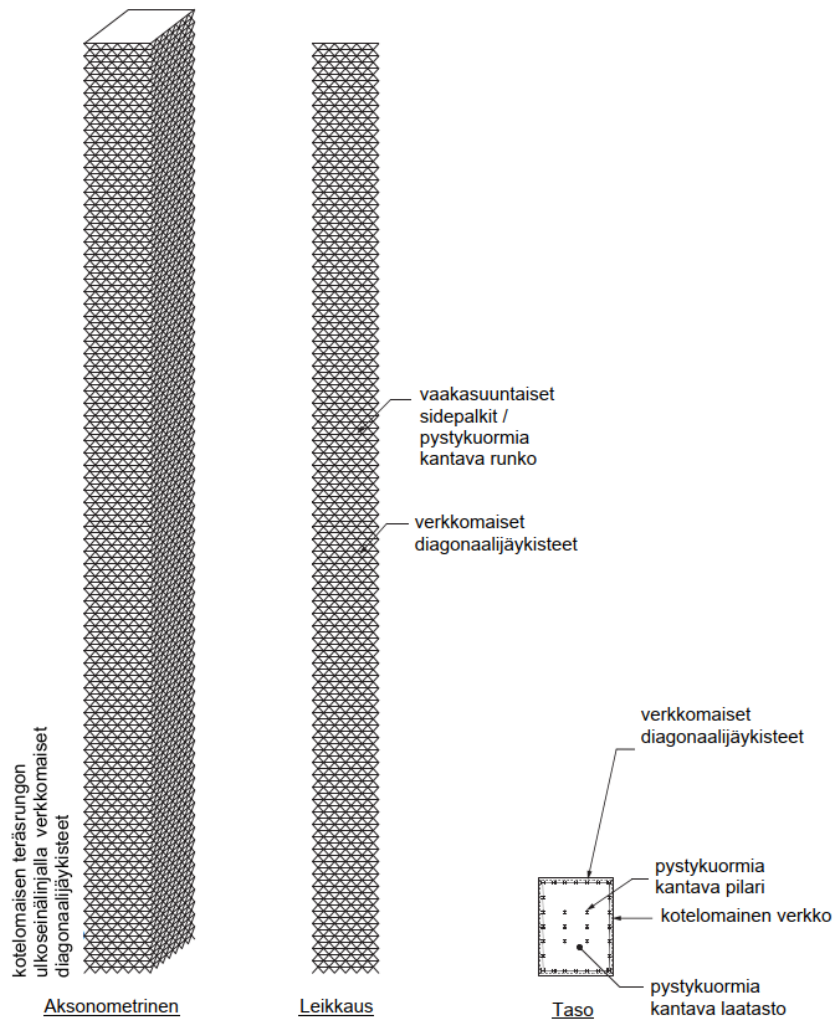
Teräksisen superkehärakenteen nurkissa on vinojäykisteet sekä ulko- että sisäpuolella. Tämä mahdollistaa rungon kapenemisen ylöspäin mentäessä sekä rakennuksen keskelle on mahdollisuus tehdä suurempia useamman kerroksen laajuisia aukkoja. Rakenteen ulkoseinälinjalla kulkee vyöristikoita tasaisella jaolla. Vyöristikoita on myös kohdissa, missä rakennuksen poikkileikkaus kapenee. Tällaisella rakennejärjestelmällä on mahdollista rakentaa 130 kerrosta eli 526 metriä korkea rakennus. Teräksisen superkehän runkojärjestelmän rakenteet on esitetty kuvassa 8.



Kuva 8. Teräksinen superkehä, korkeus 130 kerrosta / 526 metriä [muokattu lähteestä 17].

Kotelomaisen teräsrunгон ulkoseinälinjalla verkkomaiset diagonaalijäykisteet

Kun kotelomaisen teräsrunгон ulkoseinälinjalle laitetaan verkkomaiset diagonaalijäykisteet, voidaan rakentaa maksimissaan 150-kerroksinen eli 606 metriä korkea rakennus. Tässä rakennejärjestelmässä kehärakenteet siirtävät vaakakuormituksia ulkoseinälinjalla oleville verkkomaisille diagonaalijäykisteille. Näin kehärakenteiden taivutusrasitukset on minimoitu, mikä lisää rakenteen tehokkuutta. Mitä tiuhempi verkko ulkoseinälinjalla on, sitä tehokkaampi jäykistysrakenne saadaan. Kuvassa 9 on esitetty runkojärjestelmän rakenneperiaatteet.



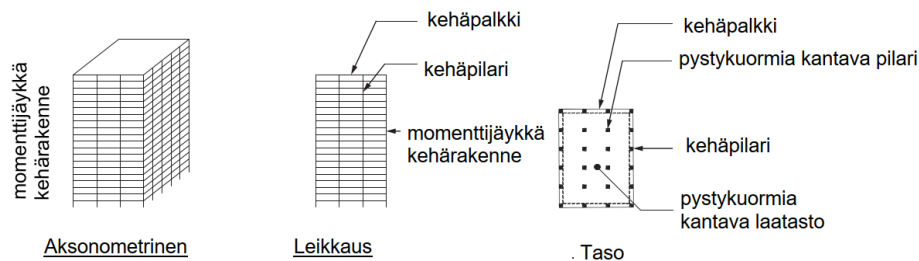
Kuva 9. Kotelomaisen teräsrunгон ulkoseinälinjalla verkkomaiset diagonaalijäykisteet, korkeus 150 kerrosta / 606 metriä [muokattu lähteestä 17].

2.2.2 Teräsbetonirakenteiset runkojärjestelmät

Teräsbetonirakenteisten runkojärjestelmien korkeudet ja kerroslukumäärät perustuvat 3,2 metrin kerroskorkeuteen, jolloin peruskerroksen vapaakorkeus alakattoon asti olisi 2,45 metriä. Rakennuksen sisääntuloaulan kerroskorkeus on 6 metriä. Rakennuksen puolella välissä on yksi 6,4 metrin kerros, esimerkiksi teknisten tilojen takia, tai yksi 6,4 metrin näköalakerros, 60. kerroksen yläpuolella. Teräsbetonirakenteisissa rungoissa pilariprofiileina käytetään yleensä neliö- tai suorakaideprofiileja. Pyöreitä teräsbetonipilareita on myös mahdollisuus käyttää. Teräsbetonipalkit ovat tyypillisesti suorakaideprofiileja. Teräsbetonipilarit ovat tyypillisesti kerroksen korkuisia. Teräsbetonirungot tehdään työmaalla yleensä paikallavaluna. Joitain osioita on myös mahdollista tehdä betonielementtirakenteisina. Ulkoseinälinjalla pilarijako on 4,5 metriä ja rungon sisäosissa 9 metriä.

Teräsbetonikehä, momenttijäykät liitokset

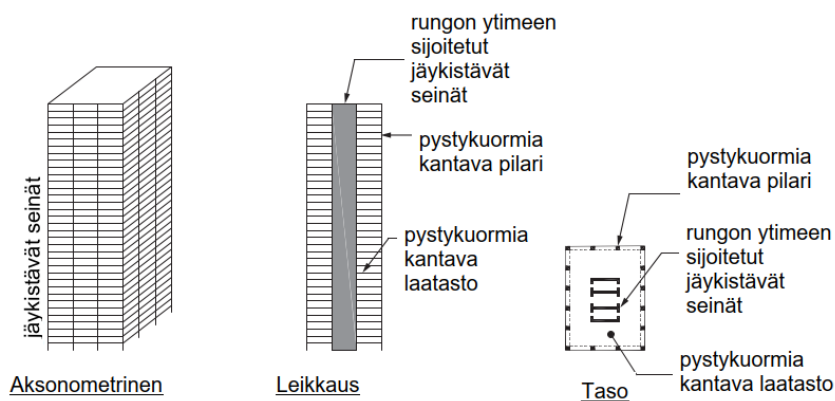
Teräsbetonikehän pilarien ja palkkien liitosalueen momenttijäykkyys saadaan aikaan harjateräsrudoitteilla. Momenttijäykällä kehärakenteella on mahdollista tehdä 20-kerroksinen ja 66,8 metriä korkea rakennus. Kuvassa 10 esitetään momenttijäykän teräsbetonikehän rakenneperiaatteet.



Kuva 10. Teräsbetonikehä, momenttijäykät liitokset, korkeus 20 kerrosta / 66,8 metriä [muokattu lähteestä 17].

Jäykistävät teräsbetoniseinät

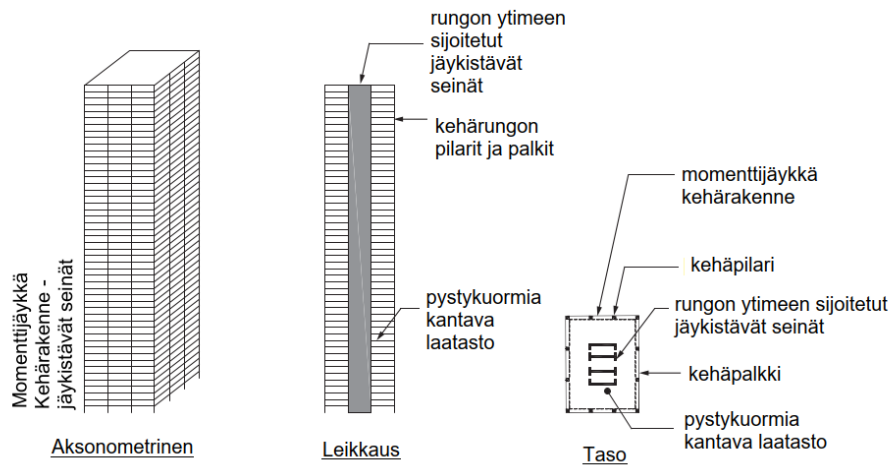
Rungon jäykistyksen kannalta tehokkain sijainti jäykistäville seinille on sijoittaa ne rungon massakeskipisteeseen. Kun jäykistävät seinät sijaitsevat massakeskipisteessä, ei vaakakuormista synny vääntörasituksia jäykistäville seinille. Rakennuksen toiminnan kannalta rungon keskialueelle sijoitetaan yleensä hissikuiluja, wc-tiloja ja muita tiloja, mihin on helppo sijoitella jäykistäviä seinälinjoja. Jäykistävät seinälinjat sijaitsevat samassa kohtaa joka kerroksessa. Jäykistäviin seiniin tulevien oviaukkojen kohdalle tulee palkkimaisia rakenteita, joita voidaan kutsua aukkopalkeiksi. Aukkopalkeissa vaikuttaa suuria leikkausvoimia ja momenttirasituksia, joten oviaukkojen korkeudet ja mahdolliset talotekniikka rei'itykset on sovittava heti projektin alussa. Jäykistävien seinien sijoittelu on hyvä tehdä siten, ettei jäykistäviin seiniin synny vektorasituksia. Teräsbetonikehä, jossa ytimen alueelle on sijoitettu jäykistäviä seiniä, on mahdollisuus tehdä 35 kerrosta eli 114,8 metriä korkea rakennus. Kuvassa 11 esitetään tämän runkojärjestelmän rakenneosat.



Kuva 11. Jäykistävät teräsbetoniseinät, korkeus 35 kerrosta / 114,8 metriä [muokattu lähteestä 17].

Momenttijäykkä teräsbetonikehä ja jäykistävät teräsbetoniseinät

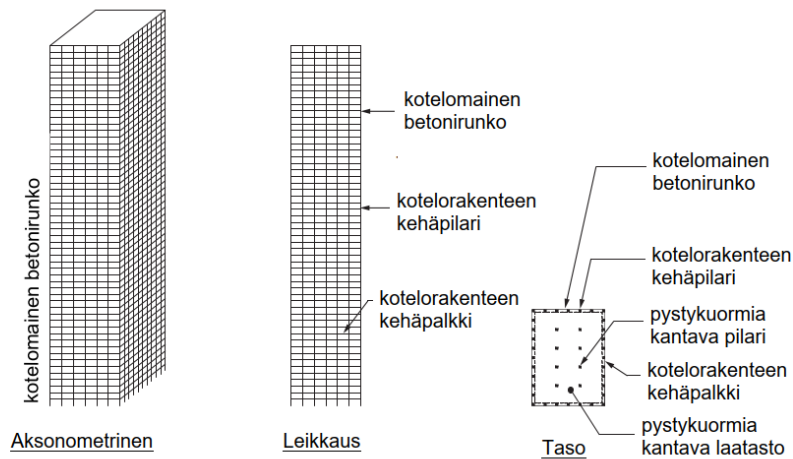
Kun rungon ytimeen sijoitettujen jäykistävien seinien lisäksi tehdään rakennuksen ulko-reunalle momenttijäykkä kehärakenne, on mahdollista rakentaa 50 kerrosta eli 162,8 metriä korkea rakennus. Kuvassa 12 on esitetty tämän runkojärjestelmän rakenneosat.



Kuva 12. Momenttijäykkä teräsbetonikehä ja jäykistävät teräsbetoniseinät, korkeus 50 kerrosta / 162,8 metriä [muokattu lähteestä 17].

Kotelomainen teräsbetonirunko

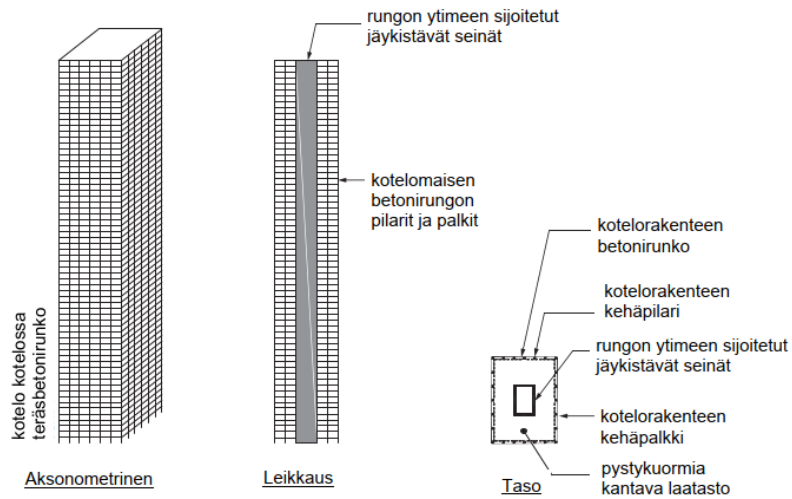
Kotelomaisessa teräsbetonirungossa ulkoseinälinjalla olevien kehäpilarien jako on tiheämpi kuin edellä mainituissa betonirungoissa. Tyypillinen pilarijako on sama kuin rakennuksen kerroskorkeus, eli 3 metristä 4,5 metriin. Kehäpilarit ovat yleensä neliö- tai suorakaidepilareita ja kehäpalkit ovat suorakaidepalkkeja. Kehäpilarien ja -palkkien liitokset tehdään momenttijäykiksi harjateräsrudoitteiden avulla. Kotelomaisella betonirungolla voidaan rakentaa 55 kerrosta eli 178,8 metriä korkea rakennus. Kuvassa 13 on esitetty runkojärjestelmän rakenneosat.



Kuva 13. Kotelomainen teräsbetonirunko, korkeus 55 kerrosta / 178,8 metriä [muokattu lähteestä 17].

Kotelomainen teräsbetonirunko ja jäykistävät teräsbetoniseinät

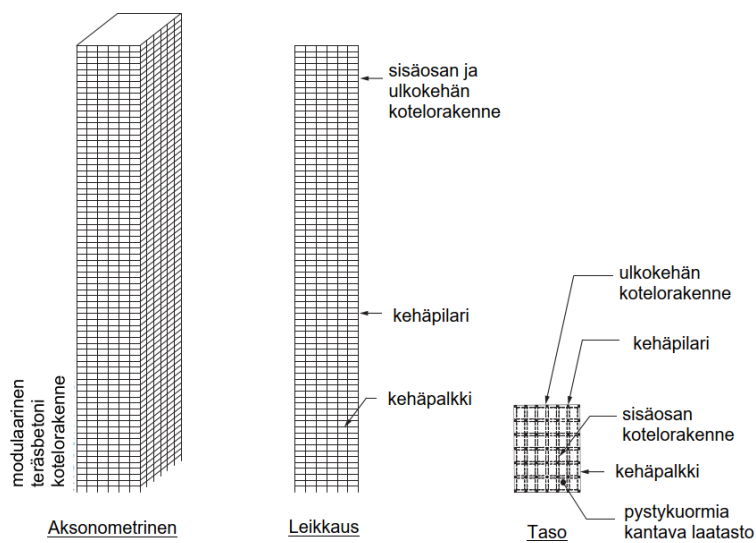
Kun kotelomaisen teräsbetonirungon ytimeen lisätään jäykistäviä teräsbetoniseiniä kotelomaisesti, rakennuksen korkeus voi olla 65 kerrosta eli 214 metriä. Kuvassa 14 on esitetty runkojärjestelmän rakenneosat. Tätä runkojärjestelmää voi kuvata myös kotelo kotelossa määritteellä, koska ulkokehän rakenteet muodostavat yhden kotelon ja rakennuksen ytimessä on toinen kotelo.



Kuva 14. Kotelomainen teräsbetonirunko ja jäykistävät teräsbetoniseinät, korkeus 65 kerrosta / 214 metriä [muokattu lähteestä 17].

Modulaarinen teräsbetonikotelorakenne

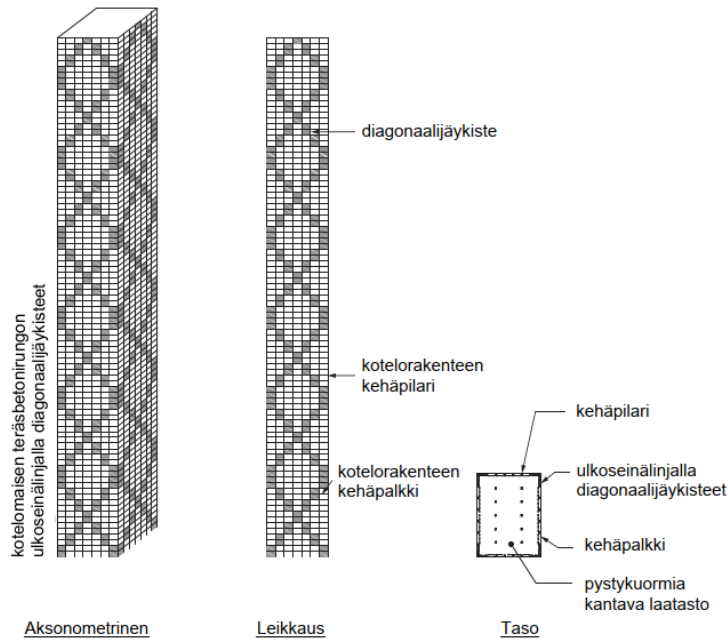
Kotelomaisesta teräsbetonirungosta voidaan tehdä myös modulaarinen rakenne, joka tasossa näyttää solumaiselta rakenteelta. Rungon ulkokehällä olevan kotelorakenteen lisäksi rakenteen sisälle muodostetaan useita kotelorakenteita. Sisäiset kotelorakenteet yhdistetään ulkokehällä olevaan kotelorakenteeseen kehäpalkkien välityksellä. Modulaarisen kotelorakenteen sisäpuolisissa koteloidissa pilarijako on tiheämpi kuin edellä esitetyissä teräsbetonirungoissa. Tyypillinen pilarijako on 3 metristä 4,5 metriin. Modulaarisen teräsbetonikotelorakenteen maksimi kerrosmäärä on 75 kerrosta ja maksimikorkeus on noin 246 metriä. Kuvassa 15 on esitetty runkojärjestelmän rakenneosat.



Kuva 15. Modulaarinen teräsbetoni kotelorakenne, korkeus 75 kerrosta ja korkeus 246 metriä [muokattu lähteestä 17].

Kotelomaisen teräsbetonirungon ulkoseinälinjalla diagonaalijäykisteet

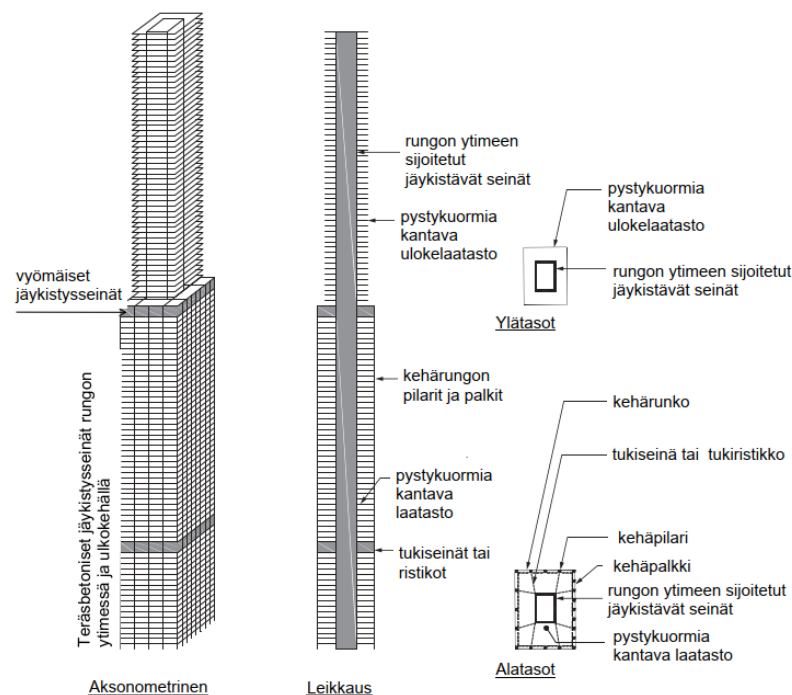
Teräsbetonisen kotelorungon jäykkyyttä ja lujuutta voidaan lisätä sijoittamalla ulkoseinälinjalle diagonaalijäykisteet. Ulkoseinälinjalla olevien kehäpilarien ja kehäpalkkien liitokset tehdään momenttijäykiksi. Tällaisella runkojärjestelmällä on mahdollista rakentaa 90 kerrosta eli 294 metriä korkea rakennus. Kuvassa 16 on esitetty runkojärjestelmän rakenneosien sijoittelut.



Kuva 16. Kotelomaisen teräsbetonirungon ulkoseinälinjalla diagonaalijäykisteet, korkeus 90 kerrosta / 294 metriä [muokattu lähteestä 17].

Teräsbetoniset jäykistysseinät rungon ytimessä ja ulkokehällä

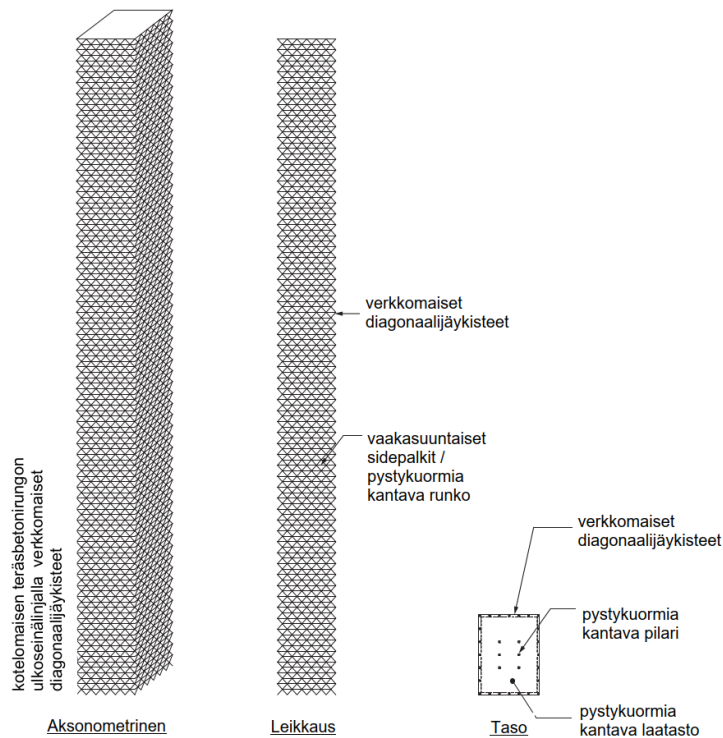
Kuvassa 17 on esitetty runkojärjestelmä, jossa rungon ytimeen on sijoitettu teräsbetonisia jäykistysseinä. Rungon ulkokehällä on vyömäisesti kiertäviä teräsbetonisia jäykistysseinä, jotka on sijoitettu valittuihin kerroksiin. Vyömäiset jäykistysseinät ja ytimen jäykistysseinät yhdistetään toisiinsa tukiseinillä tai tukiristikkoilla. Tukiristikot voivat olla teräsra-kenteisia. Rakennuksen yläosan runkoa on kavennettu niin, että laatastot toimivat ulok-keellisena rakenteena ja tukeutuvat rungon ytimeen sijoitettuihin jäykistysseinäin. Tällai-sella runkojärjestelmällä on mahdollista rakentaa 110 kerrosta eli 358 metriä korkea ra-kennus.



Kuva 17. Teräsbetoniset jäykistysseinät rungon ytimessä ja ulkokehällä, korkeus 110 kerrosta / 358 metriä [muokattu lähteestä 17].

Kotelomaisen teräsbetonirungon ulkoseinälinjalla verkkomaiset diagonaalijäykisteet

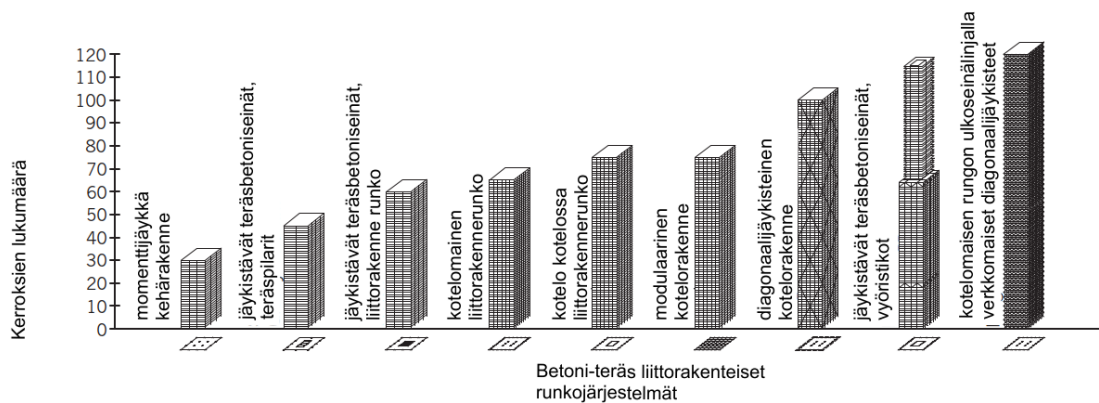
Kun kotelomaisen teräsbetonirungon ulkoseinälinjalle laitetaan verkkomaiset diagonaalijäykisteet, voidaan rakentaa maksimissaan 120-kerroksinen eli 390 metriä korkea rakennus. Tässä rakennejärjestelmässä kehärakenteet siirtävät vaakakuormituksia ulkoseinälinjalla oleville verkkomaisille diagonaalijäykisteille. Näin kehärakenteiden taivutusrasitukset ovat minimoitu, mikä lisää rakenteen tehokkuutta. Mitä tiuhempi verkko ulkoseinälinjalla on, sitä tehokkaampi jäykistysrakenne saadaan. Kuvassa 18 on esitetty runkojärjestelmän rakenneperiaatteet.



Kuva 18. Kotelomaisen teräsbetonirungon ulkoseinälinjalla verkkomaiset diagonaalijäykisteet, korkeus 120 kerrosta / 390 metriä [muokattu lähteestä 17].

2.2.3 Betoni-teräs -liittorakenteiset runkojärjestelmät

Betoni-teräs -liittorakenteiset runkojärjestelmät ovat jäykistysperiaatteiltaan samanlaisia kuin teräsrakenteisten ja teräsbetonirakenteisten runkojärjestelmien kuvauksissa on esitetty. Liittorakenteisissa rungoissa teräspilarien ja -palkkien ympärille valetaan teräsbetoninen osuus. Teräsbetonivalulla saavutetaan myös vaadittu palonkesto-aika, eikä rakenteita tarvitse erikseen palosuojata. Teräksisten putkiprofiilien sisään voidaan asentaa harjateräsraudoitteet ja valaa putken sisäpuolinen osuus betonilla täyteen. Palotilanteessa rakenteellinen kestävyys saavutetaan teräsbetonirakenteella, koska palotilanteessa teräksisen kuoren kestävyys on hyvin pieni suhteessa teräsbetonirakenteen kestävyys. Kuvassa 19 on esitetty erilaisten betoni-teräsliittorakenteisten runkojärjestelmien korkeusrajoja.



Kuvassa 19. Betoni-teräs -liittorakenteisten runkojärjestelmien korkeusrajoja [muokattu lähteestä 17].

2.2.4 Puun käyttö runkojärjestelmissä

Puun käyttö kerrostalorakentamisessa on ollut hyvin vähäistä puun ominaisuuksien takia. Tärkeimpiä rajoittavia tekijöitä puun käytölle ovat olleet palotekniset vaatimukset, äänitekniset vaatimukset, puun kosteuseläminen sekä rakentamisen aikaisen kosteudenhallinnan haasteet. Suomen korkein puukerrostalo on rakennettu Joensuuhun ja se on 14 kerrosta korkea [20]. Tämän kohteen paloluokka on P0, eli paloturvallisuus osoitettiin toiminnallisen palomitoituksen avulla [21]. Korkeissa rakennuksissa rakenteiden liitoksiin kohdistuu suuria rasituksia, mikä myös rajoittaa puun käyttöä korkeissa rakennuksissa. Joensuun kohteessa jäykistävinä seininä on massiivipuurakenteiset seinät, jotka on ankkuroitu vetotangoilla perustusrakenteisiin asti [20]. Maailman korkein, kokonaan puurakenteinen rakennus sijaitsee Norjan Brumunddaalissa. Tämä hotellirakennus on 18 kerrosta korkea [19].

Puu 2/20 -lehdessä esiteltiin tulevaisuuden visioita 32-kerroksisesta hybridirakenteisesta asuinkerrostalosta. Jäykistävänä runkojärjestelmänä esityksessä on rakennuksen keskelle sijoitettu liukuvalettava, teräsbetoninen hissi- ja porrashuonekuilu. Pilari-palkkilaatta -rakenteessa käytettäisiin liimapuuta ja välipohjissa käytettäisiin liimapuun ja betonin liittorakennetta [19].

Ympäristönäkökulmasta katsottuna puu on ekologinen rakennusmateriaali, mikä osaltaan auttaa pienentämään rakentamisesta aiheutuvaa hiilijalanjälkeä. Puu on kasvaessaan sitonut itseensä hiilidioksidia. Kun puuta käytetään rakentamisessa, niin rakennus toimii silloin hiilivarastona.

2.3 Kantavan rungon staattinen ja dynaaminen analyysi

2.3.1 Dynaamisen analyysin tarve korkeassa rakentamisessa

Korkean rakennuksen staattinen analyysi on periaatteiltaan vastaava kuin minkä tahansa rakennuksen analyysi murto- ja käyttötilatarkasteluineen. Korkeuden tuomat lisätarkastelut ovat käytännössä dynaamiset analyysit ja kokoonpuristumisen vaikutusten tarkastelut. Kuormien määrittäminen, tarkasteltavat kuormitusyhdistelmät ja rakennesien laskenta tapahtuu voimassa olevien suunnittelunormien mukaisesti. [2,3,9,10,15]

Rakennuksen korkeuden kasvaessa suunnittelussa tulee ottaa huomioon rakennuksen dynaamiset ominaisuudet, jotta voidaan määrittää mm. tuulen kuormavaikutukset ja rakennuksen tyydyttävä värähtelytaso käyttöolosuhteissa. Eurokoodissa [2] on mainittu seuraavia seikkoja värähtelyjen osalta:

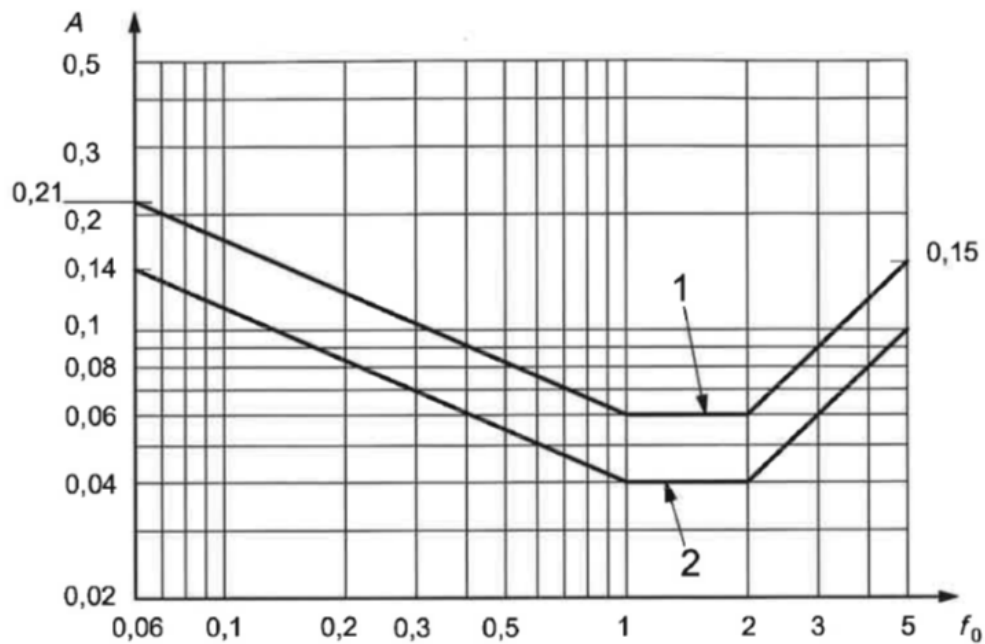
- käyttäjän mukavuus
- rakenteen ja sen rakenneosien toimivuus (esim. väliseinien halkeamat, verhousten vauriot, rakennuksessa varastoitavan aineen tai tavaran herkkyys värähtelyille).

Oleellinen asia korkean rakennuksen analyysissä on määrittää rakennuksen alimmat ominaistajuudet. Yleensä riittää määrittää kolme alinta ominaistajuutta, jolloin tuulen vaikutukset voidaan huomioida. Mahdollisessa maanjäristysanalyysissä tulee kuitenkin huomioida ominaistajuuksia laajemmin.

Mukavuustekijät ja raja-arvot

Käyttäjän mukavuudella korkean rakennuksen rungon tarkastelun yhteydessä tarkoitetaan tuulen aiheuttaman huojunnan vaikutusta ihmisiin. Tarkasteltavana suurena käytetään kiihtyvyyttä (m/s^2). Kiihtyvyydelle voidaan asettaa raja-arvoja, joita on eri maiden ohjeistuksissa ja normeissa käsitelty. Eurokoodi [2] ei suoraan anna raja-arvoa, vaan antaa viittauksen ISO 10137:2007 -standardiin [16]. Kyseistä standardia käytetään yleisesti korkeiden rakennusten värähtelyn raja-arvojen määrittämisessä ja mm. useat tuulitunnelikonsultit käyttävät kyseisessä standardissa esitettyjä raja-arvoja omissa analyysissään. Yleensä kiihtyvyydestä esitetään suurin esiintyvä arvo, joka useimmiten on ylimmän käyttökerroksen mitoittava kohta (yleensä nurkka-alue tai kauimmainen piste vääntökeskiöstä).

Kiihtyvyyden raja-arvot ovat riippuvaisia rakennuksen alimman ominaistajuuden suuruudesta ja ISO-standardissa on eritelty asuinrakennukset ja toimistot. Hotelleille voidaan käyttää samoja raja-arvoja kuin asuinnoillekin. Kuvassa 20 on esitetty ISO 10137:2007 -standardin mukaiset raja-arvot.



A = kiihtyvyyden raja-arvo, m/s^2

f_0 = alin ominaistajuus sivusuuntaisessa ja vääntöväärähtelyssä, Hz

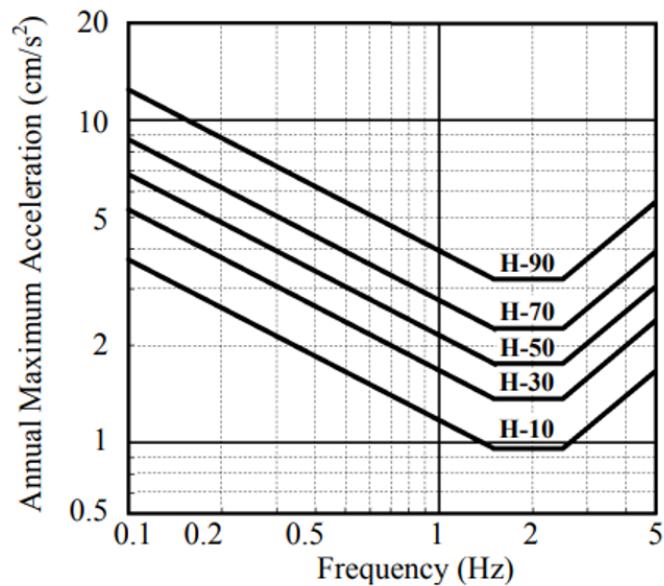
1 = toimistorakennukset

2 = asuinrakennukset

Kuva 20. ISO 10137:2007, tuulen aiheuttaman kiihtyvyyden raja-arvot kerran vuodessa toistuvalla tuulella [16].

ISO 10137 -standardissa esitetty kiihtyvyyden raja-arvo ei ota kantaa sallitun raja-arvon lisäksi siihen, kuinka raja-arvoa alemmat kiihtyvyyden arvot havainnoidaan. Kiihtyvyyden havainnointiraja on alempi kuin varsinainen raja-arvo. Japanilaisissa ohjeissa tämä on otettu huomioon asettamalla havainnointirajat sen mukaan, kuinka monta prosenttia käyttäjistä voi tuntea kiihtyvyyden.

Kuvassa 21 on esitetty japanilaisen AIJ-standardin mukaisia raja-arvoja [24].



Probabilistic perception thresholds given in AIJ-GBV-2004

Kuva 21. Japanilaisen AIJ-standardin mukaiset tuulen aiheuttaman kiihtyvyyden raja-arvot, jossa näkyy samalla havainnointirajat [24].

Se, onko asetettu kiihtyvyyden raja-arvo joillekin käyttäjille häiritsevää vai ei, on vaikeasti määritettävä asia, koska värähtelyn ja kiihtyvyyden tuntemus on eri henkilöillä erilainen. Raja-arvoihin on kuitenkin päädytty esimerkiksi ISO-standardissa eri tutkimusten ja kokemusten perusteella siten, että sallittujen raja-arvojen alapuolella käyttäjien kokemuk-
sista ei kerry ”liian paljon” huomautuksia tai valituksia. [25, 35]

Lopulta kiihtyvyyden raja-arvojen asettaminen kuuluu tilaajan päätettäviin asioihin, ja ne täytyy määrittää kohdekohtaisesti. Suomi ei ole vielä korkearakentamisen maa, mitä tulee rakennuksen käyttäjien kokemuksiin. Kiihtyvyyden kokeminen on yksilöllistä. Raja-arvot, joita maailmalla voidaan pitää hyväksyttävinä ja jopa konservatiivisina, voivat meillä aiheuttaa uutiskynnyksen ylityksen ja käyttäjien huomautuksia tai valituksia, vaikka niissä pysyttäisiinkin. Kiihtyvyyden havainnointiraja on selvästi hyväksytyjä raja-arvoja alempana. On hyvä kirjata suunnittelun asiakirjoihin, että rakennuksen huojunta on rakennuksen ominaisuus, ei vika, kun pysytään asetetuissa kiihtyvyyden hyväksymisrajoissa, esimerkiksi ISO 10137:2007 -standardin mukaisesti.

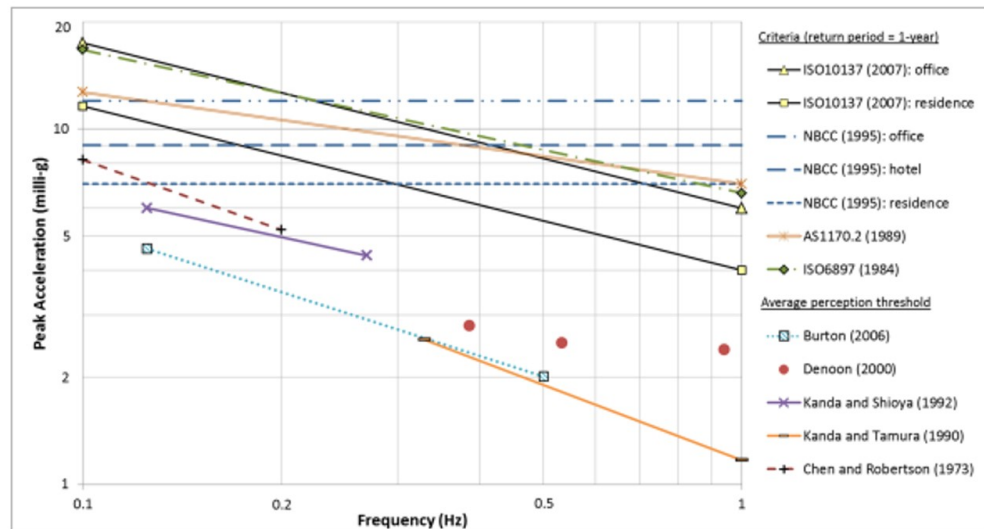
Kiihtyvyyden konkreettisia arvoja ja sen havainnoimista on esitetty lähteessä [26] ja ne on esitetty kuvassa 22.

Human perception levels		
LEVEL	ACCELERATION (m / sec ²)	EFFECT
1	< 0.05	Humans cannot perceive motion
2	0.05 - 0.1	a) Sensitive people can perceive motion; b) hanging objects may move slightly
3	0.1 - 0.25	a) Majority of people will perceive motion; b) level of motion may affect desk work; c) long - term exposure may produce motion sickness
4	0.25 - 0.4	a) Desk work becomes difficult or almost impossible; b) ambulation still possible
5	0.4 - 0.5	a) People strongly perceive motion; b) difficult to walk naturally; c) standing people may lose balance.
6	0.5 - 0.6	Most people cannot tolerate motion and are unable to walk naturally
7	0.6 - 0.7	People cannot walk or tolerate motion.
8	> 0.85	Objects begin to fall and people may be injured

Kuva 22. Kiihtyvyyden konkreettisia kuvauksia [26].

Eri normien mukaisia kiihtyvyyden raja-arvoja ja alinta kiihtyvyyden havainnointirajaa on kuvattu lähteessä [27] ja kuvassa 23.

M. D. Burton et al. | *International Journal of High-Rise Buildings*



Comparison of average perception thresholds, and suggested criteria, for the 1-year return period.

Kuva 23. Kiihtyvyyden raja-arvoja ja havainnointirajoja eri normien ja tutkimusten mukaan [27].

Kiihtyvyyden laskenta voidaan suorittaa alustavasti käsin laskentana Eurokoodin mukaisesti [10]. Käsin laskettaessa on kuitenkin huomioitava rakennuksen muodon ja sijainnin asettamat rajoitukset ja vaikutukset tulosten tarkkuustasoon. Tarkemman arvion kiihtyvyydestä tekee tuulitunnelikonsultti tuulitunnelikokeen perusteella.

Rakennuksen dynaaminen analyysi antaa perustietoa korkean rakennuksen tuulikuormien määrittämiseen. Sen konkreettinen vaikutus ominaistajuuksien, rakennuksen massan ja dimensioiden kautta voidaan todeta Eurokoodissa [10] tuulikuormien laskennassa esiintyvänä rakennekertoimena c_{s,c_d} , jonka määrittämiseen tässä ei syvemmin mennä.

Tuulitunnelianalyysissä rakennuksen alimmat ominaistajuudet huomioidaan kerroksittain annettavissa tuulikuormissa. Korkean rakennuksen kolme alinta ominaistajuutta on yleensä taivutuksen suunnan ja vääntöväärhtelyn mukaiset taajuudet riippuen rakennuksen massasta ja jäykkyydestä. Lisäksi rakennuksen vaimennus vaikuttaa tuulikuormiin ja kiihtyvyyksiin. Vaimennuksen arvona voidaan käyttää teräsbetonisilla rungoilla lähteen [16] mukaisia arvoja.

2.3.2 Seisminen mitoitus

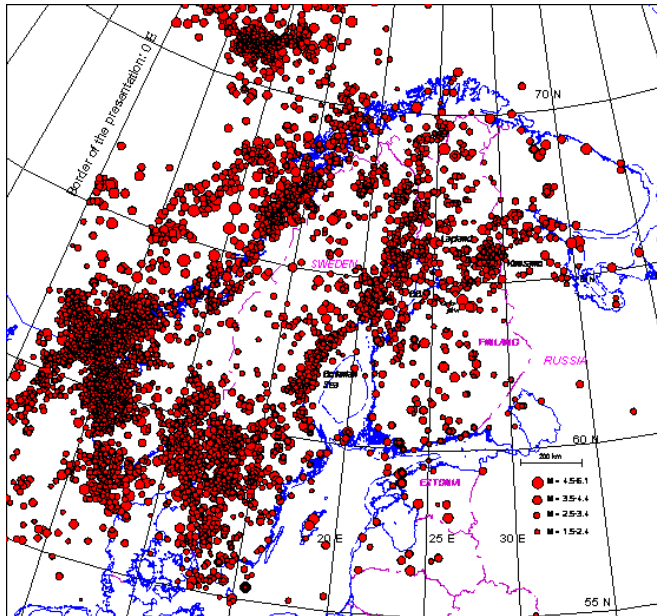
Eurokoodien [1] mukaan maanjäristyksiä ei ole tarpeen ottaa huomioon alueilla, joilla maanhuippukiihtyvyyden (PGA) on arvioitu pienemmäksi kuin 0,04g (Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1, 2004) [1]. Suomessa PGA on arviolta n. 0,02 – 0,03g, jonka vuoksi tavanomaisten rakennuksien mitoituksessa maanjäristyksiä ei tarvitse lähtökohtaisesti huomioida [28].

Taulukossa 1 esitetään maanpinnan huippukiihtyvyyden ja maanjäristyksen magnitudin välinen yhteys.

Taulukko 1. Maanpinnan huippukiihtyvyyden (PGA) ja magnitudin välinen yhteys [17]

Seismic Zone	PGA	Max. Magnitude
0	0.04g	4.3
1	0.075g	4.7
2A	0.15g	5.5
2B	0.20g	5.9
3	0.30g	6.6
4	0.40g	7.2

Kuvassa 24 esitetään Pohjois-Euroopassa tapahtuneiden maanjäristyksien jakauma vuodesta 1375 lähtien. Historian perusteella pääkaupunkiseudulla ei ole odotettavissa yli 4 magnitudin maanjäristyksiä.



Kuva 24. Pohjois-Euroopassa tapahtuneet maanjäristykset vuodesta 1375 lähtien [29].

Pääkaupunkiseudulla maanjäristykset ovat kuitenkin olleet ajankohtaisia etenkin Otaniemmen voimalahankkeen stimulointivaiheen aikana. Raportoituja havaintoja maanjäristyksistä on ollut paljon, mutta ne ovat jääneet voimakkuudeltaan korkeintaan 1,8 magnitudiin [28].

Alustavissa erillistarkasteluissa erään toisen yli 40-kerroksisen tornihankkeen osalla on otettu huomioon edellä mainittua voimakkaampia, 4,3 magnitudin maanjäristyksen arvoja, ja niitä on verrattu tuulikuormien aiheuttamiin rasituksiin ja kiihtyvyyksiin. Maanjäristyksen aiheuttamat kerroksien huippukiihtyvyydet alittavat tuulitunnelikokeessa määritetyt huippukiihtyvyyden arvot 50 vuoden välein toistuvalla tuulikuormalle. Lisäksi 50 vuoden ajanjakso on aivan liian lyhyt tarkasteluväli 4,3 magnitudin maanjäristykselle.

Maanjäristyksen aiheuttamat vaakakuormat jäivät tarkastelussa pahimmillaan 71 %:iin tuulitunnelikokeiden tuulikuormista. Laskennan perusteella 4,3 magnitudin maanjäristys ei ollut mitoittava. Saman suuntaiseen tulokseen on päädytty Kalasataman tornien suunnittelun yhteydessä tehdyssä vuonna 2014 valmistuneessa Arttu Pätiälän opinnäytetyössä *Maanjäristys suunnitteluperusteena korkeille rakennuksille Suomessa* [30].

2.3.3 Vaiheittaisen rakentamisen analyysi

Englanninkielisissä aineistoissa vaiheittaisen rakentamisen analyysistä käytetään termiä sequential construction analysis tai construction stage analysis.

Korkeiden teräsbetonirakenteisten rakennusten analyysissä tulee ottaa huomioon pilareiden ja seinien kokoonpuristuminen rakentamisen ja käytön aikana. Kokoonpuristuman suuruuteen vaikuttavat betonin kutistuma, viruma ja jännitystaso. Rakenteiden raudoitusmäärä otetaan laskennassa myös huomioon. Rakenneanalyysi on varsin työläs, mutta nykyisillä FEM-ohjelmilla laskenta voidaan suorittaa epälineaaraisesti ottaen huomioon tarvittavat materiaalmallit, rakentamisen vaiheistus, kuormituksen alkamis- ja vaikutusaika ja rakenteiden geometria raudoitustietoineen.

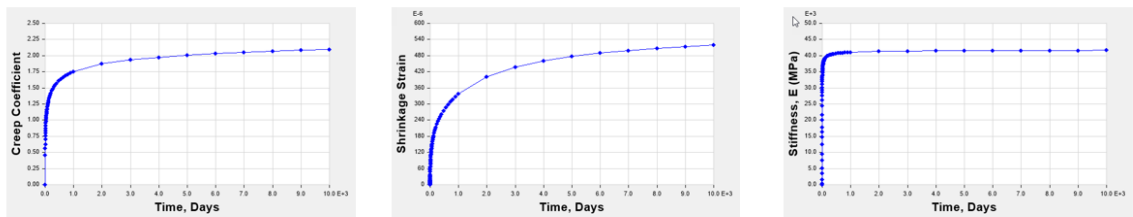
Eri pystyrakenteiden (pilareiden ja seinien) kokoonpuristuman laskennassa tarkastellaan erityisesti kokonaispainumaa ja painumaerojen suuruutta. Yleensä jännitystaso on pila-reilla suurempi, jolloin pilarit kokoonpuristuvat enemmän kuin seinät. Tästä syntyy laastoihin painumaeroja ja se tulee ottaa tarvittaessa huomioon rakentamisen aikana esimerkiksi pilareiden yläpään esikorotuksena ja liittymärakenteiden suunnittelussa.

Painumaerojen lisäksi laskentatulosteena saadaan rakenteiden voimasuureiden kehittyminen ajan kuluessa. Lähteissä [22, 31] on esitetty rakenteiden kokoonpuristuman laskennan käsitteitä ja teoriaa.

Rakentamisen aikana kerrokset valetaan aina oikeaan teoreettiseen korkeusasmaansa. Sitä ennen on alempien kerrosten kokoonpuristuminen alkanut edellä mainittujen osatekijöiden (viruma, kutistuma, kuormitus) vaikutuksesta.

Laskennan peruslähtötietona annetaan betonin aikariippuvaiset arvot. Vaiheet voidaan muodostaa esimerkiksi niin, että jokaisen kerroksen rakentamisen oletetaan kestävän 10 päivää ja rakenteiden ikä on 7 päivää, kun niiden kuormittaminen alkaa. Lopuksi laskentaan lisätään julkisivujen ja lattiapinnoitteiden aiheuttamat kuormat ja 30 % hyötykuormista. Tarkastelua jatketaan ja tuloksia tarkastellaan, kun kuormien lisäyksistä on kulunut esimerkiksi 1, 5, 10, 20, 50 ja 100 vuotta. Kuvassa 25 on esitetty erään laskennan lähtötietoja.

- Kuvissa esimerkkinä betoniluokan C50/60 arvoja virumalle, kutistumalle ja kimmokertoimelle



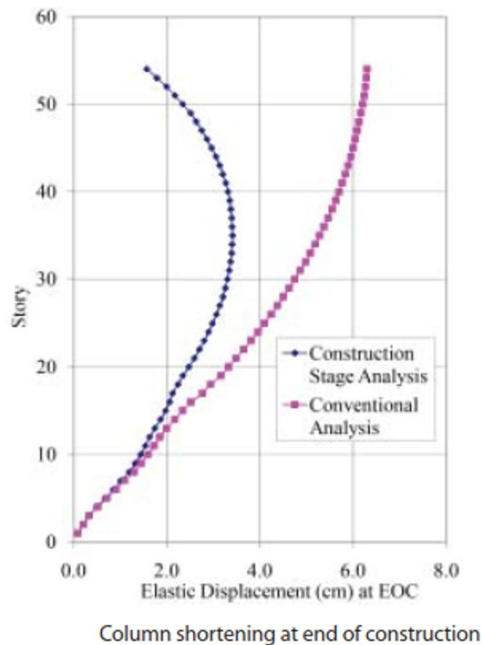
Kuva 25. Betonin C50/60 aikariippuvaiset mallit.

Kuvassa 26 on esitetty esimerkkinä laskentavälejä.

🔒	STAGE 12:	Start Time = 178 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 13:	Start Time = 188 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 14:	Start Time = 198 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 15:	Start Time = 208 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 16:	Start Time = 218 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 17:	Start Time = 228 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 18:	Start Time = 238 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 19:	Start Time = 248 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 20:	Start Time = 258 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 21:	Start Time = 268 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 22:	Start Time = 278 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 23:	Start Time = 288 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 24:	Start Time = 298 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 25:	Start Time = 308 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 26:	Start Time = 318 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 27:	Start Time = 328 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 28:	Start Time = 338 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 29:	Start Time = 348 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 30:	Start Time = 358 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 31:	Start Time = 368 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 32:	Start Time = 378 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 33:	Start Time = 388 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 34:	Start Time = 398 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 35:	Start Time = 408 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 36:	Start Time = 418 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 37:	Start Time = 428 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 38:	Start Time = 438 Days;	Duration = 10 Days;	Provide Output
🔒	ADD Structure:	Story = 38;	Age When Added = 7 Days	
🔒	LOAD Objects if Added:	Group = All;	Load Type = LOAD;	Load Name = DEAD; Scale Factor = 1
🔒	STAGE g2+0.3q:	Start Time = 448 Days;	Duration = 1 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 2 years:	Start Time = 449 Days;	Duration = 300 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 10 years:	Start Time = 749 Days;	Duration = 2859 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 30 years:	Start Time = 3608 Days;	Duration = 7141 Days;	Provide Output
🔒	STAGE 100 years:	Start Time = 10749 Days;	Duration = 25709 Days;	Provide Output

Kuva 26. Vaiheittaisen rakentamisen laskentavälejä.

Pilarin tyypillinen kokoonpuristumisen kuvaaja on esitetty kuvassa 27.



Kuva 27. Kokoonpuristuman laskennan tyypillinen tuloste [32].

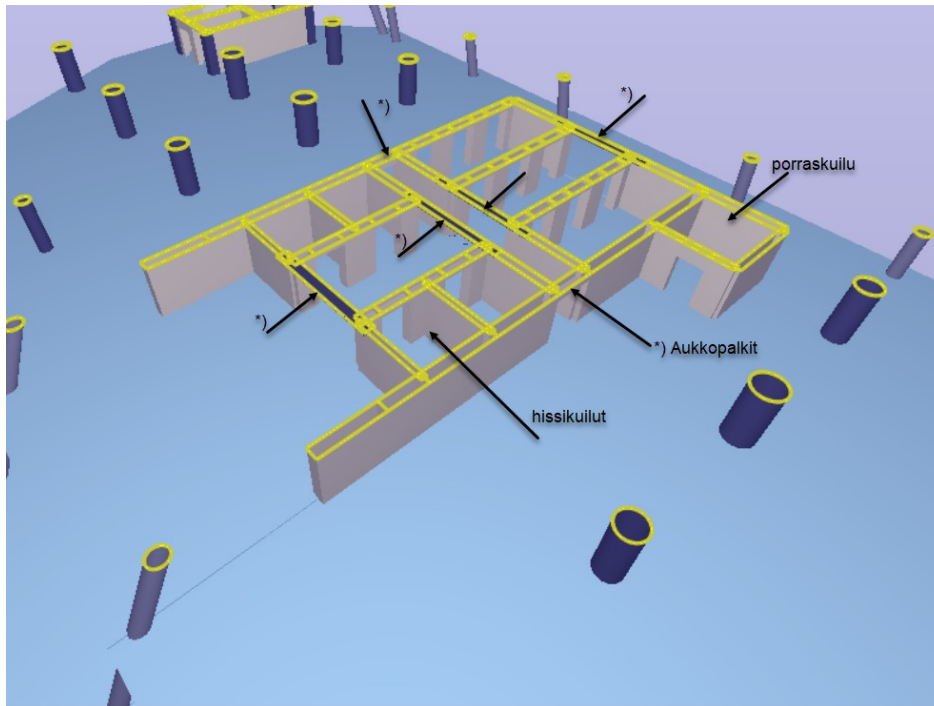
Kokoonpuristuman laskennan vaikutukset huomioidaan rakenteiden detaljisuunnittelussa tarvittavilta osin murto- ja käyttötilatarkasteluissa.

2.4 Tarkasteltavaan kohteeseen soveltuvat runkojärjestelmät

2.4.1 Jäykistysjärjestelmä

Tarkasteltavaan kohteeseen soveltuvia runkojärjestelmiä lähdettiin tutkimaan ensimmäisten arkkitehtiluonnosten pohjalta. Rakennuksen käyttötarkoituksesta johtuen rungon keskialueelle oli sijoitettu hissikuiluja sekä porrashuoneita, joilla hallitaan ihmisvirtojen vertikaalista liikkumista. Tämän pohjalta jäykistysjärjestelmäksi valittiin rungon massakeskipisteeseen, eli ytimen alueelle, sijoitetut jäykistävät rakenteet. Hissikuilujen ja porrashuoneiden seinillä on paloluokka- ja äänitekniisiä vaatimuksia sekä välipohjat pitää saada tuettua pystysuunnassa kuilujen reikien kohdalla, joten luonnollinen vaihtoehto ytimen jäykistäville rakenteille oli teräsbetoniset seinät. Jäykistävässä seinissä vaikuttaa suuria rasituksia, joten toteutustavaksi valittiin paikallavaletut teräsbetoniseinät. Jäykistäviin seiiniin tulee myös aukkopalkkeja, koska seinissä on oviaukkoja ja käytäväaukkoja. Jäykistävät seinälohkot saadaan sidottua yhtenäiseksi rakenteeksi aukkopalkkien avulla.

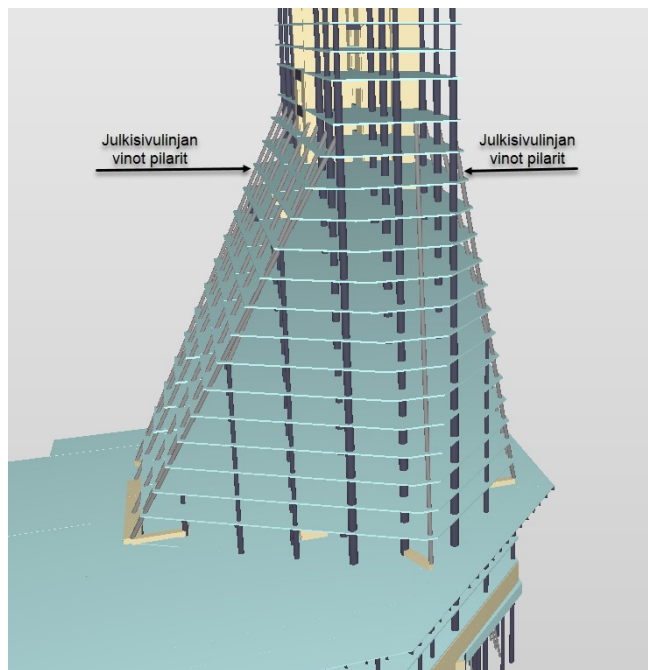
Kuvassa 28 on esitetty kuva kohteen jäykistysjärjestelmästä.



Kuva 28. Tarkasteltavan kohteen jäykistysjärjestelmä.

Jäykistävien seinien toteutustavaksi oli vaihtoehtoina kolme eri toteutustapaa. Seinät valtaisiin kerroksittain, samassa syklissä holvien ja pilarien valujen kanssa. Vaihtoehtoisesti käytettäisiin ns. kiipeävää muottikalustoa, jossa jäykistävien seinien valu menee hieman edellä muun kantavan rungon tekoa. Kolmas vaihtoehto, mikä kohteeseen valittiin, oli liukuvalutekniikka, joka mahdollistaa kuilujen valamisen ennen muun rungon tekoa. Liukuvaluratkaisulla saadaan aikataulusäästöä ja sitä kautta kustannussäästöä, joka oli yksi tärkeimmistä kriteereistä liukuvalutekniikan käytölle.

Kohteen julkisivulinjoilla olevat vinoet pilarit osallistuvat myös rakennuksen jäykistykseen. Kuvassa 29 on esitetty julkisivulinjan vinojen pilarien sijainnit. Rakennuksen jäykistys saadaan toimimaan ytimen alueelle sijoitetuilla teräsbetonisilla seinillä, joten kohteeseen ei ole tarvetta sijoittaa esimerkiksi teräsrakenteisia diagonaaleja julkisivulinjoille tai rakennuksen keskialueelle. Näin jäykistysjärjestelmä on saatu selkeäksi ja liitokset pystytään toteuttamaan yksinkertaisina paikallavaluliitoksina, joissa kuormitukset saadaan siirrettyä harjaterästartuntojen avulla.



Kuva 29. Julkisivulinjan vinot pilarit.

2.4.2 Muut pystyrakenteet

Rakennukseen pystykuormia kantavaksi järjestelmäksi valittiin pilarivaihtoehto, koska rakennukseen tulee toimistotiloja sekä osittain rakennuksen alla on pysäköintitiloja. Näin kerroksien avonaisuus ja muuntojoustavuus saadaan toteutettua. Pysäköintikerroksessa pilarit saadaan sijoiteltua pysäköintiruutujen väliin. Rakenteellisesti pilarit voisivat olla pyöreän tai neliön muotoisia, mutta pyöreän muotoiset pilarit sopivat ulkonäöllisesti paremmin toimistotiloihin. Pilarien elementointi suljettiin pois, koska pilarien pääraudoitusten jatkosalueella tarvitaan suuri määrä harjaterästartuntoja.

Korkean rakentamisen työmaalogistiikassa merkittävää osaa näyttelee materiaalien nostot ja niihin kuluva aika, joka osaltaan vaikutti myös elementoitavan vaihtoehdon poissulkemiseen. Paikallavalettavien pilarien muottijärjestelmässä on käytössä kertakäyttömuotit, jotka voidaan käytön jälkeen toimittaa paperinkeräykseen. Kertakäyttömuotin maksimi halkaisija on 1200 mm, ja suurin osa kohteen pilareista oli halkaisijaltaan pienempiä kuin 1200 mm. Työmaatoteutuksesta vastaavat henkilöt puolsivat myös sitä, että pilarien toteutustavaksi valittiin paikallavalettavat pyöreät teräsbetonipilarit.

2.4.3 Välipohjat

Välipohjista tehtiin erilaisia vaihtoehtoja sillä ajatuksella, että mitään materiaalia tai toteutustapaa ei suljettu alussa pois. Näin pystyttiin arvioimaan erilaisten vaihtoehtojen hyviä ja huonoja puolia rakennetekniikan, työmaatoteutuksen ja kustannuksien näkökulmasta. Mukana oli ontelolaattavaihtoehto, kuorilaattavaihtoehto paikallavaletulla pinta-valulla, liittopeltivaihtoehto paikallavaletulla pinta-valulla, normaaliraudoitettu paikallavalettu teräsbetonilaatta ja jälkijännitetty paikallavalettu teräsbetonilaatta.

Elementtivaihtoehdoille tuli jo alussa rakenneteknisiä rajoituksia, sillä ontelolaattaratkaisuihin ei saada rakenteiden vaurionsietokykyä onnettomuustilanteessa varmistettua [5]. Myöskään työmaalogistiset asiat eivät puoltaneet elementtivälipohjaratkaisuja, samoilla perusteilla kuten elementtipilarien kohdallakin. Tämän pohjalta jäi kaksi vaihtoehtoa, joita tutkittiin tarkemmalle tasolle. Nämä vaihtoehdot olivat normaaliraudoitettu paikallavalettu teräsbetonilaatta ja jälkijännitetty paikallavalettu teräsbetonilaatta.

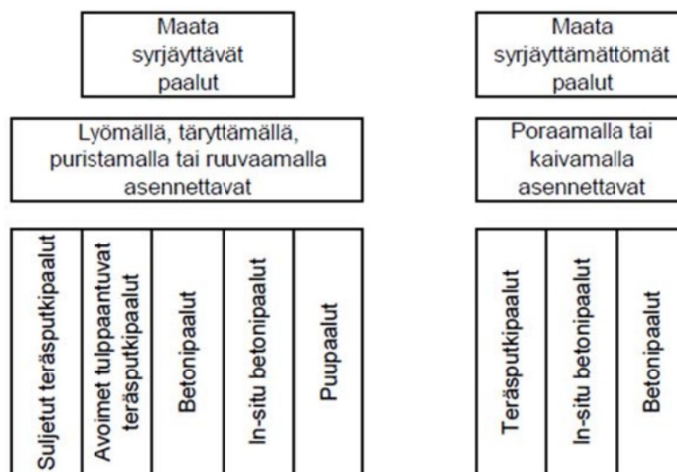
Molemmista välipohjatyypeistä tehtiin muutamasta kerroksesta alustavat raudoitus suunnitelmat, joiden pohjalta tilaajan edustajat laskivat kustannusvertailuja. Kustannusvertailujen jälkeen päädyttiin jälkijännitettyyn välipohjaratkaisuun. Julkisivulinjalla on muutamia kohtia, joissa laatalle on hieman suurempi jänneväli, minkä takia normaaliraudoitetuilla laatastoilla olisimme joutuneet tekemään palkkikaistoja, jotta laatan reunan taipumat pysyisivät sallituissa rajoissa. Tällaiset palkkikaistat hidastavat holvien muottityötä sekä raudoitteiden asentaminen vie enemmän aikaa kuin tasapaksulla laatastolla. Vaikka tutkituilla vaihtoehdoilla ei ollut suurta kustannuseroa, niin useita kymmeniä kerroksia käsittävässä rakennuksessa pienetkin säästöt kertautuvat merkittäviksi.

3 Korkean rakentamisen perustamistavat

3.1 Esimerkkejä käytetyistä perustamistavoista

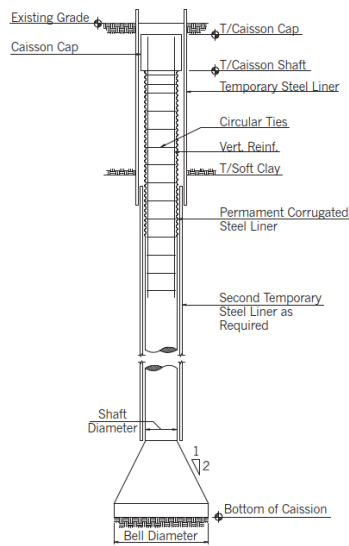
Pohjarakenteiden suunnittelija osallistuu osaltaan rakennettavuusanalyysin laadintaan, jossa todetaan valitun rakennuspaikan soveltuvuutta korkeaan rakentamiseen [14]. Perustamistapa selvitetään rakentamisalueella tehtävistä pohjatutkimuksista. Perustamistavan valintaan tarvitaan myös tietoa rakennuksen rungosta, kuormitustietoineen.

Korkean rakennuksen perustamistavat voidaan jakaa kolmeen eri perustapaukseen, jotka ovat maanvaraisesti perustaminen, kallionvaraisesti perustaminen tai paalujen vaaraan perustaminen. Paaluperustukset voidaan jakaa paalujen toimintatavan mukaan tukipaaluihin, kitkapaaluihin ja koheesiopaaluihin. Korkean rakentamisen kohteissa käytetään Suomessa yleensä tukipaaluja. Muualla maailmassa on myös paljon käytetty paalun kitkan ja pohjalaatan maanvaraisen tuennan yhteisvaikutusta. Yleisimmin käytettyjä tukipaaluja ovat lyötävät teräsbetonipaalut tai -teräspaalut, kaivinpaalut ja porattavat teräsputkipaalut. Kuvassa 30 on esitetty paalujen jako kahteen pääryhmään paalujen asennustavan mukaan.



Kuva 30. Paalujen jako kahteen pääryhmään eurooppalaisen tuotestandardin mukaisesti [33].

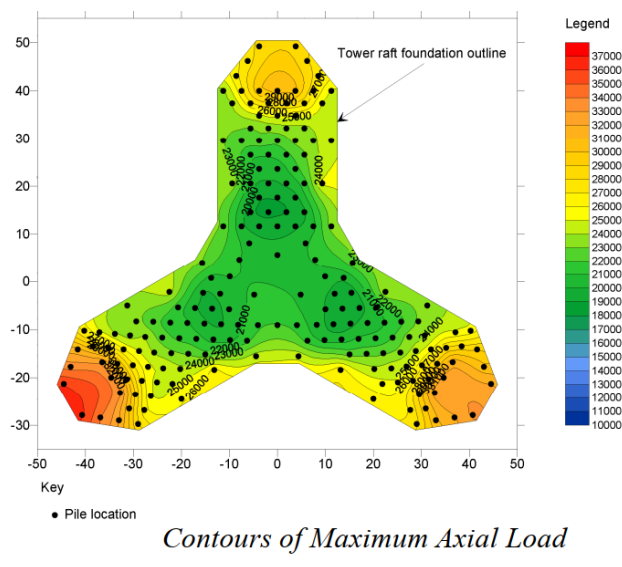
Kuvassa 31 on esitetty detajli paikallavalettavasta paalusta (caisson) jollaisia on käytetty 36-kerroksisessa Chicagon NBC – Towerissa [17].



Caisson Foundation Detail

Kuva 31. Caisson, cast-in-situ, paalu.

Maailman korkeimmassa rakennuksessa Burj Dubaissa on käytetty halkaisijaltaan 1,5 metrisiä kaivinpaaluja, jotka ovat noin 50 metriä pitkiä. Pohjalaatan paksuus on 3,7 metriä paksu. Kuvassa 32 on esitetty Burj Dubai kohteen pohjalaatan muoto sekä paalujen sijainnit. Värikarttana on esitetty maksimipystykuormat. Maksimipaaluvoimat ovat noin 35 MN ja keskialueella paaluvoimat ovat noin 12- 13 MN. [34]



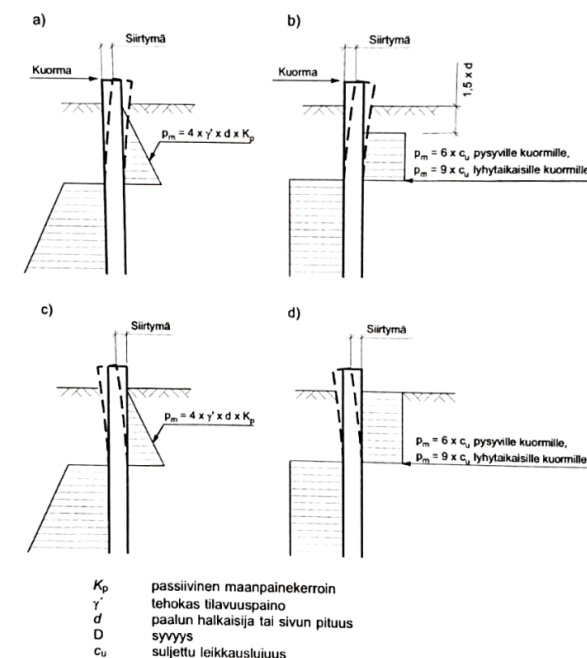
Kuva 32. Paalujen maksimipystykuormat [34].

3.2 Korkean rakentamisen paaluperustamisen teoriaa

3.2.1 Paalujen vaakasuuntaiset parametrit

Vaakakuormien tai -siirtymien rasittamien paalujen voimasuureet lasketaan käyttämällä rakennemallia, joka ottaa huomioon sekä paalun että maan muodonmuutosominaisuudet. Laskentamalliin laitetaan pystypaaluja tukevat jouset, jotka kuvaavat maan ominaisuuksia. Maan jäykkyys määrää käytettävän jousen jäykkyyden. Jousen jäykkyydessä huomioidaan myös sivuvastuksen ääriarvo, jonka jälkeen jousen voima ei enää kasva. [7, 23]

Paalun sivuvastuksen ja sivukuormituksen ääriarvot määritetään maan murtotilan mukaan maanpaineteoriaan perustuen. [7, s. 91]. Karkearakeisessa maassa ja moreenissa sivuvastuksen ääriarvon (murtoarvon) oletetaan kasvavan lineaarisesti syvyyden kasvaessa (kuva 33, kohta a). Hienorakeisessa maassa sivuvastuksen ääriarvo oletetaan vakioksi syvyydestä riippumatta. Pintakerros syvyydelle $1.5 \cdot d$ saakka jätetään ottamatta huomioon (kuva 33, kohta b). Sivukuormituksen ääriarvot saadaan karkearakeisessa maassa sivuvastusta vastaavasti (kuva 33, kohta c). Hienorakeisessa maassa sivukuormituksen ääriarvoa laskettaessa pintakerroksen osuus otetaan huomioon (kuva 33, kohta d). [7, s.92]



Kuva 33. Sivuvastuksen ääriarvot p_m (ominaisarvot jäykälle paalulle) a) karkearakeisessa maassa, b) hienorakeisessa maassa ja sivukuormituksen murtoarvot jäykälle paalulle; c) karkearakeisessa maassa, d) hienorakeisessa maassa [7, s. 92].

Paalujen sivuvastuksien ääriarvoja määriteltäessä on myös tutkittava paaluryhmän vaikutus sivuvastusarvoihin. Paaluryhmän sivuvastuksen ääriarvo on yksittäisten paalujen sivuvastuksien ääriarvojen summa tai paalujen muodostaman paaluryhmän sivuvastus, kun oletetaan että paaluryhmä kuuluu yhtenäiseen perustukseen. Sivuvastuksen ääriarvona käytetään pienempää tulosta. Ohjeita paaluryhmien sivuvastuksien määrittelyyn löytyy paalutusohjeesta RIL 254 – 1- 2016 [7, s. 93 – 98].

Paaluun kohdistuvan sivuvastuksen ja vastaavien siirtymien välistä riippuvuutta kuvataan usein jousien avulla. Jousien jäykkyys, eli jousivakiot, lasketaan vaakasuorien alustalukujen avulla, kaavan 1 mukaan. Vaakasuorat alustaluvut eivät ole maan materiaali-parametrejä, vaan ne riippuvat rakenteen mitoista ja maan kokoonpuristuvuudesta. Kitka- ja koheesiomaalle sekä kerrokselliselle maalle lasketaan omat alustaluvut. Alustaluvut voidaan määrittää paalutusohjeen RIL 254 – 1- 2016 mukaan. [7, s. 97 – 100].

$$k_{1,2} = k_s * \Delta L * d \quad (1)$$

missä	$k_{1,2}$	on jousivakio [MN/m],
	k_s	on maan vaakasuora alustaluku [MN/m ³],
	ΔL	on jousien väli [m],
	d	on paalun halkaisija [m].

3.2.2 Paalujen pystysuuntaiset parametrit

Yleensä tiiviiseen moreeniin tai kallioon tukeutuvilla tukipaaluilla painumien tarkastelua ei tarvitse tehdä, mikäli paalujen murtorajatarkastelut on tehty. Kuitenkin esimerkiksi perustusten vahvistuskohteissa, erityisesti pitkillä paaluilla, paalujen kimmainen kokoonpuristuma voi tulla mitoittavaksi, jonka vuoksi paalut usein esikuormitetaan. [7, s. 86].

Paalujen esikuormitus ei ole kaikissa kohteissa mahdollista, joten kokoonpuristumista on mahdollista arvioida laskennallisesti. Paalujen pystysuuntaisten siirtymien arvioinnin tulee sisältää sekä yksittäisen paalun painuman että ryhmävaikutuksesta johtuvan painuman sekä mahdollisesta epätasaisesta painumasta aiheutuvat rakenteen kiertymät ja kaltevuuden muutokset. [7, s. 87].

Maakerroksen tai kallioon tukeutuvan paalun kokonaispainumaa s_0 voidaan arvioida kaavan 2 mukaan. [7, s. 87].

$$s_0 = s_p + s_b = (F_{k;b} + \alpha_s * F_{k;s}) * (D / E * A) + (4 / \pi) * (F_{k;b} / M_{s;b} * d) \quad (2)$$

missä	s_p	on paalun varren kimmainen kokoonpuristuma
	s_b	paalun kärjen alapuolisen maan tai kallion kimmainen kokoonpuristuma
	$F_{k;b}$	paalun kärjen kuormitus käyttörajatilassa
	$F_{k;s}$	paalun vaipan kuormitus käyttörajatilassa
	α_s	0,5 tasaisesti jakautuneelle vaippavastuuskelle
	D	paalun kärjen syvyys maanpinnasta
	$E * A$	paalun aksiaalijännitys
	$M_{s;b}$	paalun kärjen alapuolella olevan maan kokoonpuristuvuus moduuli
	d	paalun halkaisija

Hiekan ja soran kokoonpuristuvuusmoduuli paalun kärjen alapuolella, lyönnin jälkeen, voidaan arvioida olevan 1000 – 2000 MN/m² ja moreenin 1000 – 2000 MN/m² [7, s. 87].

Kallioon tukeutuvan paalun kärjen alapuolinen kimmainen kokoonpuristuma on niin pieni verrattuna paalun varren kimmoiseen kokoonpuristumaan, että sitä ei yleensä tarvitse ottaa huomioon [7, s. 87]. Jos kohteen kallioperässä on ruuhjavyöhykkeitä, kallioon tukeutuvien paalujen kokoonpuristumat tulee arvioida.

Kohteen kallioperästä voidaan porata kallionäytteitä, joiden pohjalta pystytään arvioimaan EC7 ja kansallisen liitteen (YM) mukaisesti kallion eri alueiden mitoituskantokestävyyksien arvot. Mitoituskantokestävyyksien ja paalukuormien pohjalta pystytään laskemaan paalun kärjen kohdan kallioperän jännityksiä ja muodonmuutoksia. Näiden laskelmin pohjalta laskentamalliin pystytään määrittelemään paalujen pystysuuntaisille jousille eri arvot sekä kallion ruuhjavyöhykealueelle että ehjän kallion alueelle.

Vuonna 2018 julkaistun Helsingin korkean rakentamisen rakentamistapaohjeessa, ohjekortissa RAK – 03, on mainittu mitä lisäselvityksiä korkean rakentamisen pohjarakenteiden suunnittelulta vaaditaan. Koekuormitus edellytetään kaikissa korkean rakentamisen kohteissa paalutuksen ja maanvaraisten rakenteiden kantavuuden varmistamiseksi. On tehtävä riittävän pitkäkestoiset mittaukset painumista ja siirtymistä. Näiden seuranta pitää olla jatkuvaa ja seuranta pitää tehdä sekä rakentamisen aikana että rakennuksen valmistumisen jälkeen. Ohjekortissa RAK – 03 on lueteltu myös muita vaadittavia lisäselvityksiä. [14].

3.3 Perustusten ja rungon yhteistoiminta

Kun käytetään paalutettuja- tai maanvaraisia perustuksia, tulee arvioida perustusten painuman aiheuttama kulmamuutos ja rakenteen lisätaipumat ja niistä aiheutuvat voimasuureet rakenteisiin. Paalusijoittelut tulee suunnitella niin, että paalujen kuormituksessa ei ole suuria eroja, jottei painumaeroista aiheudu lisärasituksia yläpuoliselle rungolle.

4 Korkean rakentamisen rakennesuunnittelusta yleensä

4.1 Eri suunnitteluvaiheiden tarkastelutarpeet

Korkean rakentamisen hankkeissa vastaava rakennesuunnittelija ja vastaava geosuunnittelija valitaan kohteeseen jo hankesuunnitteluvaiheessa. Kaikki korkean rakentamisen kohteet ovat rakennesuunnittelun vaativuusluokaltaan poikkeuksellisen vaativia.

4.1.1 Konseptisuunnitteluvaihe

Tässä kohteessa hankesuunnittelu- ja ehdotussuunnitteluvaihe nimettiin konseptisuunnitteluvaiheeksi, jota käytetään yleensä ulkomaisissa korkean rakentamisen kohteissa. Konseptisuunnitteluvaiheen tarkoitus on tuottaa dokumentti, concept design report, johon on koottu jokaiselta suunnittelualalta tärkeimmät tekniset kriteerit ja lähtötiedot siitä, millaista rakennusta olemme suunnittelemassa ja rakentamassa. Raportti tehdään tarvittaessa englanniksi ja sitä voidaan käyttää kaupallisiin tarkoituksiin. Raportti toimii myös seuraavan suunnitteluvaiheen lähtötietodokumenttina.

Konseptisuunnitteluvaiheessa määritellään kohteen alustavat kuormitukset, erikoiskuormitukset, esimerkiksi törmäyskuormitukset ja maanjäristyskuormitukset. Rakennesuunnittelija tekee esityksen tuulitunnelikokeiden tekemiseksi, jos rakennus on monimuotoinen, dynaamisiltaan ominaisuuksiltaan poikkeuksellinen, esimerkiksi hyvin hoikka tai ympäristössä on paljon rakennuksia ja rakennelmia.

Konseptisuunnitteluvaiheessa rakennesuunnittelija tekee FEM-laskentamallin (elementtimenetelmä) stabiliteetin ja alustavien rakennedimensioiden määrittämistä varten. Konseptisuunnitteluvaiheessa rakennesuunnittelija tekee useita eri runkovaihtoehtoja arkkitehdin luonnoksien pohjalta alustavan runkojärjestelmän määrittämistä varten. Vaihtoehtojen pohjalta tilaaja tekee alustavia kustannusvertailuja, miettii rungon toteutustapoja ja rakentamisaikataulua sekä rakennusjärjestystä. Näiden vertailujen pohjalta valitaan yksi tai kaksi vaihtoehtoa millä konseptisuunnittelua jatketaan.

Konseptisuunnitteluvaiheessa geosuunnittelija määrittelee perustamistavan ja tilaa tarvittaessa lisää pohjatutkimuksia, jotta saadaan varmuus maaperän ja kallion lujuusparametreihin. Merenrantakohteissa on tärkeää, että geosuunnittelija tutkii konseptisuunnitteluvaiheessa myös työnaikaisten tukiseinien vaihtoehtoja ja miten pohjarakennustyöt

voitaisiin toteuttaa. Geosuunnittelija määrittelee alustavia lähtötietoja rakennesuunniteluun FEM-laskennan pohjaksi.

Konseptivaiheessa valitaan rakennesuunnitelmien ulkopuolinen tarkastaja, joka tarkastaa rakennesuunnittelijan FEM-laskentamallin sekä muut laskentaperusteet ja tekee tarvittaessa oman FEM-vertailumallin. Tästä tarkastuksesta tulee ensimmäinen tarkastusraportti, jonka huomiot pystytään ottamaan seuraavassa suunnitteluvaiheessa huomioon.

4.1.2 Kehitysvaihe

Korkean rakentamisen kohteissa rakentamiskustannusten määrittäminen on tärkeässä roolissa, jotta saadaan tilaajalle ja sijoittajalle varmuus, että kohde on myös taloudellisesti kannattava. Rakennesuunnittelijan osuus liittyy kantavaan runkoon ja sen eri toteutusvaihtoehtojen tutkimiseen tilaajan toteutus- ja kustannuslaskentaorganisaatioiden kanssa. Tämä vaihe nimettiin tässä kohteessa kehitysvaiheeksi. Kehitysvaihe pitää sisällään perinteisen yleissuunnittelu- ja osittain myös rakennuslupavaiheen tehtäviä.

Kehitysvaiheessa rakennesuunnittelija tekee vaihtoehtoja välipohjien toteutusvaihtoehtoja. Yleensä tutkitaan tehdäänkö paikallavaluholvit normaalilla raudoitteella vai jälkijännitettyinä holveina. Paikallavalupilareista ja -seinistä tehdään myös vaihtoehtoisia ratkaisuja eri betoniluokilla ja eri raudoitusmäärillä. Paalujen dimensiot pyritään sovittamaan urakoitsijan kalustolle sopiviksi, ja jos tähän ei päästä, niin urakoitsijalla on vielä aikaa esimerkiksi ostaa tai vuokrata uutta kalustoa. Vedettyjen paalujen ankkuroinneissa on muutamia toteutusvaihtoehtoja, mutta kehitysvaiheessa päätetään, millä vaihtoehdolla edetään. Tässä kohteessa päädyttiin esijännitettäviin punosankkureihin.

Korkean rakentamisen hankkeissa on tyypillistä, että kaikki suunnittelijaosapuolet tekevät suunnittelua hyvin etupainotteisesti. Hankkeen myöhemmissä vaiheissa tulevat yllättävät muutokset hidastavat koko suunnittelu- ja rakentamisprosessia ja voivat aiheuttaa suuria lisäkustannuksia.

Kehitysvaiheessa rakennesuunnittelua tehdään jo monilta osin toteutussuunnitteluun vaadittavalla tarkkuudella. Liitosdetaljit tutkitaan sillä tarkkuudella, että valittu rakennedimensio ja raudoitukset saadaan myös liitoskohdissa toimimaan halutulla tavalla. Kaikki tehdyt tutkimukset dokumentoidaan myöhempää tarkastelua varten ja ne toimivat myös lähtötiedoksi seuraavaa suunnitteluvaihetta varten.

Riippuen kohteen luonteesta kehitysvaihe voi olla hyvinkin pitkä, jos esimerkiksi rakennuksen muotoon tai korkeuteen tehdään kehitysvaiheessa suuria muutoksia. Rakennesuunnittelijan näkökulmasta kehitysvaiheen tärkein päätös on se, että kantava runko saadaan lukittua. Rungon lukitseminen tarkoittaa sitä, että rungon kaikki kuormitukset, mukaan lukien työnaikaiset kuormitukset, ovat selvillä. Ennen rungon lukitusta kantavien rakenteiden kaikki dimensiot, sijainnit ja suuret aukotukset on yhteensovitettu arkkitehtisuunnittelun kanssa ja jäykistäviin rakenteisiin tulevat suuret reiät ja läpiviennit on käyty läpi talotekniikkasuunnittelijoiden kanssa. Myös välipohjien pintarakennevaraukset pitää olla päätettynä, jotta välipohjien kantavat rakenteet saadaan oikeaan korkoasemaan, ja jotta saadaan pysyvät pintarakennekuormat määriteltyä. Rungon lukitseminen mahdollistaa rakennesuunnittelun siirtymisen seuraavaan suunnitteluvaiheeseen, toteutussuunnitteluun.

4.1.3 Toteutussuunnitteluvaihe

Toteutussuunnitteluvaiheessa rakennesuunnittelijat tekevät urakkasuunnitelmatasoisia suunnitelmia hankintakokonaisuuksittain, esimerkiksi liukuvalukuilujen betonirakenteet, jälkijännitettyjen holvien paikallavalurakenteet, paikallavalupilarit, paalutukset, perustukset, kellarien alapohjat ja kellarin seinät. Korkean rakentamisen kohteissa hankintakokonaisuuksien nimikkeet eivät poikkea suurelta osin normaalista liikerakennuskohteen hankintakokonaisuuksista. Korkean rakentamisen kohteissa hankintakokonaisuuksien laajuus ja vaikeusaste on huomattavasti suurempi, mikä aiheuttaa suurempaa työmäärää myös rakennesuunnitteluun.

Urakkavaiheen jälkeen rakennesuunnittelijat tekevät kaikista kantavista rakenteista työpiirustukset, joiden mukaan työmaalla rakenteet toteutetaan. Toteutussuunnitteluvaihe on rakennesuunnittelun osalta suurin työvaihe. Kun konsepti- ja kehitysvaiheessa on suunniteltu runkorakenteet ja niiden yksityiskohdat tarkasti, mahdollistaa se toteutussuunnitteluvaiheen etenemisen aikataulussa. Rakennesuunnittelun tehtäviin kuuluu myös paljon täydentävien rakenteiden suunnittelua, kuten esimerkiksi vesikattojen suunnittelu, julkisivusuunnitteluun osallistuminen, ei-kantavien väliseiniä tuentojen suunnittelu ja täydentävien teräsrakenteiden suunnittelu.

4.2 Geo – ja rakennesuunnittelun yhteensovitus

Korkean rakentamisen kohteissa eri suunnittelijaosapuolten yhteensovitus suunnittelun rajapinnoissa on tärkeää. Suunnittelijoilla pitää olla tietämystä myös muiden suunnittelijoiden tarvitsemista lähtötiedoista.

Tässä kohteessa rakenne- ja geosuunnittelu tehtiin Sitowise Oy:n toimesta. Rakenne- ja geosuunnittelun yhteensovituksen varmistamiseksi muodostettiin jo hankkeen alussa systemaattinen seurantapalaverikäytäntö. Kahden viikon välein pidettiin palavereja, joissa kävimme läpi seuraavan ajanjakson tehtävät ja lähtötiedot, mitä kukin osapuoli tarvitsee. Palaverissa kukin osapuoli esitteli, miten oma suunnittelu oli edennyt ja kertoi, missä muodossa lähtötiedot pitää toimittaa, jotta lähtötiedot olisivat siirrettävissä suoraan laskentamalleihin.

Kappaleessa 6.4 on tarkemmin kuvattu paalumitoituksen etenemistä ja sitä miten tämä työ saatiin tehtyä. Paalujen ja kallioankkurien mitoitukseen liittyviä taulukkolaskentapohjia rakenne- ja geosuunnittelijat tekivät tiimityönä samassa tilassa vierekkäin istuen. Näin varmistuttiin siitä, että taulukkolaskentapohjaan tulevat kaavat ja raja-arvot tulivat oikein merkityiksi.

Rakenteet mallinnetaan 3D-mallinnuksena Tekla Structures -ohjelmistoa käyttäen. Teklaan saadaan ladattua referenssiksi geosuunnittelijan tekemät tukiseinien suunnitelmat sekä kallionpintamallit. Geosuunnittelua tehtiin myös Tekla Structures -ohjelmistolla. Rakennemalliin mallinnetaan myös porapaalut ja paalujen sisälle tulevat kallioankkuroinnit ja raudoitukset. Näin pystytään määrittelemään porapaalujen tilauspituudet sekä yhteensovittamaan ankkurien poraussyvytydet niin että ankkurien tarvittava vetokapasiteetti saadaan varmistettua.

5 Tutkimusmenetelmät

5.1 Yleistä soveltamista tutkimusmenetelmistä kohteeseen

Korkean rakentamisen hankkeissa rakenteiden rasitukset ja stabiliteetti lasketaan pääsääntöisesti 3D FEM -ohjelmistoilla. Laskentamalliin mallinnetaan kaikki kantavat rakenteet paalutukset mukaan lukien. Näin saadaan maan ja ylärakenteen yhteisvaikutus huomioitua [14, ohjekortti RAK – 03].

Korkean rakentamisen kohteet kuuluvat vaativuusluokan takia erityismenettelyn piiriin, joten kaikissa korkean rakentamisen kohteissa käytetään rakennesuunnitelmien ulkopuolista tarkastusta [14, ohjekortti RAK – 02].

Konseptivaiheen ulkopuoliseksi tarkastajaksi valittiin ulkomainen yritys, joka on suunnitellut useita korkeita rakennuskohteita Lähi-idän maihin. Kehitysvaiheessa kohteeseen valittiin suomalaiset rakentamiskäytännöt ja standardit tunteva rakennesuunnitelmien ulkopuolinen tarkastaja. Hän tekee kohteesta oman FEM-mallin RFEM-ohjelmistolla, jonka tuloksia voidaan verrata rakennesuunnittelijan käyttämän ETABS-ohjelmistolla tehdyn laskentamallin tuloksiin.

5.2 Mitoitusmenetelmät ja -ohjelmat

Vaikka stabiliteettilaskentaan käytettävissä yleisissä FEM-ohjelmissa on yksittäisten rakennosien mitoitusomintoja, lasketaan kantavien rakenteiden mitoitus vielä yleisesti taulukkolaskentapohjia apuna käyttäen ns. käsinlaskentana. Tätä tarkastusta tehdään myös kaikkein korkeimmille pilvenpiirtäjille, ja useissa maissa on edellytetty jo säännöksissä tällaista varmistustoimintaa [18]. Seuraavissa kappaleissa on esitelty eri ohjelmistoja, joita tarkasteltavassa kohteessa käytetään, ja mitä rakenteita tai analyysejä kyseisillä ohjelmilla tarkasteltavassa kohteessa lasketaan.

Etabs 2019

Tässä kohteessa stabiliteettilaskentaan käytetään yhdysvaltalaisen Computers and Structures, Inc (CSI) kehittämää ETABS 2019 -ohjelmistoa. Etabs-ohjelmistolla voidaan laskea lineaarista ja epälineaarista laskentaa.

StruSoft FEM-Design 16

FEM-Design ohjelmiston plate-ohjelmaa käytetään paikallavalettujen teräsbetoni-laattojen laskentaan. Mallin geometria pystytään tekemään AutoCAD-suunnitelman pohjalta. FEM-Design ohjelmiston laskenta huomioi halkeilun ja viruman vaikutukset taipumiin, joten taipumat saadaan suhteellisen tarkasti laskettua. Ohjelma laskee tarvittavat raudoitusmäärät, mutta raudoitukset voidaan myös määritellä manuaalisesti, jonka pohjalta tehdään uusi laskenta. Ohjelmassa on myös detaljien mitoitus toimintoina mm. lävistyslaskenta, mutta lävistyslaskenta tarkastellaan vielä käsin laskentana Excel-laskentapohjaa käyttäen.

Safe 2016

Safe-ohjelmisto on yhdysvaltalaisen Computers and Structures, inc (CSI) kehittämä. Tiedonsiirto Safe- ja Etabs-ohjelmistojen välillä on hyvin helppoa. Etabsilla tehdyt geometriat, kuormitukset ja kuormitusyhdistelyt voidaan tuoda suoraan Safe-ohjelmistoon. Safe-ohjelmistolla lasketaan mm. teräsbetoni-laattoja ja jälkijännitetyjä teräsbetoni-laattoja.

ADAPT-Floor Pro 2019

ADAPT-ohjelmistoa käytetään jälkijännitettyjen teräsbetoni-laattojen laskentaan. ADAPT-ohjelmiston tuloksia verrataan Safe-ohjelmalla saatuihin tuloksiin, jotta saadaan tehtyä ns. ristiin tarkastusta. ADAPT-ohjelmalla mallinnetaan punoksien geometria siten, että ohjelmasta saadaan tuotettua tarkat lähtötiedot punossuunnitelmien tekemiseen.

RRpileCalc

RRpileCalc-ohjelmalla lasketaan SSAB:n valmistamien porapaalujen kestävyys. Porapaalut lasketaan betoni-teräs -liittorakenteena. Suurimmissa porapaaluissa on sisällä myös harjateräsraudoitteet, jotka mitoitetaan RRpileCalc-ohjelmistolla. RRpileCalc-ohjelmistolla pystytään huomioimaan paalun ympärillä oleva maa-aines ns. jousimallina. RRpileCalc-ohjelmiston paalun kuormituksina voidaan laittaa pysty- ja vaakasuuntaisia kuormituksia ja momenttikuormituksia. RRpileCalc-laskelmien vertailulaskelmat tehtiin taulukkolaskentapohjia hyväksi käyttäen.

Plaxis 3D 2018

Kallion kestävyyslaskennassa käytetään taulukkolaskentapohjia ja vertailutarkastelut tehdään Plaxis 3D 2018 -ohjelmistolla. Kallioperämallina laskelmissa on käytetty jointed-rock -mallia. Plaxis-ohjelmistolla tehdään myös vertailulaskelmat ETABS-ohjelmistosta saatuihin paalurasituksiin. Plaxis-ohjelmisto on kehitetty geo- ja infrasuunnittelun mitoitustyökaluksi. Sillä pystyy laskemaan mm. maaperän ja kallion siirtymiä ja vakavuusanalyysyjä kolmiulotteisesti ja muita maaperän analyysyjä. Plaxis-ohjelmistoa kehittää ohjelmistotalo Bentley Systems, ja Plaxis-ohjelmisto on käytössä 172 eri maassa.

6 Tarkasteltavan kohteen erityispiirteet

6.1 Kohteen kuvaus

Kohteen pääkäyttötarkoitus on toimisto- ja majoitusrakennus, mutta kohteeseen tulee myös ravintola-, kahvila-, konferenssi- ja pysäköintitiloja ja rakennusta palvelevia teknisiä tiloja. Kohteen räystäs nousee yli +170 metrin korkeusasemaan. Kohteeseen tulee 42 kerrosta sekä kaksi kellarikerrosta, joihin sijoitetaan pysäköinti-, väestönsuoja- ja teknisiä tiloja ja myös osittain merelle päin avautuvia kahvila- ja ravintolatiloja. Kohteen alimman kellarin lattiakorko on +0 ja pysäköintitiloissa lattian korko on -1,5.

Kohteen julkisivujen päämateriaali on lasi. Julkisivut toteutetaan elementoiduilla alumiinirunkoisilla lasijärjestelmillä. Lasielementit asennetaan paikalleen rakennuksen rungon sisäpuolelta ja kiinnitetään betonilaatan reunassa oleviin tartuntaosiin.

Kuvassa 34 on yleisnäkymä kohti rakennuksen sisäänkäyntejä.

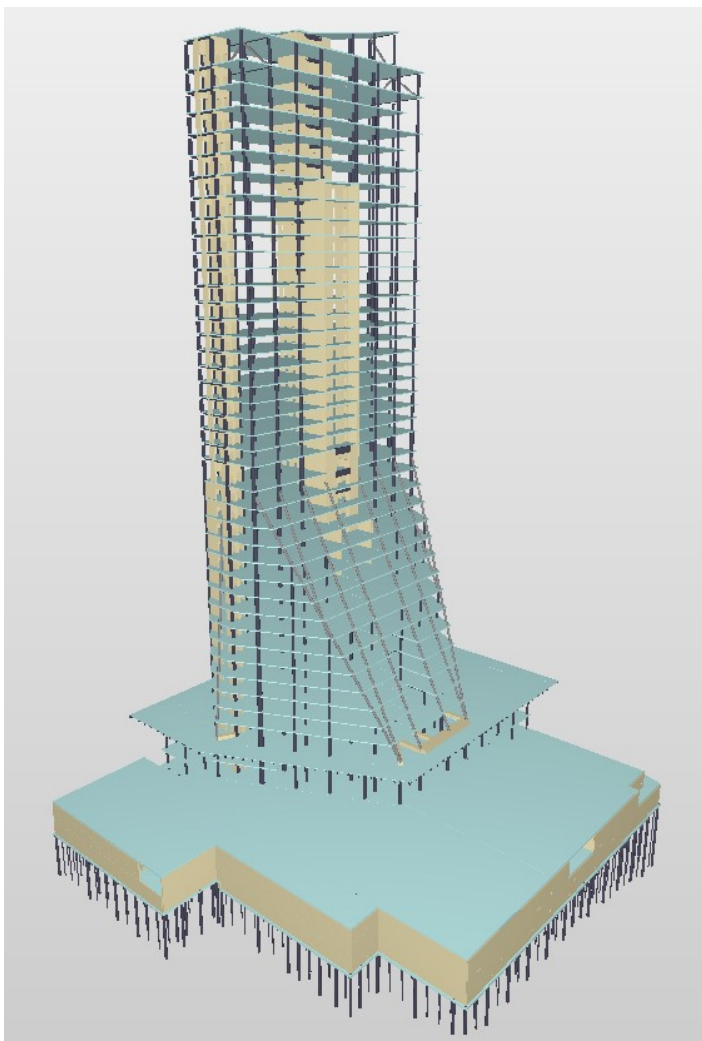


Kuva 34. Yleisnäkymä kohti sisäänkäyntejä [Arkkitehtitoimisto Sarc Oy, tekijän luvalla].

Kohteen kantavana runkona toimivat paikallavaaletut pyöreät teräsbetonipilarit, joiden dimensiot vaihtelevat 600 mm:n ja 1400 mm:n välillä. Välipohjien paikallavalulaatatot tehdään jälkijännitettyinä teräsbetoni-laattoina. Laatastojen paksuudet ovat peruserroksissa 240 mm ja suuremmin kuormitetuilla alueilla 280 mm.

Kohteen porraskäytävät ja hissikäytävät toimivat rakennuksen jäykistävinä rakenteina, ja ne tehdään paikallavaalettuina teräsbetoniseinäinä. Seinien paksuudet vaihtelevat 800 mm:n ja 250 mm:n välillä. Kuvassa 35 on esitetty kuva kantavasta rungosta.

Alimman kellarin alapohja ja –kellarinseinärakenteet toteutetaan vesitiiviinä teräsbetonirakenteena +3,55 tasoon asti.



Kuva 35. Kohteen kantavat runkorakenteet.

6.2 Pohjaolosuhteet

Kohteen rakennusalue sijaitsee nykyisellä vesialueella. Merenpohja on uudisrakennuksen rakennusalueella noin tasolla -0,5 ... -2,7. Merenpohjassa on 2 m ... 5 m paksuudelta liejua, savea ja savista silttiä, jonka alla on 1 m ... 10 m paksuudelta mm. tiivistä silttiä ja soraista hiekkamoreenia. Moreenin alla on kallio, jonka pinta on kairauksissa havaittu noin tasolle -8 ... -18.

Rakennusalueelta ruopataan pois meren pohjassa olevat pehmeät maakerrokset aina moreenikerrostumaan asti. Tämä työ toteutetaan lautan päältä pitkäpuomisella kauha-kaivurilla ja poistettavat maa-ainekset kuljetetaan proomuilla läjityspaikalle. Tämän jälkeen merialueelle tehdään louhe- ja pienlouhetäytöt merenpinnan tason yläpuolelle noin +1 ... +2 -tasoon asti.

Rakennusalueen kaivanto tulee ulottumaan alimmillaan noin tasolle -6 ... -7. Kaivanto ympäröidään umpinaisella vesitiiviillä työnaikaisella patoseinällä, jotta varsinaiset rakennustyöt voidaan tehdä kuivissa olosuhteissa. Vesitiivis patoseinä toteutetaan porapaaluseinänä, joiden alapää tuetetaan kallioon asti. Kallioperä on kallionäyttekairauksien perusteella rikkonaista, minkä takia kalliopohja ja porapaaluseinän alapää tiivistysinjektoidaan. Tällä hallitaan veden tuloa rikkonaisen kallion läpi rakennuskaivantoon.

Kohteen kantavat rakenteet perustetaan raudoitettujen ja betonoitujen porapaalujen vaaraan. Paalukoot vaihtelevat väliltä RD800 ... RD270. Alueella, missä teräspaalut sijaitsevat pysyvästi merenpinnan alapuolella, paalujen korroosiovarana on käytetty 5 mm. Muualla korroosiovarana on käytetty 7,5 mm.

6.3 Suunnittelun perusteet

6.3.1 Kohteen vaativuusluokitukset

Kohteen kantavat rakenteet suunnitellaan Eurokoodien ja Suomen kansallisten liitteiden mukaisesti sekä Suomen rakentamismääräyskokoelman asetuksien ja ohjeiden mukaan. Jatkuvan sortuman estäminen toteutetaan SFS-EN 1991-1-7 [3], kansallisen liitteen asetuksen ja ohjeiden sekä RIL 201-4-2017 [5] mukaisesti. Taulukkoon 2 on lueteltu kohteen tärkeimmät vaativuusluokat, minkä perusteella kohdetta suunnitellaan. Taulukossa 2 olevat vaativuusluokat perustuvat lähteisiin [2,3,4,6,7,12 ja13].

Taulukko 2. Kohteen luokitukset

Rakenne ja Geosuunnittelu	Kohteessa käytettävä luokka	Lähde
Suunnittelukäyttöikä, perustukset ja runkorakenteet	100 vuotta	
Seuraamusluokka	CC3	[2, taulukko B1]
Seuraamusluokka onnettomuustilanteissa	CC3b	[3, taulukko 1]
Luotettavuusluokka	RC3	[2, taulukko B2]
Rakennesuunnittelun vaativuus	Poikkeuksellisen vaativa	[6]
Betonirakenteiden toteutusluokka	3	[12]
Betonirakenteiden toleranssiluokka	2	[13]
Paloluokka	R120 (yleensä)	
Geotekninen luokka	GL3	[4]
Geosuunnittelun vaativuus	Poikkeuksellisen vaativa	[6]
Paalutustyöluokka	PTL3	[7]

6.3.2 Tasojen kuormitukset

Kohteen pääkäyttötarkoitus on toimisto- ja majoitusrakennus, mutta kohteeseen tulee myös muita toimintoja, joiden hyötykuormitukset poikkeavat normaaleista toimistotiloista. Taulukossa 3 on lueteltu kohteen eri tilojen tasorakenteille tulevat hyötykuormien arvot, jotka perustuvat lähteisiin [8,9].

Taulukko 3. Tasorakenteiden hyötykuormat

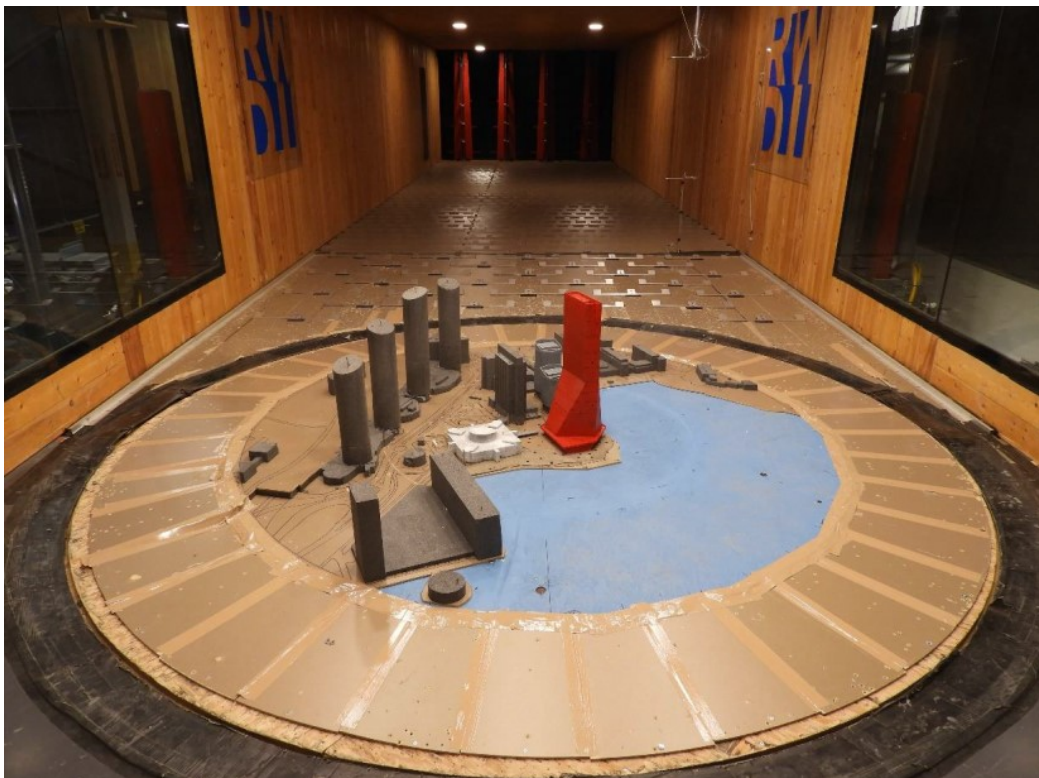
Tila tai alue	Hyötykuorma	Lähde
Toimisto- ja hotellikerrokset	$q = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$	[8]
Tekniikkakerrokset	$q = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$	
Sisäänkäyntikerroksien aulat, ravintolatilat ja huipun kerrokset	$q = 4,0 \text{ kN} / \text{m}^2$	[8]
Pihakansi	$q = 10 \text{ kN} / \text{m}^2 + \text{pelastusajoneuvon kuormitukset, piste-kuorma } 210 \text{ kN}$	
Kellarien varastotilat	$q = 8,0 \text{ kN} / \text{m}^2$	[8]
K1 -kellarin pysäköintitaso	$q = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$	[8]
K2 -kellarin pysäköintialue	$q = 10 \text{ kN} / \text{m}^2$	
+ kevyet väliseinät	$q = 0,8 \text{ kN} / \text{m}^2$	[8]
+ ripustuskuorma	$q = 0,3 \text{ kN} / \text{m}^2$	
Lumikuorma katolla	$q_{\text{lumi}} = 2,42 \text{ kN} / \text{m}^2$	[9]

Tasojen pintarakennekerroksien pysyvät kuormitukset ovat toimistokerroksissa $0,5 \text{ kN} / \text{m}^2$ ja hotellikerroksissa $1,2 \text{ kN} / \text{m}^2$. Sisäänkäyntitasoille ja ravintola-alueelle sekä huipun kerrokseen on varauduttu hieman paksumpiin pintarakennekerrokseen lattialämmityksen ja muiden tekniikkavetojen takia. Näillä alueilla pintarakenteiden pysyvät kuormitukset ovat $4,0 \text{ kN} / \text{m}^2$. Pihakannen alueella pintakerroksien pysyvät kuormitukset ovat $10 \text{ kN} / \text{m}^2$.

Lisävaakavoiman arvoina on käytetty 2.5% tason hyötykuorman ja pysyvän kuorman arvoista [15].

6.3.3 Tuulikuormat

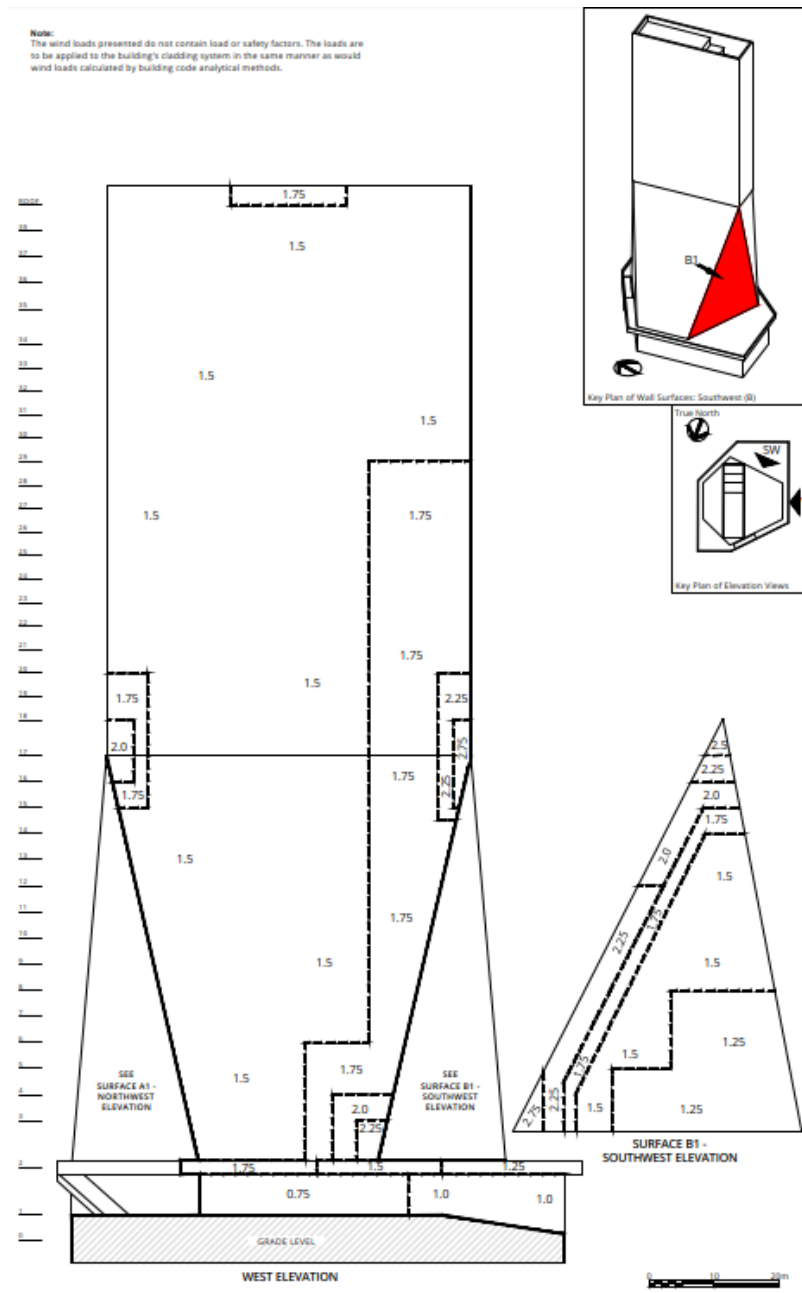
Rakennukseen kohdistuvat tuulikuormat määriteltiin tuulitunnelikokeissa ja tuulennopeuden perusarvona on käytetty 22 m/s tuulta. Tuulitunnelikokeessa määritettiin tuulen nopeudet sektoreittain maaston erilaiset karheusluokat huomioiden 10 asteen suuntakulmavälein eli yhteensä 36:sta eri suunnasta. Rakennukseen kohdistuvat tuulikuormat määriteltiin myös Eurokoodin SFS EN 1991-1-4 [10] ja kansallisen liitteen mukaisesti. Suunnittelussa on huomioitu kerran 100 vuodessa esiintyvä tuulen nopeuspaineen arvo. Kuvassa 36 on esitetty kohteen tuulitunnelijärjestelyitä. Tuulitunnelin malli rakennettiin 1:300 -mittakaavaan.



Kuva 36. Tuulitunnelikokeen järjestelyt [11].

Tuulitunnelikokeissa tutkittiin muitakin tuulesta aiheutuvia kuormituksia esimerkiksi julkisivurakenteille ja sen eri osapinoille sekä katoksille. Tuulitunnelissa tutkittiin alueen vaihteellisesta rakentamisesta aiheutuvia eri tuuliolosuhteita ja tuuliolosuhteita jalankulkumukavuuden näkökulmasta. Näiden tuloksien pohjalta pystytään jo suunnitteluvaiheessa huomioimaan, mihin pitää sijoittaa lisää katoksia, seinäkkeitä tai muita maastoesteitä.

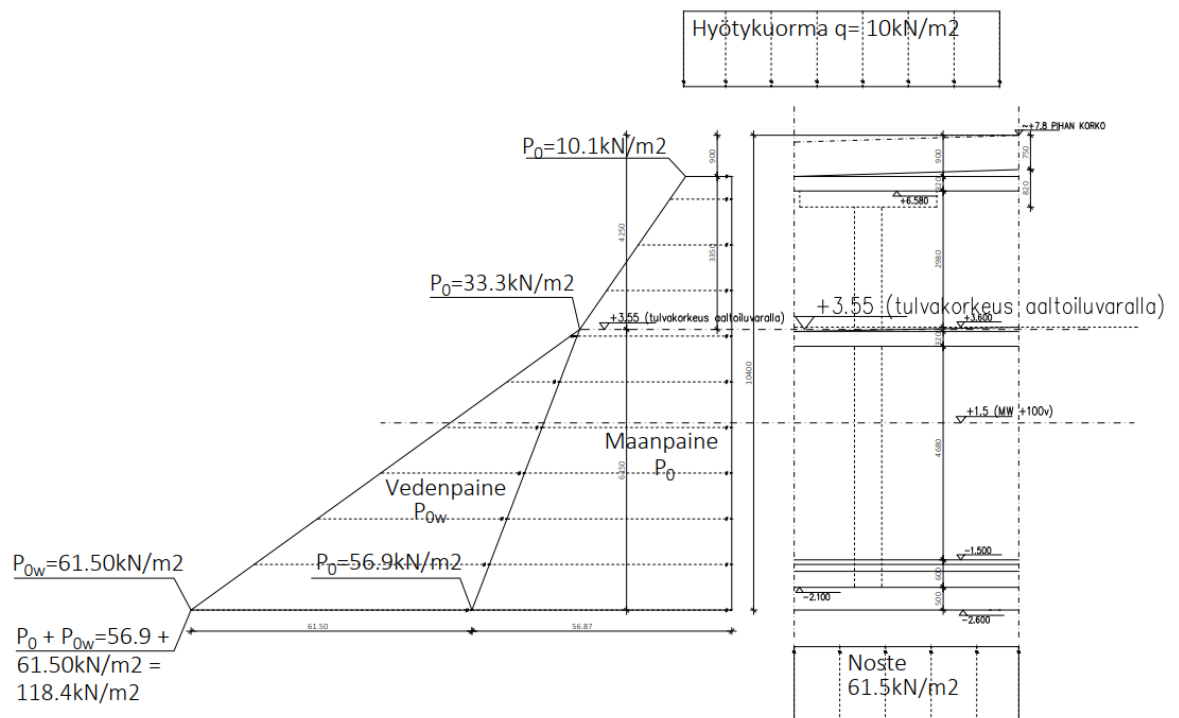
Kuvassa 37 on esitetty länsijulkisivuun vaikuttavien tuulenpaineiden arvoja. Samanlaiset raportit on tehty jokaiselta julkisivulta.



Kuva 37. Länsijulkisivun tuulenpaine arvot [11].

6.3.4 Maan- ja vedenpaine kuormitukset

Kohteen maanalaiset alapohjat ja kellarinseinät tehdään vesipaine-eristettyinä ja nosteelle mitoitettuna rakenteena tasoon +3,55 asti. Tämä lähtötieto oli esitetty Espoon kaavamääräyksissä kyseiselle alueelle. Kyseinen taso on oletettu korkein vedenkorkeus, aaltoilu huomioiden, 100 vuoden aikana. Aaltoiluvaran arvona on tässä kohteessa käytetty mittaa 750 mm. Kuvassa 38 on esitetty maan- ja vedenpaineesta aiheutuvat maksimi vaakakuormat ja maksimi nostekuormitus.



Kuva 38. Maa- ja vedenpaineen maksimi kuormitukset sekä maksimi nostekuormitus.

6.3.5 Betonirakenteet

Kohteen kaikki betonirakenteet valetaan työmaalla ja taulukossa 4 on esitetty eri rakenneosissa käytettävät betoniluokat, rasitusluokat ja betonipeitteen nimellisarvot.

Taulukko 4. Betonirakenteiden suunnittelun perusteet

Rakenneosa	Käyttöikä	Rasitusluokka	Betoni-luokka	Betonipeitteen nimellisarvo
Porapaalujen betonitäyttö	100 v	XC2, XS2	C40/50	50 mm
Kellarin pohjalaatta (hl = 400 / 500 mm)	100 v	XC2, XS2	C35/45	50 mm
Coren työlaatta (hl = 300 mm) ja coren pohjalaatta (2 m)	100v	XC2, XS2	C40/50	Ap = 50 mm, YP = 35 mm
Jäykistävät betoniseinät	100 v	XC3 (pys.hallissa) / XC1 (lämmisätilä)	C50/60	40 mm (R120)
K2-kellarin maanpaineeseinät	100 v	XC3, XS2	C35/45	40 mm (halkeilun hallinnan takia)
K1-kellarin maanpaineeseinät	100 v	XC3	C35/45	40 mm
Kellarin muut betoniseinät	100 v	XC3 / XC1	C35/45	40 mm
Paikallavalupilarit yleensä	100 v	XC3 / XC1	C50/60	35 mm
Paikallavaluholvit (sisätilä)	100 v	XC1	C40/50	30 mm
Paikallavaluholvit (pysäköintitaso)	100 v	XC3, XD1	C35/45	45 mm
Paikallavalupalkit (pysäköintitaso)	100 v	XC3	C35/45	40 mm

6.4 Maaperän, pohjarakenteiden ja rungon yhteistoiminta

Kantavien rakenteiden pysty- ja vaakakuormien siirtäminen perustustasosta alaspäin on aluetta missä rakenne- ja geosuunnittelun yhteistyön merkitys korostuu. Paaluperustettavissa kohteessa on useita paaluihin liittyviä parametrejä, mitkä geosuunnittelija määrittelee. Osa parametreistä määritellään rakenne- ja geosuunnittelun yhteistyönä. Lähtö-

parametrien määrittelyn yhteydessä tehdään myös vertailutarkasteluja, jotta varmistetaan että käytettävän parametrin kokonaisvarmuus pysyy sallituissa rajoissa. Nämä parametrit syötetään FEM-laskentamalliin, jotta laskentamalli saadaan vastaamaan mahdollisimman lähelle todellista tilannetta. FEM-laskentamallista saadaan näin tietoja perusrakenteiden kuormituksista käyttöasteiden tarkastusta varten.

6.4.1 Paalujen pystysuuntaisten parametrien määrittäminen

Kohteessa käytettävien RD-porapaalujen geoteknisten kantokestävyyksien mitoitusarvot määriteltiin SSAB:n RpileCalc-ohjelmistolla. Raudoitettujen RD-porapaalujen rakenteellisen kantokestävyyden mitoitus tehtiin liittopilarilaskentaa noudattaen. Käyttöastetarkastelussa käytetään pienempää saatua arvoa. Vinoon porattavien RD-paalujen kapasiteeteissa on huomioitu maanpainosta aiheutuva taivutusrasitus. Negatiivista vaippahankausta ei paaluihin muodostu, kun rakennusalueelta poistetaan kaikki huonosti kantavat maa-ainekset ja tilalle tehdään syvätiivistetty pienlouhe- ja kitkamaatäyttö.

Paalujen geoteknisen kantokestävyyden mitoitusarvon määrittämisen tärkein lähtötietoparametri on kallion mitoituskestävyyden arvo. Rakennusalueen kallioista on porattu kallionäyttekairaus, jonka perusteella on todettu, että kallio on suurimmaksi osaksi rikkonaista (Ri III). Kallion materiaaliparametrit määritettiin tilastollisen tarkastelun avulla kallion laboratoriotulosten, kairareikien loggaustulosten ja taulukkoarvojen avulla. Kalliolle määritellyt Hoek-Brown -murtokriteerin parametrit muunnettiin kantokestävyyden laskentaa varten Mohr-Coulomb -parametreiksi Rocsciencen RocData-ohjelmiston avulla.

Kallion kantokestävyyden laskenta tehtiin EC7 ja kansallisen liitteen (YM) mukaisesti. Ruhjevyöhykkeiden kallion mitoituskestävyyden tulokseksi saatiin 32,8 MPa ja ehjälle kalliolle 48,2 MPa. Kalliomassan mitoitusmurtokestävyyden kokonaisvarmuudeksi tulee tällöin $F = 2,34$. Porapaalun kärjen kohdan kallioperän jännityksiä ja muodonmuutoksia laskettiin myös Plaxis 3D 2018 FEM -ohjelmistolla. Näiden laskelmien pohjalta kokonaisvarmuudeksi saatiin $F = 2,2 \dots 3,0$ riippuen laskentamallista. Kallioperän muodonmuutokset olivat laskelmissa 5...10 mm.

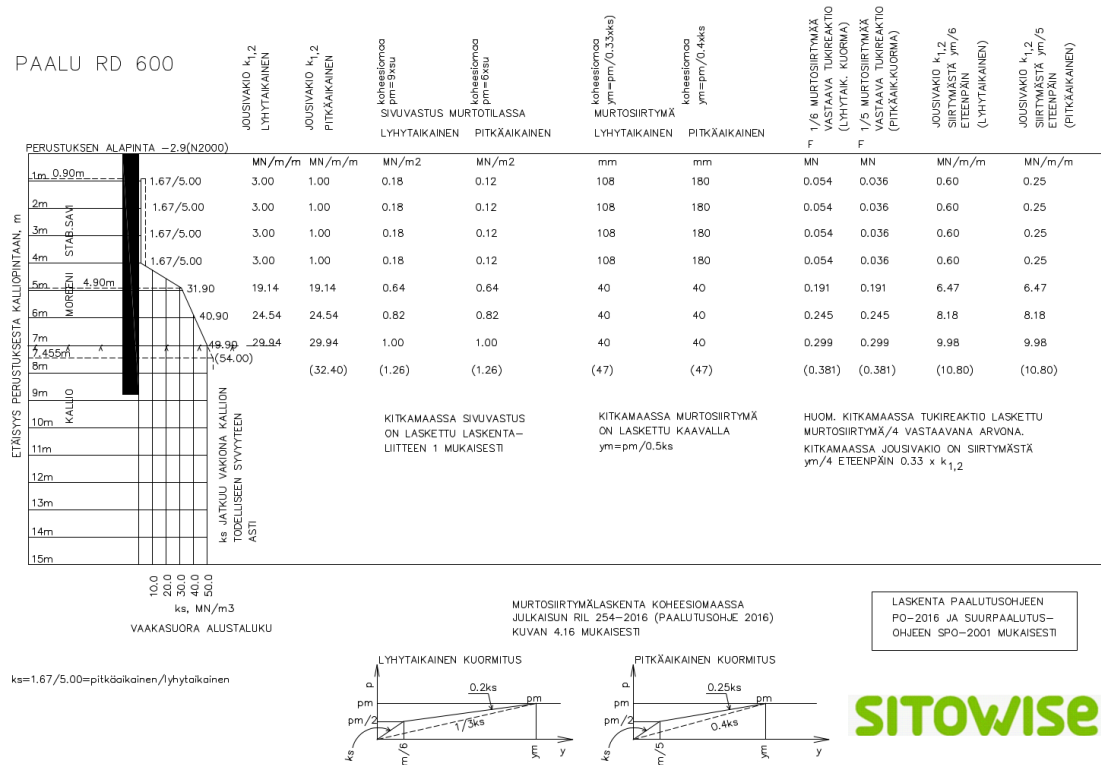
FEM-malliin laitettiin paalujen alapäihin pystyjouset kallion muodonmuutosten takia. Paalujen pystyjouset määriteltiin kolmelle eri painuma-arvolle; 5 mm, 10 mm ja 15 mm. Pystyjousille määriteltiin eri arvot ruhjevyöhykkeiden kohdalle ja eri arvot ehjän kallion alueelle.

6.4.2 Paalujen vaakasuuntaisten parametrien määrittäminen

Paalujen vaakasuuntaisilla parametreilla on olennainen vaikutus rakennuksen kokonaisu-siirtymän laskentaan. Tässä kohteessa on paalutusta sekä kitka- että koheesiomaalajeissa, joten paalujen jousivakiot määriteltiin näille alueille erikseen. Eri jousivakioita käytetään myös lyhyt- ja pitkäaikaisessa kuormituksessa. Jousivakioiden määrittäminen on suoritettu RIL 254 – 2016:n [7] ohjeiden mukaisesti.

Paalujen sivuvastusten murtoarvot on myös määritetty. Murtoarvoissa on määritetty mikä on paalun maksimi vaakasuuntainen siirtymä, jonka jälkeen maapohja murtuu, jolloin laskennassa on käytettävä pienempiä vaakasuuntaisia jousivakioita. Tämä tehdään FEM-laskennassa epälineaarisenä laskentana.

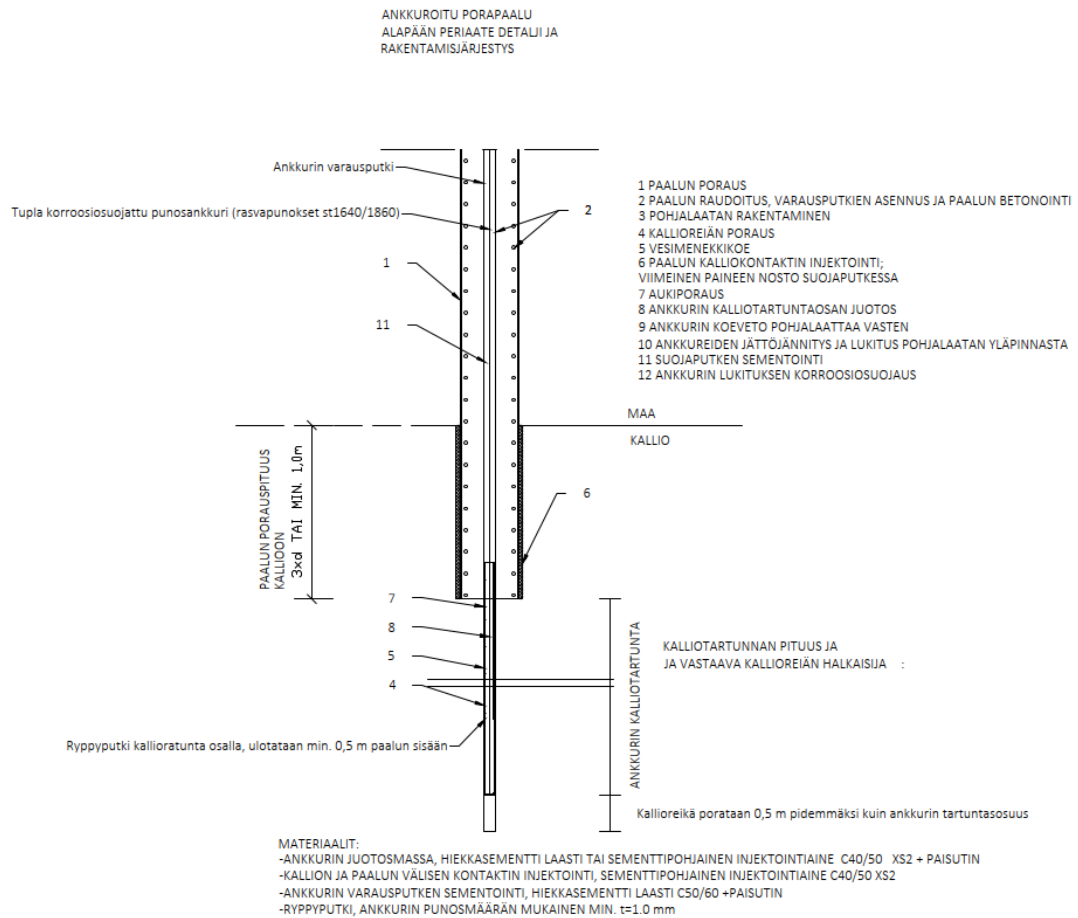
Kuvassa 39 on esimerkki RD600-paalun vaakasuuntaisista parametreista, jotka toimivat lähtötietona FEM-laskentaan. Saman sisältöiset lähtötiedot tehdään jokaisesta erikokoisesta RD-porapaalusta. Kitkamaassa sekä koheesiomaassa olevien paalujen arvot poikkeavat toisistaan, joten näille on tehty omat lähtötietotaulukot.



Kuva 39. RD600-paalun vaakasuuntaiset alustaluvut ja jousivakiot koheesio- ja kitkamaassa [Sitowisen Geosuunnittelu].

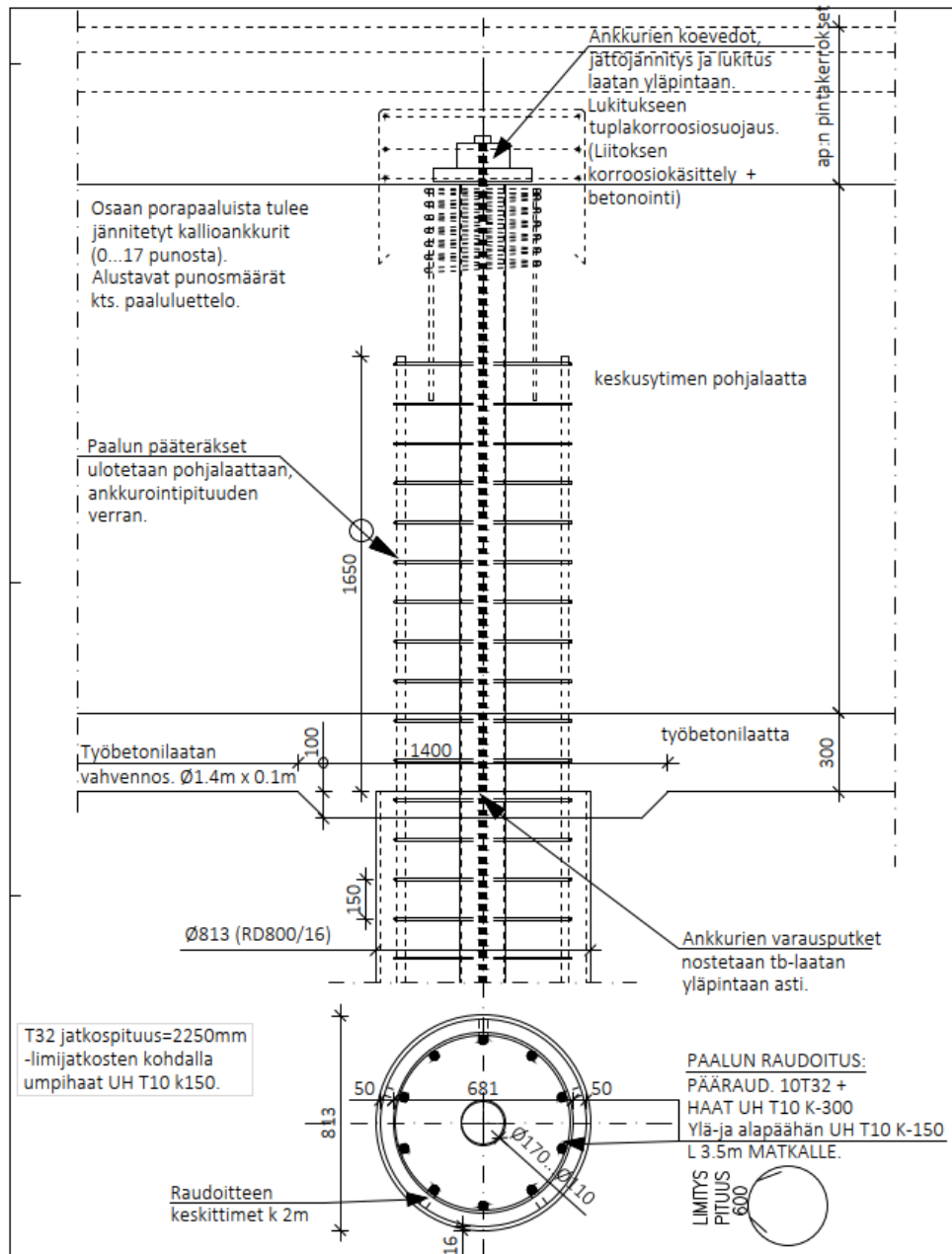
6.4.3 Paaludimensioiden määrittäminen

Rungon FEM-laskennasta saadaan kuormitukset paalujen käyttöasteiden tarkastusta varten. Rakennuksen korkeudesta ja suuresta vedennosteen kuormituksesta johtuen porapaaluille tulee myös vetorasituksia. Tässä kohteessa vetorasitukset ankkuroidaan kalliioon porapaalun sisään sijoitettavilla punosankkureilla. Käytettävä jännemenetelmä on Mekano 4 St1640/1860, 15,7 mm. Kuvassa 40 on esitetty porapaalun alapään detailjikaava ja kuvattu porapaalutuksen työjärjestystä.



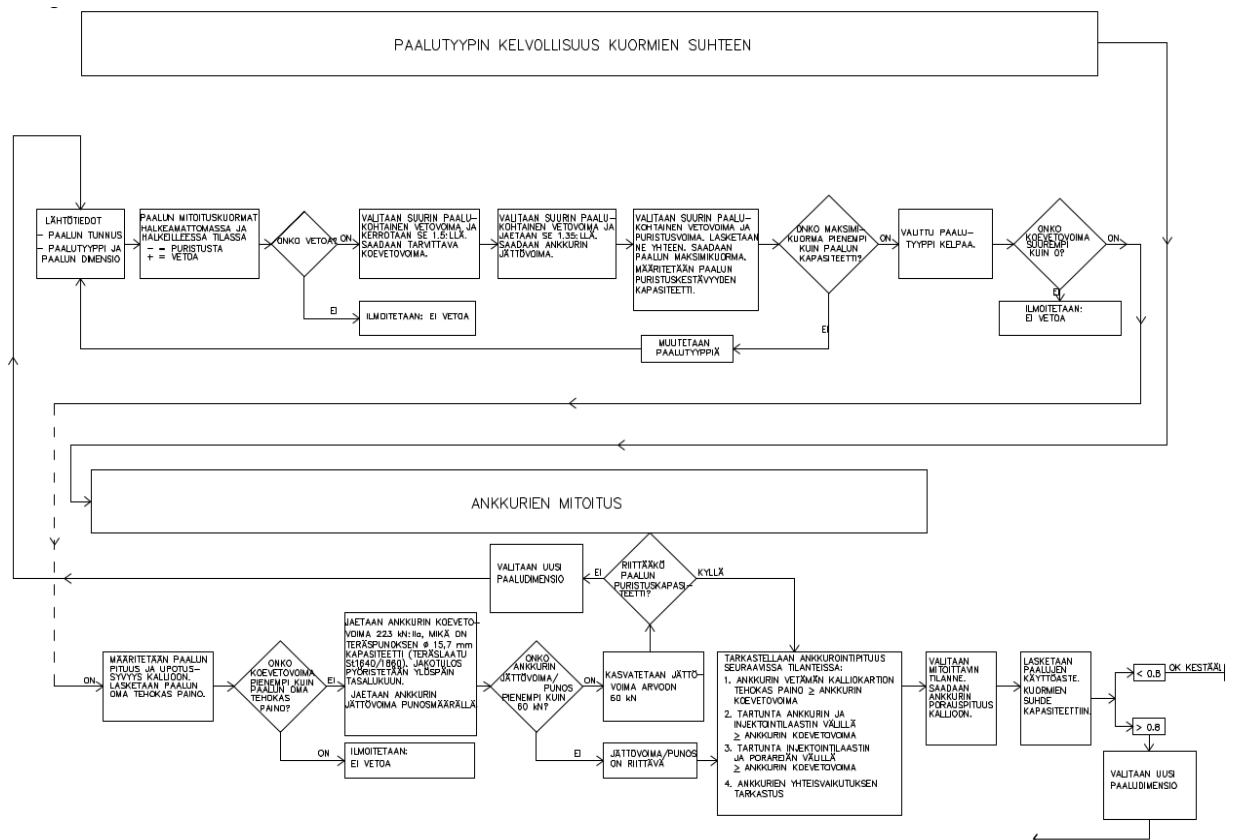
Kuva 40. Ankkuroidun porapaalun alapään periaatedetalji.

Kuvassa 41 on esitetty miten porapaalu liitetään yläpuolella olevaan betonirakenteeseen ja miten punosankkurien yläpään detalji tullaan toteuttamaan.



Kuva 41. Ankkuroidun porapaalun yläpään periaatedetalji.

Kuvassa 42 on kuvattu miten paalujen käyttöasteiden tarkistus etenee suunnitteluprosessissa. Paaludimensioiden tarkastelussa tehdään yleensä useita suunnittelukierroksia ennen kuin päästään lopulliseen ratkaisuun.



Kuva 42. Porapaalujen suunnitteluprosessin vuokaavio [Sitowisen Rakene- ja Geosuunnittelu].

7 Rakenteiden analyysit

7.1 FEM-laskenta

Kohteen FEM-laskennassa käytetään ETABS 2019 -ohjelmistoa, jolla mallinnetaan kaikki kantavat ja jäykistävät rakenteet. Ei-kantavat väliseinät ja julkisivut mallinnetaan ulkoisina kuormina.

Kohteessa käytetään 35 eri peruskuormitusyhdistelmää. Tuulitunnelista saaduille tuuli-kuormille ja Eurokoodin SFS EN 1991- 4 [10] mukaisille tuulikuormille tehdään omat kuormitusyhdistelmäsarjat. Kuormitusyhdistelmät perustuvat SFS-EN 1990 -standardin [2] ohjeeseen. Taulukossa 5 on esitetty kuormitusyhdistelmät ja yhdistelykertoimet. FEM-malliin kuormitusyhdistelmät jaetaan eri numerosarjoihin ja sarjojen sisällä tehdään vielä omat yhdistelyt eri rajatilojen tarkasteluille.

Taulukko 5. Kuormitusyhdistelmät sarjoissa 1 – 35.

ETABS Load Combinations, Finland, Eurocode														
CC3			K _{FI} 1,1		Multiplication Factor									
S.No	Code	Type	Dead	Super Dead	Pressure	Live	Snow	HgX	HgY	HqX	HqY	Wind X	Wind Y	
1	EQUYPOS	Ultimate	0,9	0,9					0,9			1,000	1,000	
2	EQUYNEG	Ultimate	0,9	0,9					-0,9				1,650	
3	EQUXPOS	Ultimate	0,9	0,9				0,9				1,650		
4	EQUXNEG	Ultimate	0,9	0,9				-0,9				-1,650		
5	STRGMAX	Ultimate	1,485	1,485										
6	STRLYPOS	Ultimate	1,265	1,265		1,65	1,155		1,265		1,650		0,990	
7	STRLYNEG	Ultimate	1,265	1,265		1,65	1,155		-1,265		-1,650		-0,990	
8	STRLXPOS	Ultimate	1,265	1,265		1,65	1,155	1,265		1,65		0,990		
9	STRLXNEG	Ultimate	1,265	1,265		1,65	1,155	-1,265		-1,65		-0,990		
10	STRLYPOS	Ultimate	0,9	0,9		1,65	1,155		0,9		1,650		0,990	
11	STRLYNEG	Ultimate	0,9	0,9		1,65	1,155		-0,9		-1,650		-0,990	
12	STRLXPOS	Ultimate	0,9	0,9		1,65	1,155	0,9		1,65		0,990		
13	STRLXNEG	Ultimate	0,9	0,9		1,65	1,155	-0,9		-1,65		-0,990		
14	STRWYPOS	Ultimate	1,265	1,265		1,155	1,155		1,265		1,155		1,650	
15	STRWYNEG	Ultimate	1,265	1,265		1,155	1,155		-1,265		-1,155		-1,650	
16	STRWXPOS	Ultimate	1,265	1,265		1,155	1,155	1,265		1,155		1,650		
17	STRWXNEG	Ultimate	1,265	1,265		1,155	1,155	-1,265		-1,155		-1,650		
18	STRWYPOS	Ultimate	0,9	0,9		1,155	1,155		0,9		1,155		1,650	
19	STRWYNEG	Ultimate	0,9	0,9		1,155	1,155		-0,9		-1,155		-1,650	
20	STRWXPOS	Ultimate	0,9	0,9		1,155	1,155	0,9		1,155		1,650		
21	STRWXNEG	Ultimate	0,9	0,9		1,155	1,155	-0,9		-1,155		-1,650		
22	SLSWYPOS	Service	1	1		0,7	0,7		1		0,700		1,000	
23	SLSWYNEG	Service	1	1		0,7	0,7		-1		-0,700		-1,000	
24	SLSWXPOS	Service	1	1		0,7	0,7	1		0,7		1,000		
25	SLSWXNEG	Service	1	1		0,7	0,7	-1		-0,7		-1,000		
26	SLSLYPOS	Service	1	1		1	0,7		1		1,000		0,600	
27	SLSLYNEG	Service	1	1		1	0,7		-1		-1,000		-0,600	
28	SLSLXPOS	Service	1	1		1	0,7	1		1		0,600		
29	SLSLXNEG	Service	1	1		1	0,7	-1		-1		-0,600		
30	SLSL	Service	1	1		1	1							
31	SLSGONLY	Service	1	1										
32	STRGYPOS	Ultimate	1,485	1,485					1,485					
33	STRGYNEG	Ultimate	1,485	1,485					-1,485					
34	STRGXPOS	Ultimate	1,485	1,485				1,485						
35	STRGXNEG	Ultimate	1,485	1,485				-1,485						

Taulukossa 6 on esitetty erilaiset kuormitusyhdistelmäsarjat ja mitä kuormitustapauksia kyseiset sarjat pitävät sisällään. Näillä kuormitusyhdistelmillä saadaan selville määrävimmät tapaukset, jotka vaikuttavat rakenteiden mitoitukseen.

Taulukko 6. ETABS-mallissa käytetyt kuormitusyhdistelmäsarjat.

Kuormitusyhdistelmäsarjan numero	Mitä kuormitustapauksia sarja sisältää
1 ... 35	Eurokoodin mukaiset tuuli- ja maanpaine kuormat ilman vedenpaine kuormia
101 ... 135	Tuulitunnelin mukaiset tuuli- ja maanpaine kuormat ilman vedenpaine kuormia
201 ... 212	EQU -rajatila, Eurokoodin mukaiset tuuli-, maanpaine- ja vedenpaine-kuormat
301 ... 312	EQU -rajatila, Eurokoodin mukaiset tuuli-, maanpaine- ja vedenpaine-kuormat ilman pintakuormituksia
401 ... 460	ULS -rajatila, Eurokoodin mukaiset tuuli-, maanpaine- ja vedenpaine-kuormat
501 ... 526	SLS -rajatila, Eurokoodin mukaiset tuuli-, maanpaine- ja vedenpaine-kuormat
800 ... 807	Maan- ja vedenpaineen kuormitukset. Huomioitu kuormitusten ristikkäiset vaihtoehdot. 800-sarja käytetään muissa sarjoissa mukana.
1201 ... 1212	EQU -rajatila, tuulitunnelin mukaiset tuuli-, maanpaine- ja vedenpaine-kuormat
1301 ... 1312	EQU -rajatila, tuulitunnelin mukaiset tuuli-, maanpaine- ja vedenpaine-kuormat ilman pintakuormituksia
1401 ... 1460	ULS -rajatila, tuulitunnelin mukaiset tuuli-, maanpaine- ja vedenpaine-kuormat
1501 ... 1526	SLS -rajatila, tuulitunnelin mukaiset tuuli-, maanpaine- ja vedenpaine-kuormat

Kohteeseen tehdään FEM-laskentamallista kaksi versiota. Toisessa versiossa kantavat betonirakenteet ovat halkeilleessa tilassa ja toisessa mallissa halkeamattomassa tilassa. Halkeilleessa mallissa rakenteiden jäykkyyksille annetaan modifiointikertoimet, joiden avulla FEM-malli toimii samalla tavoin, kuin jos betonirakenteet olisivat halkeilleessa tilassa. Palkkien jäykkyyksien modifiointikertoimena käytetään 0,35, seinien kertoimena 0,7 ja laattojen kertoimena 0,25. Suurimmat pilarikuormat saadaan halkeilleesta mallista. Halkeilemattoman ja halkeilleen mallin rasituksia vertaillaan toisiinsa ja rakenneosan mi-

toituksen lähtökohdaksi valitaan se tapaus, joka on määräävämpi. Käyttörajatilatarkastelut voidaan tehdä halkeilemattomalla mallilla, jos jäykistävien betonirakenteiden jännitykset eivät ylitä betonin vetolujuuden arvoa kuormitustapauksella, missä rakennukseen vaikuttavat vain pysyvät- ja tuulikuormat.

FEM-laskenta tehdään tässä kohteessa pääsääntöisesti lineaarisena laskentana. Epälineaarista laskentaa käytetään, jos paalujen vaakasiirtymät ylittävät määritetyn raja-arvon, kuten kappaleessa 6.4.2 on mainittu. Epälineaarista laskentaa voidaan käyttää myös paalujen voimasuureiden määrittelyssä, jos kohteessa on paaluja, jotka eivät salli vectorasituksia. Vaiheittaisen rakentamisen tarkasteluissa (sequential construction analysis) käytetään myös epälineaarista laskentaa. Tässä laskennassa betonin materiaaliominaisuudet otetaan ajan funktiona. Rakentamisen aikaisessa tarkastelussa käytetään kuormituksena pysyviä kuormia ja hyötykuormista 30% arvoja. FEM-laskennalla tutkitaan rakenteiden rasituksen muuttumista kerroksittain rakentumisen ajan sekä 2 vuoden, 10 vuoden, 30 vuoden ja 100 vuoden aikajänneillä. Pystyrakenteissa huomioidaan teräsmäärän vaikutus kutistumaan ja virumaan.

7.2 Herkkyystarkastelut

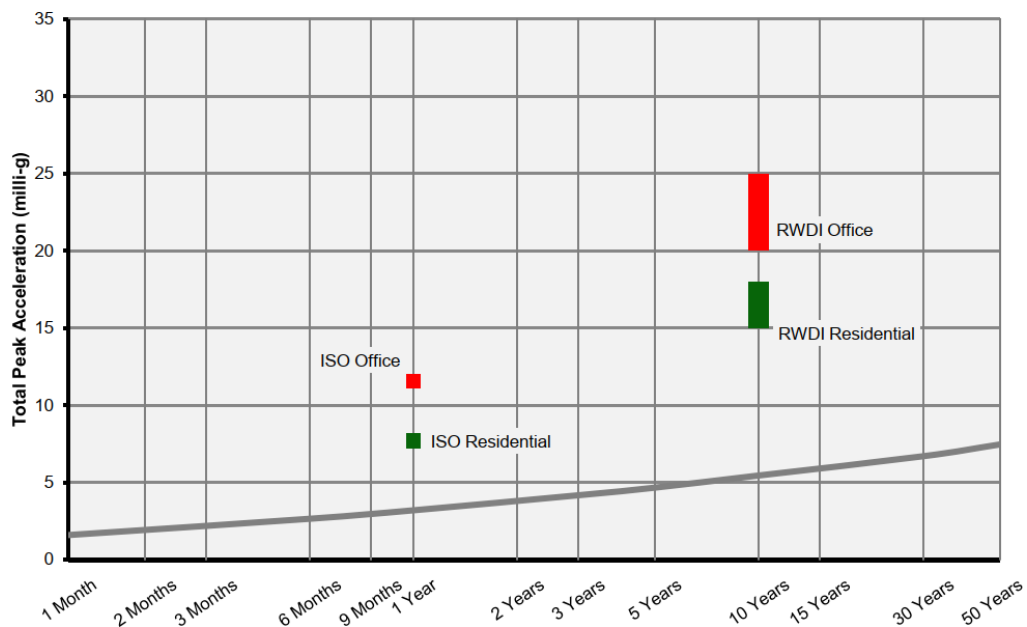
Rakennuksen ominaistaajuus, -massa ja vääntöjäyhyys vaikuttavat rakennuksen huojuntaan. Tämä on käyttörajatilamitoitukseen vaikuttava suure eli ns. mukavuustekijä. Kerroksien vaakasuuntaiselle siirtymäerolle (storey drift) on asetettu raja-arvoja, joita seurataan korkea rakentamisen kohteissa. Raja-arvon suuruus on kerroksen korkeus jaettuna 400 ($h / 400$) tai maksimissaan 10 mm. Kiihtyvyyden raja-arvoja on esitetty standardissa ISO 10137:2007 [16]. Määritettäessä rakennuksen dynaamisia ominaisuuksia tulee laskentamallissa huomioida paalutukset ja tarvittavat paalujen jousivakiot. Näitä arvoja voidaan laskennan kuluessa arvioida ylä- ja alarajoiltaan. Tällä menettelyllä varmistetaan perustuksen ja ylärakenteen yhteistoiminta ja muutosten vaikutukset.

Rakennuksen huipun maksimisiirtymälle voidaan asettaa raja-arvo, joka vaihtelee eri kirjallisuuslähteiden mukaan, arvosta $H / 400$ arvoon $H / 700$. Maksimisiirtymän raja-arvon laskentakaavassa H on rakennuksen kokonaiskorkeus. Tämä raja-arvo ei sinällään ole kriittinen. Tärkeimpiä mitoituskriteerejä ovat edellä mainitut kiihtyvyys raja-arvot ja ns. storey drift, joka tässä on asetettu arvoksi $h / 400$, jossa h on kerroskorkeus. Rajoittamalla storey drift -arvoa varmistetaan mm. julkisivun ja väliseinien vaakasiirtymän määrää ja vaurioherkkyttä.

Edellä mainitut tarkastelut tehdään tässä kohteessa kerran 50 vuodessa tapahtuvalle tuulen nopeudelle rannikkoalueella.

Seuraavien tutkimusten tulokset esitetään tuulitunnelikokeen loppuraportissa.

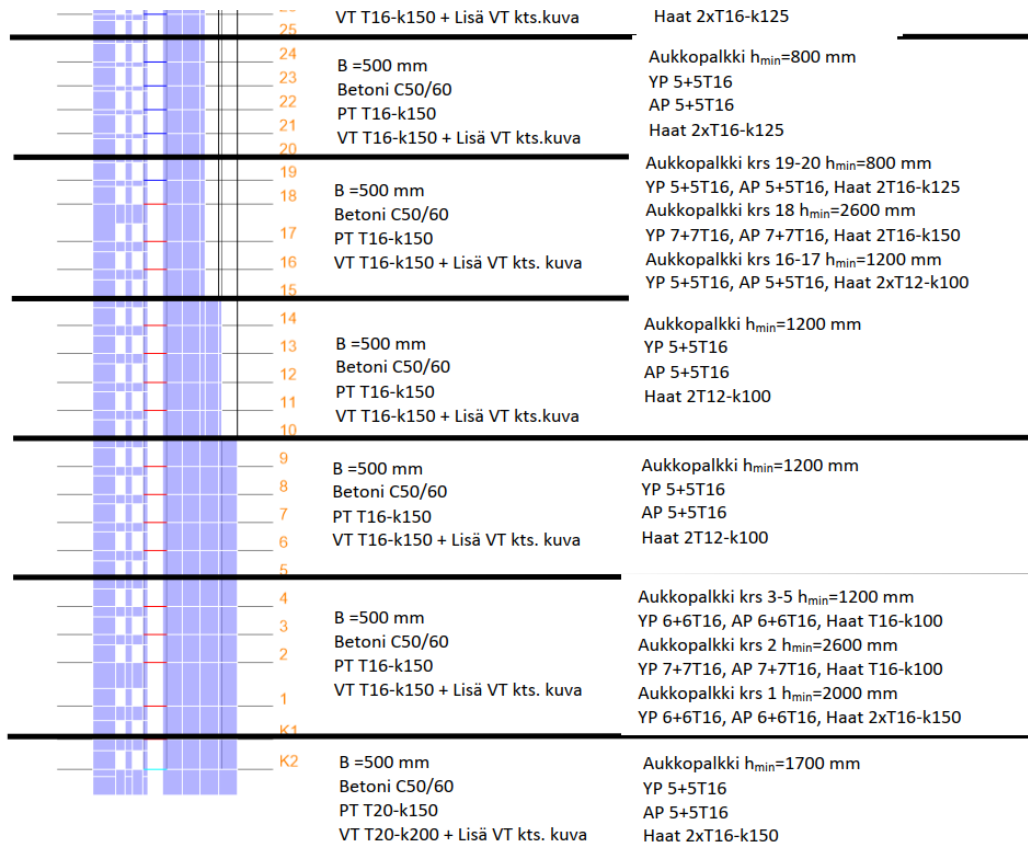
Kuvassa 43 on esitetty ISO 10137:2007 -standardin [16] raja-arvot kiihtyvyydelle sekä asuin- että toimistorakennuksissa. Kaaviossa on esitetty myös tuulitunnelikokeen tehneen yrityksen, RWDI:n, määrittelemiä kiihtyvyyden raja-arvoja sen pohjalta mitä tutkimuksia ja kokemuksia heillä on ollut olemassa olevista rakennuksista. Harmaa käyrä kuvaa tämän kohteen kiihtyvyydestä. Tämän kohteen kiihtyvyyden arvot jäävät alle ISO 10137:2007 -standardin [16] sekä RWDI:n maksimiarvojen, joten tämän kohteen kiihtyvyyden arvot eli mukavuustekijät ovat sallituissa rajoissa.



Kuva 43. Eri rakennustyyppien kiihtyvyyden raja-arvoja.

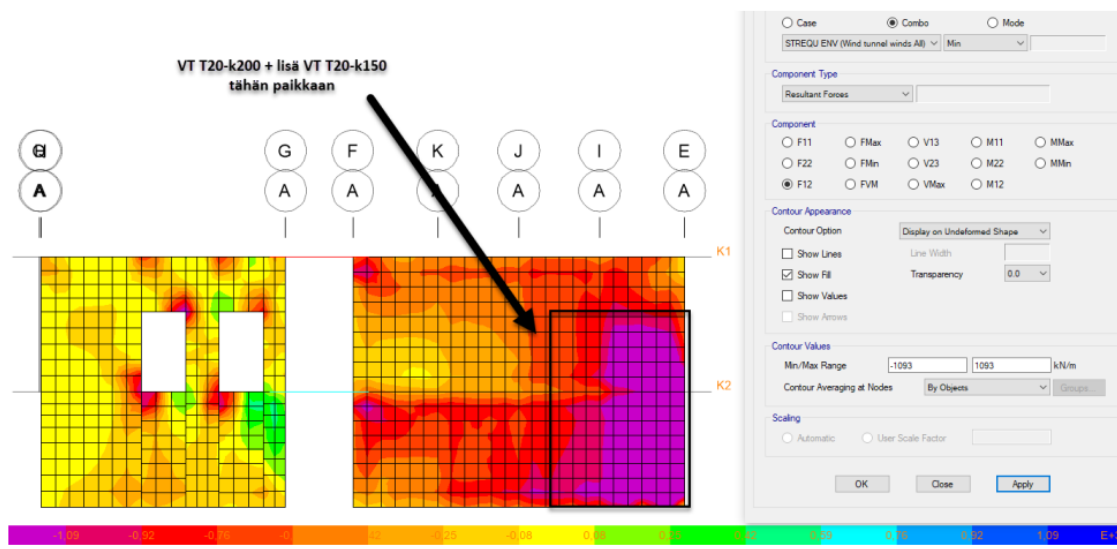
7.3 Tulokset suunnitteluun

Rakennesuunnittelija dokumentoi rakennelaskelmat, joiden pohjalta tehdään raudoitus-suunnitelmat työmaatoteutusta varten. Betoniseinistä tehdään jokaisesta linjasta omat naamakuvat, joihin merkitään seinien perusraudoitukset ja laitetaan viittaus, jos seinään tarvitsee laittaa lisäraudoituksia. Kuvassa 44 on esitetty periaate, miten kuilun seinän perusraudoitukset esitetään.



Kuva 44. Kuilun seinien perusraudoitukset.

Kuvassa 45 on esitetty periaate, miten lisäraudoitukset on laskelmaraportissa esitetty.



Kuva 45. Seinään tulevat lisäraudoitukset.

Betonipilareista tehdään raudoitustaulukot joka kerroksesta ja linjasta. Teräsbetonilaatoista tehdään myös raudoituskaaviot. Rakennelaskelmat ja raudoitussuunnittelun lähtötiedot dokumentoidaan selkeästi, ja näiden dokumenttien pohjalta tehdään suunnitelmat työmaatoteutusta varten.

Eri rakenteiden mitoituksesta on sovittu maksimi käyttöasteet. Seinille, pilareille, coren pohjalaatalle ja paaluille maksimi käyttöasteet on rajattu 80 %:iin. Kohteen teräsbetonilaatosten maksimi käyttöasteet on rajattu 90%:iin.

8 Tulokset ja johtopäätökset

Rakennesuunnittelun ulkopuolisen tarkastajan yli 20-sivuisessa, konseptivaiheen rakennesuunnitelmia ja laskentamallia käsittelevässä tarkastusraportissa ei ollut huomautuksia, ja rakennus täytti hyvin kaikki kohteeseen sovellettavien, tarvittavien standardien ja korkean rakentamisen suunnittelun parhaiden käytäntöjen mukaiset kansainvälisetkin vaatimukset.

Suunnittelussa ei ole edetty vain yhtä polkua pitkin, vaan jokaisessa vaiheessa tuloksia on tarkasteltu kriittisesti muilla menetelmillä tai ohjelmistoilla, ja näin on saatu varmuus siitä, että valitut ratkaisut ovat oikeita.

Eurokoodi tai käytännössä mikään muukaan kansallinen normi ei yksin riitä kattamaan kaikkia korkeiden rakennusten suunnittelussa tarvittavien tietojen tai ohjeiden tarvetta, vaan suunnittelussa on käytettävä laajasti alan ulkomaista kirjallisuutta, julkaisuja, kansainvälisiä verkostoja, asiantuntijoita ja toimijoita. Tästä hyvä esimerkki on tuulen vaikutusten tarkastelu mukavuustekijöineen.

Tämän kohteen työskentelytapoja ja -menetelmiä tullaan käyttämään muissa Sitowise Oy:n korkean rakentamisen hankkeissa.

9 Jatkotarkastelut

Korkean rakentamisen suunnitteluprosessi on tarkkuustasoltaan hyvin etupainotteinen tavanomaiseen rakentamiseen verrattuna. Jo aikaisessa suunnittelun vaiheessa tarvitaan usean eri asiantuntijan panosta. Korkean rakentamisen hankkeissa tarkastelut ovat sellaisia, joita ei Suomessa yleensä ole totuttu tekemään. Lisäksi rakentamisen ajan ja rakennuksen käytön aikana on asioita, joita tulisi tarkastella. Yksi tärkeimmistä on riittävän mittausaineiston kerääminen rungon rakennusvaiheessa ja pidemmältäkin ajanjaksolta. Mitattavia asioita rungon ja pohjarakentamisen kannalta olisivat mm.

- paalujen ja pystyrakenteiden kokoonpuristumat ja siirtymät
- ominaistaajuudet ja kiihtyvyydet
- tuulen nopeuden mittaaminen
- maa- ja kallioparametrien tiedon keruu eri hankkeissa

Mittaustuloksia voidaan käyttää hyväksi suunnitellun rungon käyttäytymisen tarkastelussa ja tällä tavoin voidaan varmistaa rakenteen toiminta.

Edellä mainitut rakennuksen monitorointiin liittyvät tarkastelut olisivat hyviä opinnäytetöiden ja jatkotutkintojen aihealueita.

Lähteet

- 1 EN1998-1 Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1. (2004) General rules, seismic actions and rules for buildings
- 2 SFS-EN 1990 + A1 +AC Eurokoodi. Rakenteiden Suunnitteluperusteet
- 3 SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7. Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat, kansallinen liite 37
- 4 SFS-EN 1997-1 + NA, Eurokoodi 7. Geotekninen suunnittelu
- 5 RIL 201-4-2017, Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa
- 6 Ympäristöministeriön ohje rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista YM1/601/2015
- 7 RIL 254 – 1 - 2016 Paalutusohje PO-2016
- 8 RIL 201 – 1 - 2017, Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, Eurokoodi
- 9 SFS-EN 1991-1-3 + A1 + AC Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-3. Yleiset kuormat. Lumikuormat
- 10 SFS-EN 1991-1-4 + A1 +AC Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat
- 11 Cladding Wind Load Study, RWDI #1803559
- 12 SFS-EN 13670 Betonirakenteiden Toteutusstandardi
- 13 SFS 5975 Betonirakenteiden toteutusstandardin soveltamisstandardi
- 14 Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018, Ohjekortit, Helsinki 14.12.2018
- 15 SFS-EN 1992. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu
- 16 ISO 10137:2007 Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations
- 17 Sarkisian, Mark 2016 . Designing Tall Buildings, Structure as Architecture, second edition: Routledge
- 18 Valjus, Juha 2019. Korkea rakentaminen yleistyy – insinöörit uusien haasteiden edessä. Betoni 3, s. 70 – 77
- 19 Viljakainen, Mikko 2020. Puinen pilvenpiirtäjä. Puu 2/20, s. 57 – 59
- 20 Vara, Jesperi 2019. Suomen korkein puukerrostalo Lighthouse Joensuu. Puu 3/19, s. 13 – 17

- 21 Ympäristöministeriön asetus 848/2017 rakennusten paloturvallisuudesta. <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2017/20170848>. 9.11.2020
- 22 Taranath, Bungale S 2010. Reinforced concrete design of tall buildings, Florida: CRC Press, Taylor & Francis Group
- 23 Liikenneviraston ohje 13/2017. Eurokoodien soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI7. https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2017-13_ncci7_web.pdf. 11.11.2020
- 24 Tamura, Y. 2004, *Wind resistant design of tall buildings in Japan*. NASCC Pacific Structural Steel Conference 24-27 March 2004, Long Beach, Florida. Proceedings. 20s.
- 25 Smith, Bryan Stattford ; Coull, Alex 1991. *Tall Building Structures Analysis and Design*, New York: John Wiley & Sons
- 26 Mendis P, Ngo T, Haritos N, Hira A, Samali B, Cheung J, 2007. *Wind Loading on Tall Buildings*, EJSE Special Issue: Loading on Structures (2007). https://www.researchgate.net/publication/270162977_Wind_loading_on_tall_buildings 1.11.2020.
- 27 Burton Melissa, Kwok K.C.S, Abdelrazaq Ahmad, 2015. *Wind Induced Motion of Tall Buildings: Designing for Occupant Comfort*, CTBUH Research Paper, alkuperäisjulkaisu International Journal of High-Rise Buildings 2015 Number 1 <https://global.ctbuh.org/resources/papers/download/2311-wind-induced-motion-of-tall-buildings-designing-for-occupant-comfort.pdf> 1.11.2020
- 28 Tiira, T. 2019. Selvitys geotermisen energian syväreikäporaamisesta, siihen liittyvistä ympäristökohdista sekä riskienhallinnasta. Helsinki: Institute of Seismology, University of Helsinki
- 29 The Finnish Approach to Seismic Hazard Analysis – Case Loviisa. (P. V. Jorma Sandberg, Tuottaja) Noudettu osoitteesta http://www.kolumbus.fi/pentti.varpa-suo/Sandberg_Paper_Lyon_09.htm#_ftn4 6.11.2020
- 30 Pätiälä, Arttu 2014. Maanjäristys suunnitteluperusteena korkeille rakennuksille Suomessa Diplomityö, Aalto-yliopisto
- 31 Fintel, M.; Ghosh, S. K.; and Lyengar, H. 1986. *Column Shortening in Tall Structures-Prediction and Compensation*. Portland Cement Association, 1986
- 32 Rizk, A.S 2010. *Structural Design of Reinforced Concrete Tall Buildings*. Research Paper CTBUH Journal Issue 1,2010 <https://global.ctbuh.org/resources/papers/download/401-structural-design-of-reinforced-concrete-tall-buildings.pdf> 6.11.2020
- 33 Kinnunen, Jussi 2015. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 49/2015. Ajan vaikutus kitkapaalujen geotekniseen kestävyteen. https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/its_2015-49_ajan_vaikutus_web.pdf 8.11.2020
- 34 Poulos, Harry G, Coffey Geotechnics, Sydney, Australia ; Bunce, Grahame, Hyder Consulting (UK), Guildford, UK. *Foundation design for the Burj Dbai – The World's tallest building*, 2008. <https://scholarsmine.mst.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=3303&context=icchg> 3.11.2020

- 35 Burton Melissa D, Kwok C. S. Abdelrazaq Ahmad K. 2015. *Wind-Induced Motion of Tall Buildings: Designing for Habitability*, Roston, Virginia, USA: ASCE