

Matti Salminen

TERÄSRAKENTEISEN HALLIN RUNGON SUUNNITTELURATKAISUJEN VERTAILU

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Tarkastajat: Assistant Professor Kristo Mela
Professor Mikko Malaska
Lokakuu 2020

TIIVISTELMÄ

Matti Salminen: Teräsrakenteisen hallin rungon suunnitteluratkaisujen vertailu
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikka
Lokakuu 2020

Tutkimuksen aiheena on olemassa olevan teräsrakenteisen hallirakennuksen rungon suunnitteluratkaisujen tarkastelu ja uudelleensuunnittelu. Tutkimuksen tarkoituksena on vähentää olemassa olevan rakennuksen rungon massaa uudelleen suunnittelun avulla, jotta samanlainen hallirakennus voitaisiin rakentaa edullisemmin nykyisen rakennuksen viereen. Tavoitteena on ollut tunnistaa alkuperäisestä rakenteesta ne kohdat, joita olisi mahdollista keventää suunnitteluratkaisuja muuttamalla. Tavoitteena on myös ollut tarkastella rungon pääkannattajan vaihtamista paikasta ristikkoon ja vertailla parasta ristikkotopologiaa ja materiaalia Suomessa tyypillisimmin käytetyistä vaihtoehdoista. Tutkimuksessa on vertailtu K-, KT- sekä N-ristikot käyttäen ristikkomateriaalina luokkien S355 ja S420 rakenneterästä. Vertailu on rajattu runkovaihtoehtojen massoihin.

Alkuperäisestä rungosta on tunnistettu neljä osa-aluetta, joista on eritelty poikkeavuudet suomalaisesta suunnittelutavasta. Rakennuksen pääkehä, perustusliitokset, katto-orret sekä jäykistysjärjestelmä on mitoitettu uudelleen käyttäen Suomessa tyypillisempiä rakenneratkaisuja. Rakenteiden mitoitus on tehty Eurokoodien mukaisesti käyttäen Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 -rakenneanalyysiohjelmaa, jolla vertailtavista runkorakenteista on laadittu 3D-rakennemallit. Runkorakenteiden rakenneosien käyttöasteet on pyritty maksimoimaan käyttämällä mahdollisimman kevyitä teräsprofiileja.

Mitoitetuista vertailurakenteista on laadittu tietomallit Tekla Structures 2018i-ohjelmalla, ja tietomalleista saatuja runkojen massoja on vertailtu alkuperäiseen runkoon. Runkorakenteen muutoksilla saatiin tulokseksi jopa 23 % kevyempi rakenne alkuperäiseen verrattuna. Pääkehän rakenteiden muutoksilla oli eniten vaikutusta rakennuksen kokonaismassaan. Tutkittavassa tapauksessa kevyin runko saavutettiin käyttämällä pääkannattajana N-ristikkoa, jonka teräslaatuna oli S420.

Avainsanat: rakennesuunnittelu, teräsrakenteet, hallirakennus, vertailu.

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Matti Salminen: Comparison of design decisions of an industrial building's steel frame
Master's thesis
Tampere University
Civil engineering
October 2020

The subject of this study is to review design decisions of an already built steel frame warehouse building and to redesign it. The purpose behind the study is to reduce the total mass of the frame of the building by redesigning it so that similar structure could be built more economically next to the current building. The aim of the study has been the recognition of possible design flaws in structures that could be altered to be more lightweight. Another goal of the study has been to research the effects on the structure's weight by swapping the frame's roof girder structure from an I-beam to a truss. The optimal truss topology and material has been compared between the most typical truss topologies and materials used in Finland. The compared truss topologies have been K-, KT- and N-trusses and the materials used in said comparisons have been S355 and S420 class structural steel. The comparison is limited to the mass of the structures.

Four structure segments have been identified from the current structure and their deviations from typical structures used in Finland have been analyzed. The main portal frame, foundation connections, roof purlins and the stiffening system of the building have been redesigned using more typical structures in Finland. The design has been conducted according to the Eurocodes using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 FEM analysis software. 3D FEM models have been created from the structures to be compared. The use ratios of all the structures have been maximized to achieve the most lightweight structure using as light steel profiles as possible.

The redesigned structures have been modeled using Tekla Structures 2018i BIM software. The masses of the structures have been obtained from the Tekla model and the different structures' weights are compared to the current frame's weight. Changing the frame's structure resulted in 23 % decrease in the frame's total mass compared to the original frame. The changes in the main frame's structures had the largest effect on the structure's total weight. The lightest frame structure was achieved using N-truss with S420 class steel.

Keywords: structural design, steel structures, warehouse building, comparison.

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty WSP Finland Oy:n toimeksiannosta Hetzner Finland Oy:lle. Projekti oli erittäin mielenkiintoinen ja opettavainen kaikin puolin. Vaikka työtehtävissäni olen päätenyt hieman eri teille kuin työtä aloittaessa, ovat teräsrakenteet silti diplomityön myötä pysyneet lähellä sydäntäni. Työtä tehdessä on ollut monenlaisia vastoinkäymisiä sekä haasteita, mutta niistä on päästy lopulta joko yli tai ohi, joka tapauksessa jättäen ne taakse.

Kiitokset työn aiheen tarjoamisesta kuuluu Hetzner Finland Oy:n Ilari Seitsooselle sekä WSP Finland Oy:n Merja Walkeajärvelle. Merjalle vielä erityiskiitos tuesta ja neuvoista työn suorittamisessa. Kiitos kuuluu myös Assistant Professor Kristo Melalle Tampereen yliopistolta työn ohjaamisesta ja avusta.

Diplomityön merkitessä myös valmistumista ja opiskeluelämän lopullista taakse jäämistä tahdon myös kiittää kaikkia opiskelukavereitani, joiden kanssa on tullut vietettyä unohtumattomia hetkiä, ja mitä luultavimmin tullaan viettämään vastaisuudessakin. Kaikista suurin kiitos kuuluu kuitenkin Assille, joka jaksoi koko tämän pitkällisen prosessin läpi auttaa pitämään murheet poissa mielestä ja antoi tukea aina, kun tukea tarvittiin.

Tampereella, 26.10.2020

Matti Salminen

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO	1
1.1 Tavoitteet.....	1
1.2 Rajaus	2
1.3 Menetelmät.....	3
2. TUTKIMUKSEN TAUSTA	4
2.1 Teräsrakenteiden kustannukset.....	5
2.2 Pääkehä	6
2.3 Perustukset	7
2.4 Katto-orret	8
2.5 Jäykistysjärjestelmä.....	9
2.6 Rakennerratkaisujen poikkeavuudet Suomessa tyypillisistä ratkaisuista	11
3. HALLIN UUDELLEEN MITOITUS	18
3.1 Kuormitukset	19
3.2 Rakennemalli.....	32
3.3 Kattoristikot.....	37
3.4 Pilarit	39
3.5 Jäykistys.....	41
3.6 Katto-orret	43
3.7 Ristikon uumasauvojen liitokset.....	45
3.8 Perustusliitos	46
4. TULOSTEN VERTAILU.....	49
4.1 Vertailumallien yhteiset rakenteet	49
4.2 K-ristikko, S355	50
4.3 K-ristikko, S420	51
4.4 KT-ristikko, S355	52
4.5 KT-ristikko, S420	53
4.6 N-ristikko, S355	54
4.7 N-ristikko, S420	55
4.8 Rakenteiden vertailu	55
5. YHTEENVETO.....	58
LÄHTEET	60
LIITE A: KUORMATAPAUKSET JA KUORMITUSYHDISTELYT	61

1. JOHDANTO

Rakentamisessa, kuten muussakin kaupallisessa toiminnassa, kustannustehokkuus on lähes aina yksi suurimmista prioriteeteista. Rakentaminen on moniosainen prosessi, jossa syntyy erilaisia kustannuksia eri vaiheissa. Kullakin vaiheella on omanlaisensa merkitys rakennuksen kokonaiskustannuksiin, mutta tietyissä rakennushankkeen vaiheissa valinnoilla on suurempi vaikutus lopputulokseen kuin toisissa. Suunnittelun merkitys kustannuksiin vaihtelee eri tyyppisissä rakennuksissa. Teräsrakenteissa suunnitteluvaiheessa tehtävät ratkaisut muodostavat jopa 88 % rakennuksen lopullisista kokonaiskustannuksista (Evers & Maatje 2000).

Teräsrakenteiden massaa on yleisesti käytetty teräsrunkojen kokonaishinnan arvioinnissa rakennusprojektien alkuvaiheissa, ja se on osoittautunut käytännölliseksi työkaluksi yksinkertaisissa ja tyyppillisissä teräsrungoissa, joissa käytetään ennalta tuttuja rakenteita ja hyödynnetään paljon toistoa (Heinisuo & Jalkanen 2009). Massa on käsitteenä helppo ymmärtää, ja se on valmiista suunnitelmista helposti määritettävissä. Massan avulla teräsrunkojen kustannuseroja on myös yksinkertaista havainnollistaa; mitä enemmän terästä runkoon kuluu, sitä enemmän syntyy materiaalikustannuksia. Teräs on materiaalina kallista, minkä takia sen kokonaismassan minimointi tulee kysymykseen kustannuksia minimoidessa.

Teräsrakenteisten runkojärjestelmien suunnittelussa on maakohtaisia eroja ja tottumuksia. Tämä voi johtua muun muassa erilaisista paikallisista rakennustuotetoimittajista sekä näiden hinnoista. Se, mikä Suomessa on kallista toteuttaa, voi olla esimerkiksi Keski-Euroopassa edullisin vaihtoehto. Tämän vuoksi ulkomailla tehdyillä suunnitelmissa ei välttämättä saada kustannustehokkaita lopputuloksia Suomessa rakennettaessa.

1.1 Tavoitteet

Tämän diplomityön tarkoituksena on suunnitella uudelleen Saksassa suunniteltu teräsrakenteinen halli vastaamaan enemmän pohjoismaista rakennustapaa. Diplomityön toimeksiantajan ja alkuperäisen hallirakennuksen toteuttajatahon kanssa käytyjen keskustelujen perusteella on syytä olettaa, että nykyisessä teräsrungossa on osa-alueita, joissa olisi mahdollista vähentää rakentamisen kustannuksia.

Toimeksiantajan mukaan saksalainen suunnittelutapa ei ole yhtä kustannustehokas verrattuna pohjoismaissa yleisesti käytössä olevaan suunnittelutapaan. Muun muassa materiaaleissa ja teräsprofiileissa on käytetty sellaisia ratkaisuja, mihin ei olla Suomessa totuttu, mikä vaikuttaa suoraan kustannuksiin muun muassa mahdollisen heikomman saatavuuden kautta. Lisäksi esimerkiksi liitoksissa on käytetty suomalaisittain epäedullisia ratkaisuja, jotka johtavat monimutkaisiin hitsauksiin ja leikkauksiin.

Tässä työssä on tavoitteena tunnistaa rakennuksesta osa-alueet, joissa voisi olla parannettavaa. Tunnistetut parannuskohteet on tarkoitus muuttaa vastaamaan enemmän vastaavissa rakennuskohteissa käytettyjä tyypillisiä suomalaisia rakenneratkaisuja. Tavoitteena on lisäksi optimoida rakenteita kasvattamalla käyttöasteita ja tarkastella näin säävutettuja etuja rakenneosien massan muutoksien myötä. Ensisijaisesti tarkoituksena on vähentää kustannuksia mahdollisimman paljon minimoimalla rakenteiden massaa samalla minimoiden materiaalikustannuksia.

Tavoitteena on muokata rakennuksen pääkehän pääkannattajasta yleismallinen teräsputkiristikko ja kehittää erilaisia ristikkotopologioita vertailtavaksi. Tarkoituksena on löytää tähän kohteeseen sopivin ristikkotopologia ja verrata sitä nykyiseen rakenteeseen, samalla selvittäen mikä olisi soveltuvin kattokannatusrakenne. Lisäksi tavoitteena on selvittää ristikkorakenteen optimaalinen teräsmateriaali vertaamalla putkiprofiileissa yleisesti käytettäviä teräslaatuja.

1.2 Rajaus

Tässä diplomityössä keskitytään rakennuksen kantavasta rungosta tunnistettujen parannuskohteiden uudelleensuunnitteluun ja näiden massan minimointiin. Rakennuksesta on tunnistettu neljä osiota, joiden uudelleen suunnitteluun diplomityö on rajattu. Nämä osiot ovat rakennuksen pääkehä, perustusliitokset, katto-orret sekä jäykistysjärjestelmä. Osioista kerrotaan lisää luvussa 2.

Rakenneosien optimointi rajataan työn laajuuden vuoksi pelkästään koskemaan rakenteiden massaa. Optimoinnissa ei näin ollen oteta huomioon erikseen muun muassa osien hitsauksia tai polttoleikkauksia. Mikäli diplomityössä keskityttäisiin yksinomaan yhden pääkehän optimointiin, tulisi kokonaisvaltainen kustannusoptimointi ohjelmoituine kustannusalgoritmeineen kysymykseen. Optimoinnilla ei tässä työssä tarkoiteta matemaattista optimointia, vaan yksinkertaisesti parhaan vaihtoehdon etsimistä. Tässä työssä ei näin ollen muodosteta erillisiä optimointialgoritmeja, vaan parasta vaihtoehtoa etsitään vertailemalla valittuja vaihtoehtoja.

Työssä tutkitaan vain rakennuksen kantavaa runkoa, joten sekundääriset rakenneosat, kuten ikkuna- ja ovirungot jätetään ennalleen sellaisiksi, kuin ne nykyisessä rakennuksessa ovat. Rajauksen ulkopuolelle jää myös kaksiosaisen hallirakennuksen välitilan itsenäisesti kantava runko, joka ei vaikuta päärungon ominaisuuksiin. Myös rakennuksen päädyssä sijaitsevan toimisto-osan itsenäinen kantava runko on jätetty pois suunnittelusta, sillä siinä ei katsottu olevan tarvetta muuttaa nykyistä rakennetta. Lisäksi rakennuksen päissä olevien katosten rakenteet sekä korkeammalla sivulla harjalla sijaitseva lauhdutinrunko jätetään ennalleen ja huomioidaan suunnittelussa vain ylimääräisinä kuormina. Diplomityössä keskitytään myös pelkästään rakenteelliseen toimintaan normaalitilanteissa murtorajatilassa sekä käyttörajatilassa, eli rakenteellinen palomitoitus on jätetty työn rajauksen ulkopuolelle.

1.3 Menetelmät

Tässä työssä on tarkoitus suunnitella uudelleen jo olemassa oleva hallirakennus, jota on tarkoitus monistaa eri kohteisiin. Halli suunnitellaan hyödyntäen lähtötietoina nykyisen rakennuksen mittatietoja sekä kuormituslaskelmia. Alkuperäinen rakennus on suunniteltu käyttäen Eurokoodeja, joten nykyistä ja uutta rakennetta on luotettavaa vertailla toisiinsa.

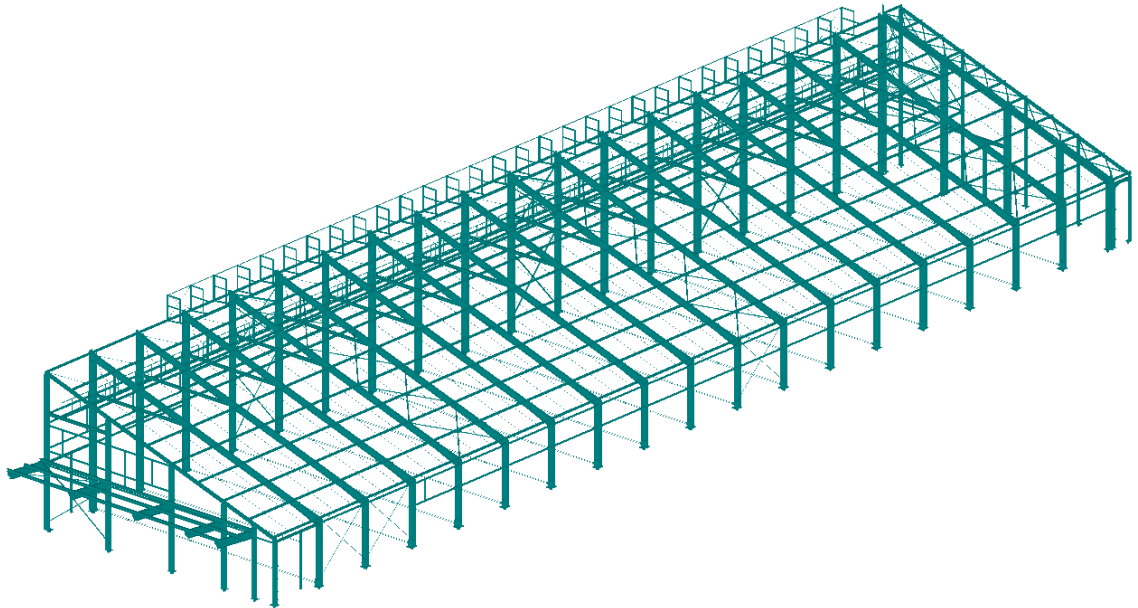
Hallin pääkannattajista luodaan alkuarvioiden mukaan kolme erilaista putkiristikkotopologiaa, joiden ympärille jokaisesta luodaan koko rakennuksen 3D-rakennemalli Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 -rakenneanalyysiohjelmalla. Rakennemalleissa tarkastellaan kaikkia osa-alueita, joita olisi tarkoitus parannella, pitäen silmällä jatkuvasti rakennuksen kokonaiskestävyyttä sekä -stabiiliteettia. Koska tässä työssä keskitytään lähinnä rakennuksen massan minimointiin, tarkoituksena on kasvattaa rakenneosien käyttöasteita mahdollisimman paljon, kuitenkin samalla pyrkimään mahdollisuuksien mukaan toistoon rakenteissa konepajavaiheen helpottamiseksi.

Rakenneanalyysistä saatavat lopulliset rakenteet sekä alkuperäinen rakenne mallinnetaan Tekla Structures 2018i -tietomallinnusohjelmalla. Mallinnettujen hallirunkojen kokonaisuusmassoja vertaillaan Teklasta saatavia materiaalilistoja hyödyntäen. Lisäksi arvioidaan kriittisesti ratkaisujen soveltuvuutta kohteeseen, sekä uudelleen suunnittelun onnistumista.

2. TUTKIMUKSEN TAUSTA

Tämän diplomityön tutkimuskohteena on teräsrunkoinen hallirakennus, jota on rakennettu useaan eri kohteeseen eri maihin likipitäen samoilla suunnitelmilla. Hallin alkuperäiset rakennesuunnitelmat on teetetty Saksassa, minkä vuoksi diplomityön tilaajalla oli herännyt epäilyksiä siitä, voisiko rakenteista saada kevyempiä käyttämällä Suomessa yleisemmin käytettäviä rakenteita. Kohteessa käytettyjen suomalaisittain erikoisten rakenneratkaisujen muuttamisen tyypillisemmiksi arveltiin aiheuttavan kustannussäästöjä.

Halli koostuu kahdesta teräksisestä päärungosta, jotka ovat toistensa peilikuvia. Päärunkojen välissä on pieni välitila, jonka tarkoitus on toimia sekä palokatkona että muodonmuutoksia hillitsevänä liikuntasaumana. Välitilalla on oma itsenäinen runkonsa, joka ei ole rakenteellisessa mielessä liitetty päärunkoihin. Kokonaisuudessaan hallin pituus on noin 182 m ja leveys noin 25 m. Hallin katto on melko jyrkkä pulpettikatto, harjalta korkeus maanpinnasta on noin 12 m ja räystäältä noin 5 m. Katon kulma on noin 18 astetta. Rakennuksen runko on esitetty kuvassa 1.



Kuva 1. Tarkasteltavan rakennuksen puolikkaan alkuperäinen runko, havainnekuva

Rakennuksen runko on suurimmilta osin S355-lujuusluokan terästä, mutta joissain osissa on käytetty vähemmän lujaa S235-terästä. Hallin vaipparakenteet, sekä katon että seinän osalta, ovat pääasiallisesti pelti-villa-pelti-elementtejä. Seinien sokkelielementit ja alimmat seinäelementit ovat betonisandwich-elementtejä. Välitilan seinät halliin päin ovat raudoitettuja kevytbetonielementtejä.

Hallin sisätila on yhdessä kerroksessa yhtä suurta avointa tilaa lukuun ottamatta päädyssä olevaa toimistotilaa, joka on kahdessa kerroksessa. Rakennuksen alapohja on ontelolaattarakenteinen ja se on toteutettu tuulettavana. Rakennuksen anturalinjat kulkevat ulkoseinillä sekä hallin keskellä pituussuunnassa. Hallin korkeammalla seinällä on kapea teräsritilätaso koko rakennuksen pituudella.

2.1 Teräsrakenteiden kustannukset

Rakentamisessa syntyy kustannuksia eri tavoin eri vaiheissa prosessia. Sekä suunnitellulla, että toteutuksella on omat merkityksensä rakentamisen lopulliselle hinnalle. Teräsrakenteissa eritoten suunnittelun kustannusvaikutukset korostuvat, Eversin ja Maatjen mukaan (2000) jopa 88 prosenttia teräsrakenteen kokonaiskustannuksesta syntyy suunnittelussa tehdyistä ratkaisuksista. Tästä syystä suunnittelijalla on todella suuri vastuu koko rakennuksen lopullisista kustannuksista, ja toteutusvaiheessa on melko vaikeaa enää karsia hintaa suunnitelmia muuttamatta. Suunnittelun suuri merkitys selittyy osittain teräksen yleisesti korkealla esivalmistusasteella. Konepajasuunnittelussa laadittavilla suunnitelmissa kootaan konepajoilla täysin valmiita teräselementtejä, jotka vain asennetaan paikoilleen työmaalla. (Stålbyggnadsinstitutet 2008)

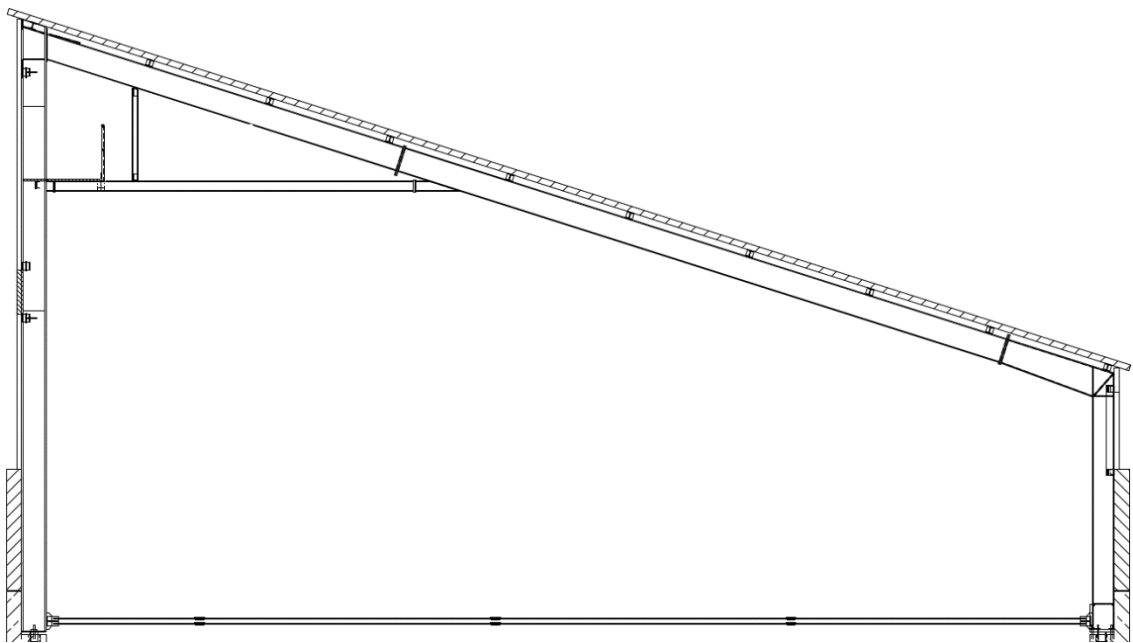
Teräksen, kuten muidenkin rakennusmateriaalien, kustannustehokkuus pohjautuu pitkälti materiaalin kestävyden korkeaan hyödyntämistäasteeseen. Korkeiden käyttöasteiden tavoittelu johtaa materiaalihukan minimointiin, mikä auttaa kustannusten vähentämisessä. Teräksen lujuus suhteessa sen massaansa on erittäin korkea, minkä vuoksi teräksestä voidaan rakentaa huomattavasti kevyempiä rakenteita kuin esimerkiksi betonista. Tämän lisäksi teräksen korkea homogeenisuusaste sekä mittatarkkuus mahdollistavat korkeamman varmuuden mitoituskestävyyksiä määritettäessä, mikä osaltaan edesauttaa saavuttamaan erittäin korkeita käyttöasteita teräsrakenteille.

Teräs on kallis rakennusmateriaali, minkä vuoksi tavallisesti teräsrakenteille on eduksi mahdollisimman kevyt rakenne (Väisänen 2007). Tämän seurauksena perinteisesti teräsrakenteiden kustannuksissa kiinnitetään huomiota juurikin teräsrakenteiden kokonaismassoihin. Tällainen massoihin perustuva kustannusarvio pitää parhaiten paikkansa sellaisissa tapauksissa, joissa toistoa on paljon ja rakenneratkaisut ovat entuudestaan tuttuja (Heinisuo & Jalkanen 2009). Tästä syystä yksinkertaisissa teräsrungoissa on hyvä pitää mielessä toisto, eli samankaltaisten rakenteiden käyttö samankaltaisissa rakennosissa. Eversin ja Maatjen mukaan (2000) teräsrakenteissa kustannukset jakautuvat tyypillisesti siten, että materiaalin osuus on 38 %, suunnittelun 13 %, tuotannon 27 %, pintakäsittelyn 10 % sekä asennuksen 12 %. Tästä nähdään, että materiaalin määrällä on suurin yksittäinen vaikutus kustannuksiin. Kuitenkin on pidettävä mielessä se,

että konepajavaihe, eli edellä mainitut tuotanto sekä pintakäsittely, muodostavat likipitään yhtä suuren osuuden kokonaiskustannuksista. Teräsrakenteiden kokonaismassoja on kuitenkin huomattavasti yksinkertaisempaa laskea ja vertailla kuin jokaisen rakennedetaljin vaikutusta konepajakustannuksiin, minkä vuoksi yleisesti edelleen nojaututaan massojen vertailuun suuntaa antavissa kustannuslaskelmissa.

2.2 Pääkehä

Tutkittavan rakennuksen päärunko koostuu 18 samanlaisesta pääkehästä, jotka ovat jaoteltu 5 m moduulijaolla. Pääkehä koostuu kahdesta pilarista, kattopalkista, huoltotason kannattimista sekä pilarien alapäästä yhdistävistä vetotangoista. Pääkehän kaikki rakeneosat lukuun ottamatta pilarien vetotankoja ovat teräslaatua S355. Lyhyemmän pilarin korkeus on noin 5 m ja sen profiili on HEA 450. Korkeampi pilari on noin 12 m korkea ja sen profiili on HEA 500. Korkeampaa pilaria on vahvistettu koteloimalla se molemmin puolin 20 mm paksuilla levyillä 4 m matkalla huoltotason palkin kohdalla. Pääkehä on esitetty kuvassa 2.



Kuva 2. Pääkehän rakenne

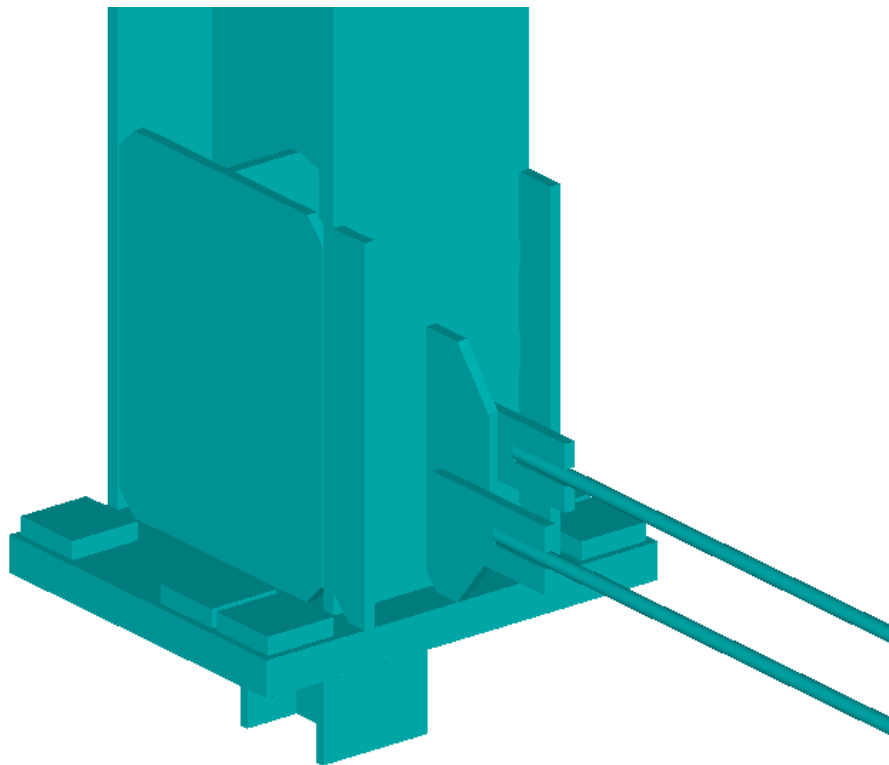
Kattopalkin kokonaispituus on noin 23 m ja palkin profiili on IPE 500. Palkin molemmat liitokset pilareihin ovat mallinnettu jäykiksi. Palkin ja pilarin jäykän liitoksen varmistukseksi palkkia on vahvistettu alapäästään leventämällä ja paksuntamalla laippoja sekä korottamalla ja paksuntamalla uumaa. Huoltotason vaakakannatin on pituudeltaan 7,5 m ja profiililtaan HEB 200. Palkki on tuettu toisesta päästä kattopalkkiin ja toisesta päästä korkeampaan pilariin. Huoltotason kannatuspalkki toimii myös kehää jäykistävänä sau-

vana välittäen pääpalkilta tulevia kuormia puristuksena korkeammalle pilarille. Huoltotason rakenteet muodostavat jäykistävän ristikkorakenteen korkeamman pilarin ja pääpalkin välille ja oletettavasti samalla vähentävät pääpalkin taipumaa. Molemmat liitokset ovat mallinnettu niveliksi. Huoltotason pystykannatus on tehty noin 2,5 m pitkällä HEA 120-profiililla. Kannatus on liitetty nivelenä pääpalkkiin ja huoltotason palkkiin.

2.3 Perustukset

Rakennuksen alapohja on tavanomainen tuulettuva ontelolaatta-alapohja. Ontelolaatat tuetaan sokkelipalkeille, jotka tukeutuvat pilarianturoiden päälle. Myös rakennuksen pilarit perustetaan peruspilarein pilarianturoiden päälle. Lyhyempien pilarien perustusliitokset on mallinnettu jäykkinä ja pidempien nivelinä.

Molemmissa pilareissa on käytetty perustusliitoksessa pohjalevyä ja pilarianturaan valettuja peruspultteja, pidemmän pilarin liitoksessa kahta pulttia keskeisesti pilarin uuman molemmin puolin ja lyhyemmän liitoksessa kuutta pulttia siten, että rakennuksen sisäpuolisella reunalla olevan laipan puolella on neljä pulttia ja ulkopuolisen laipan puolella kaksi. Kaikissa pilareissa on myös käytetty leikkauspaloja, jolloin leikkausvoimia ei tarvitse siirtää perustuksille peruspulttien kautta. Perustusliitos on havainnollistettu kuvassa 3.



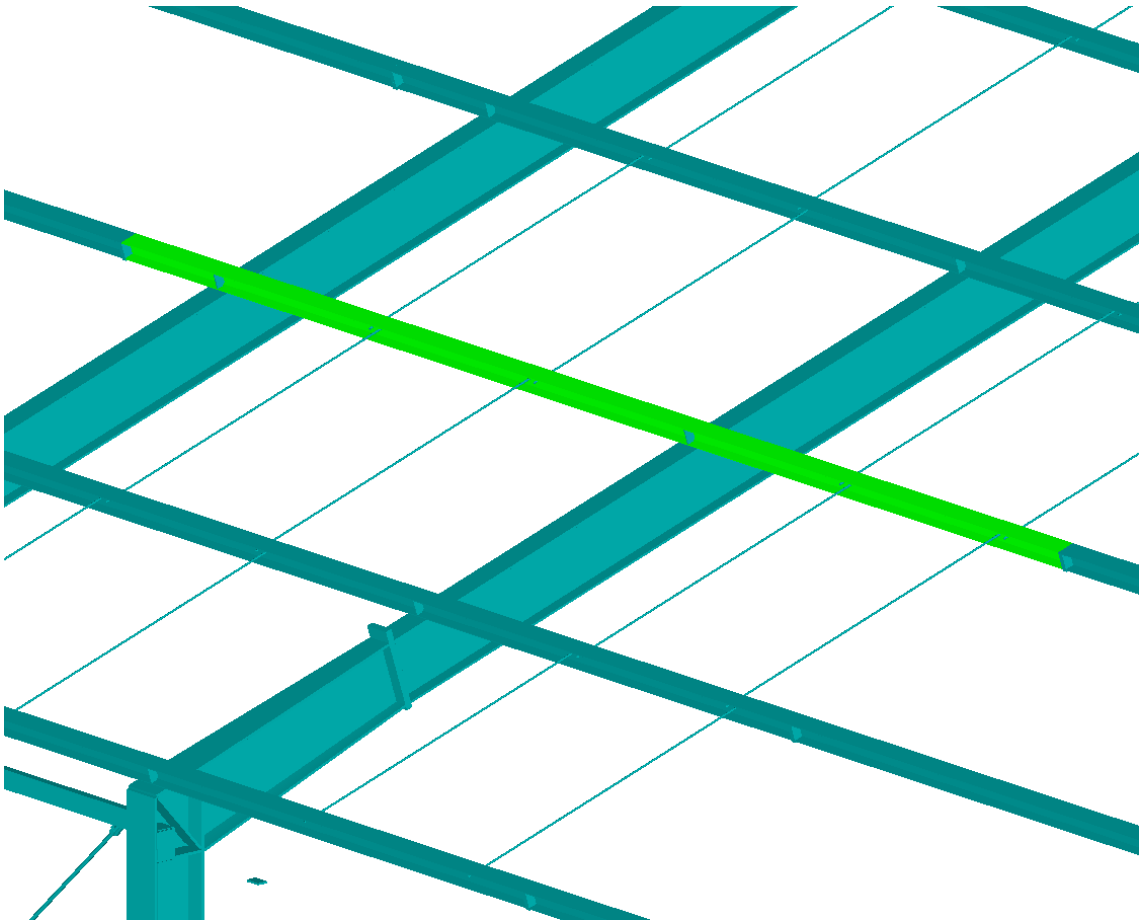
Kuva 3. Perustusliitos, havainnekuva

Perustusliitoksissa on myös käytetty vetotankoliitosta, joka yhdistää pääkehän pilarien alapääät toisiinsa. Kussakin pääkehässä on kaksi 20 mm pyöröterästankoa teräslaadultaan S235JR. Vetotangot kulkevat ontelolaattojen saumakohtissa laattojen välissä. Tangot on kiinnitetty pilareihin tangon päissä olevien levyjen sekä pilarin laippaan hitsatun levyn päällekkäisliitoksina.

2.4 Katto-orret

Rakennuksen vesikatto on koottu massiivisista sandwich-kattoelementeistä, jotka kiinnitetään katto-orsina toimiviin HEA 140-palkkeihin, teräsmateriaalinaan S355. Orsien kiinnitys kattopalkkeihin on toteutettu ruuviliitoksin orren alalaipan ja pääpalkin ylälaiipan välillä. Katon orsiväli on suhteellisen pitkä, noin 2,5 m, mikä selittyy kohtalaisen järeällä orsiprofiililla.

Orret on mallinnettu jatkuvina moniaukkoisina palkkeina, joten niiden väliset liitokset on sijoitettu taivutusmomenttien nollakohtiin hieman sivuun tuelta. Tällä tavoin on välttytty välittämästä taivutusmomenttia liitoksilla. Liitokset on toteutettu päätylevyjatkoksina ruuvi kiinnityksin. Yhden katto-orren pituus on noin 10 m. Orsijärjestelmä on esitetty kuvassa 4.



Kuva 4. Alkuperäisen rakenteen katto-orsijärjestelmä

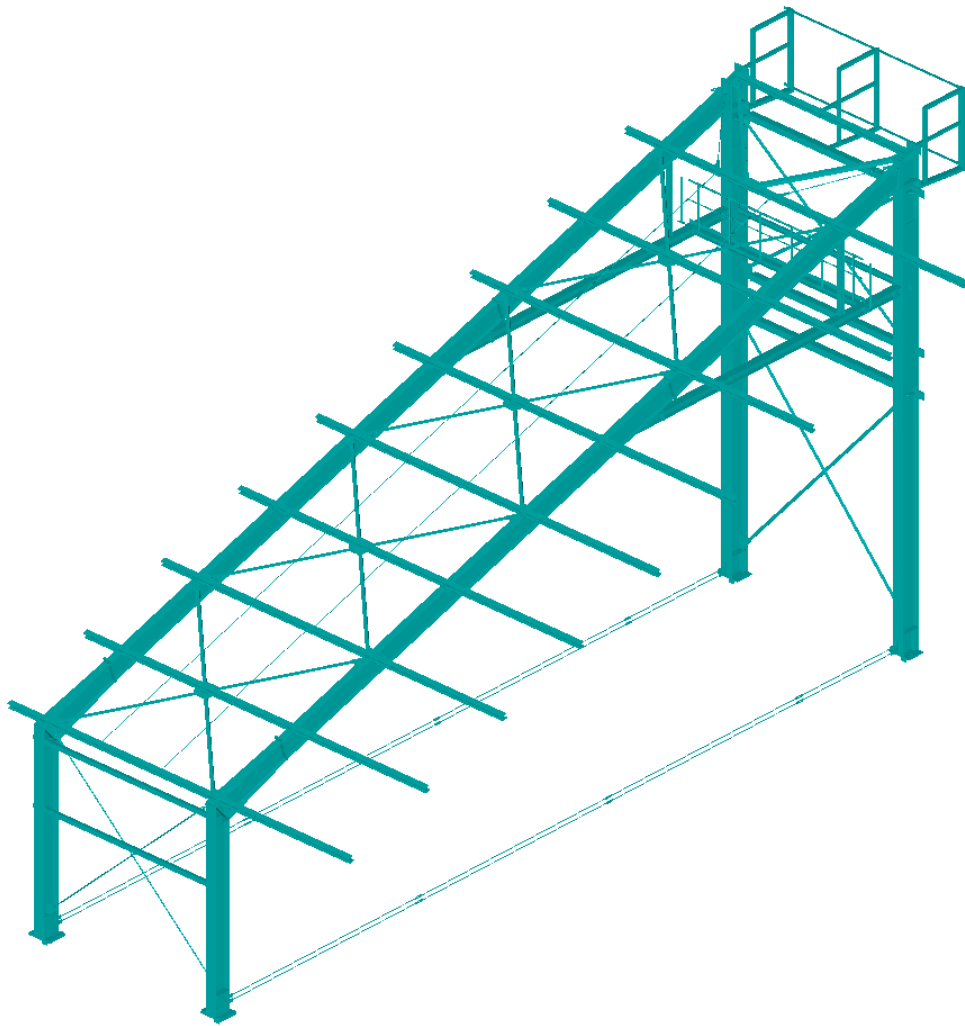
2.5 Jäykistysjärjestelmä

Nykyisen rakennuksen jäykistys voidaan jakaa kolmeen osaan: seinäjäykistys, kehäjäykistys sekä kattojäykistys. Kukaan osa jäykistää rakennusta eri suunnista säilyttääkseen rakennuksen kokonaisstabiiliteetin. Katto- ja seinäjäykistyksellä rakenteiden vaakakuormat siirretään perustuksiin. Pilarien perustusliitokset välittävät kehän vaakasuunnan kuormat perustuksiin.

Rakennuksen pääkehä on jäykistetty pääpalkin ja pilarien välisillä jäykillä liitoksilla, perustusliitosten välisillä vetotangoilla sekä huoltotason palkin avulla. Jäykät liitokset palkin ja pilarien välillä sekä huoltotason palkin, pilarin ja pääpalkin muodostama kolmio estävät kehän yläpään siirtymiä ja kiertymiä pääkehän tasossa. Perustusten välinen vetotankojärjestelmä taas estää pilarien alapäiden leviämistä erilleen toisistaan pilarien taipumasta aiheutuvista siirtymistä. Tällä tavoin jokainen kehä jäykistää rakennusta sen poikittais-suunnassa.

Pituussuuntainen jäykistys on nykyisessä rakennuksessa toteutettu kehien välisillä vinositeillä. Matalammalla seinällä jäykistävinä vinositeinä on käytetty ristikkäisiä pyöröteräsvetotankoja, jotka on kiinnitetty pilarien ylä- ja alapäihin ruuviliitoksien. Vetotankojen halkaisija on 30 mm ja teräslaatu S235. Korkeammalla seinällä vinositeinä toimivat kahdet ristiin asennettavat L80*8-profiiliteräkset, jotka on kiinnitetty päistään pilariin hitsattuihin levyihin. Vinositeet on sijoitettu kolmeen kehävälisiin sekä korkeammalla että matalammalla seinällä.

Katon jäykistys on myös toteutettu L-teräksillä kolmessa kehävälissä. Kattositeissä on käytetty kahta profiilia, L80*8 sekä L100*10. Siteet on kiinnitetty ruuveilla päällekkäislevyliitoksien pääpalkkien ylälaippoihin, katto-orsien alalaippoihin sekä pilarien yläpäihin. Lisäksi katto-orret on sidottu toisiinsa ja pääpalkkeihin pyöröteräsvetotangoilla luultavasti sekä orsien kiepahdustuennan, että katon jäykistämisen vuoksi. Orret on sidottu tällä tavalla jokaisessa kehävälissä. Katon sekä seinien jäykistysjärjestelmää on havainnollistettu kuvassa 5.



Kuva 5. Vanhan rakenteen vinosidejärjestelmä

2.6 Rakenneratkaisujen poikkeavuudet Suomessa tyypillisistä ratkaisuista

Rakennesuunnittelun ratkaisuissa on huomattavia maakohtaisia eroavaisuuksia ja tottumuksia. Tästä syystä rakennesuunnittelun hankkiminen ulkomailta voi helposti herättää paljon kysymyksiä toteutuksesta muun muassa konepajoilla sekä työmaalla. Tutkimuksen kohteena olevassa rakennuksessa on käytetty Saksassa tyypillisiä rakenneratkaisuja, joihin ei olla Suomessa totuttu. Tässä kappaleessa nostetaan esille erityispiirteitä rakenteista, jotka poikkeavat suomalaisista suunnitteluratkaisuista, sekä pohditaan olisiko rakenteeseen edullisempää vaihtoehtoa Suomessa yleisistä ratkaisuista.

Nykyisen rakennuksen pääkehän jäykistys ja rakenne ylipäättään poikkeavat Suomessa tyypillisestä rakennustavasta. Yksinkertaisissa yksilaivaisissa hallirakennuksissa käytetään monesti joko mastokehää tai kaksinivelistä kehää, niveletön kehä on yleensä kallis ja monimutkainen toteuttaa (Stålbyggnadsinstitutet 2008). Kuvassa 6 on esitetty erilaisten kehien rakennemallit.

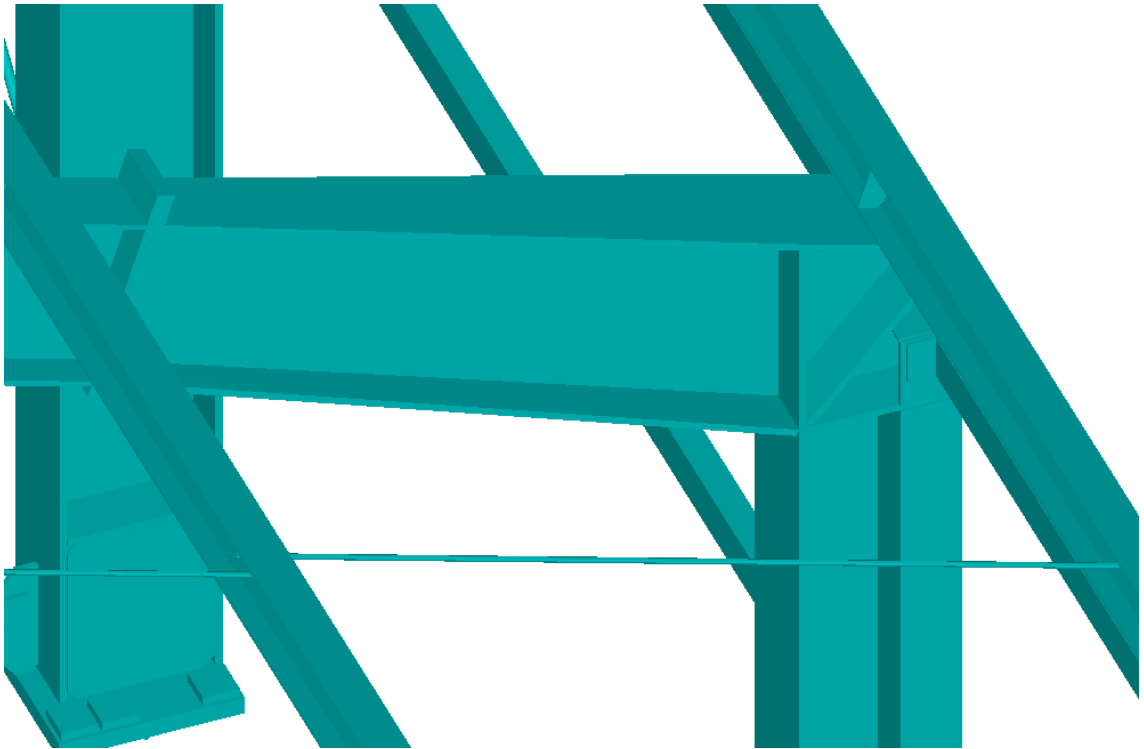


Kuva 6. Erilaiset kehätyypit (Stålbyggnadsinstitutet 2008)

Nykyinen keharakenne on sekoitus kaksinivelistä ja mastokehää, sillä palkin ja pilarien liitokset ovat jäykäksi mallinnettuja, mutta myös toinen perustusliitos on jäykkä. Tyypillisesti kaksinivelistä kehää käytettäessä perustusliitokset ovat kokonaan nivelellisiä, joten voidaan olettaa, että perustusliitoksia on jouduttu nykyisessä rakenteessa jäykistämään siirtymien ja taivutusmomenttien pienentämiseksi.

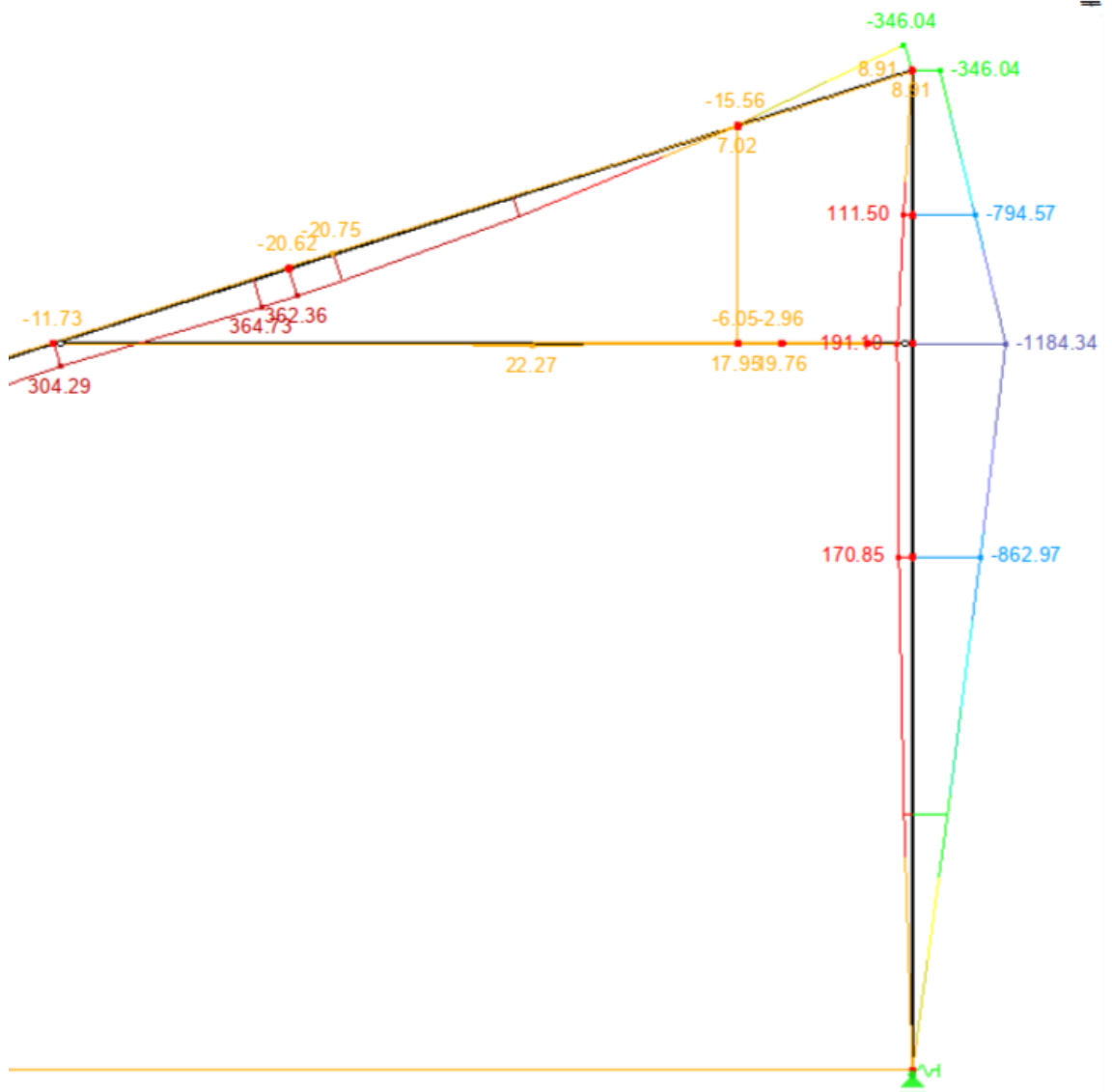
Pääkehän mielenkiintoisuutena voidaan lisäksi mainita katon kannatusratkaisu, joka on nykyisessä rakenteessa toteutettu IPE-profiilisena kattopalkkina. Suomessa käytetään yleisesti katon pääkannattimina putkipalkkiristikoida pidemmillä jänneväleillä, sillä monesti ne ovat taloudellisempia I-palkkeihin verrattuna. Tässä rakennuksessa pääkannattajien jänneväli on noin 23 m, jossa jo tyypillisesti käytettäisiin ristikköä. Pitkillä jänneväleillä I-palkeilla rajoittavaksi tekijäksi tulee monesti palkin taipuma. Nykyisessä rakenteessa jäykkiin pilariliitoksiin ollaan luultavasti päädytty nimenomaan taipuman minimoinnin vuoksi. Rakennuksen käyttötarkoituksella ei ole mitään muita vaatimuksia sisätilan vapaalle korkeudelle pääkannattajien jännevälien keskellä, paitsi se, että katon kannatus ei saisi tulla matalamman pilarin yläreunan alapuolelle, joten silläkään ei voida perustella palkin käyttöä ristikon sijasta. Ristikolle jää kuitenkin varaa korkeudelle yli kaksi metriä. Mikäli vapaalla korkeudella olisi hallin sisällä enemmän merkitystä, toisin sanoen, jos koko pilarien välinen tila kehässä pitäisi saada käyttöön, olisi I-palkin käyttö ollut perusteltua. Putkiristikko on yleisesti rakenteena korkeampi palkkiin verrattuna.

Kehän jäykissä liitoksissa, etenkin pääkehän matalamman pilarin päässä, päädytään yleensä järeisiin ja sitä kautta kalliisiin ratkaisuihin. Pilariliitos on päädytty toteuttamaan siten, että pilarikokoonpanon päähän on hitsattu pääpalkista vahvistettu hitsattu profiili, joka on alkuperäistä IPE 500 -profiilia korkeampi ja leveämpi. Lisäksi pilariin hitsatun profiilin laipat ja uuma ovat paksumpia kuin valssatussa profiilissa. Varsinaisen palkin liitos on hitsatun profiilin ja valssatun kattopalkin päätylevyliitos kattopalkin momentin nollakohdassa. Tämänkaltainen jäykkä nurkka, joka vielä hitsataan konepajalla pilarikokoonpanoon vaikeuttaa tarpeettomasti matalan pilarin kokoonpanoa, lisäten hitsausta, mittaamista, leikkauksia sekä riskiä mittavirheisiin. Lisäksi liitoksen monimutkaisuus voi aiheuttaa ongelmia työmaalla, koska hitsattu nurkkaliitos ei jätä varaa mittapoikkeamille. Kyseinen liitos on esitetty havainnollistavassa kuvassa 7.

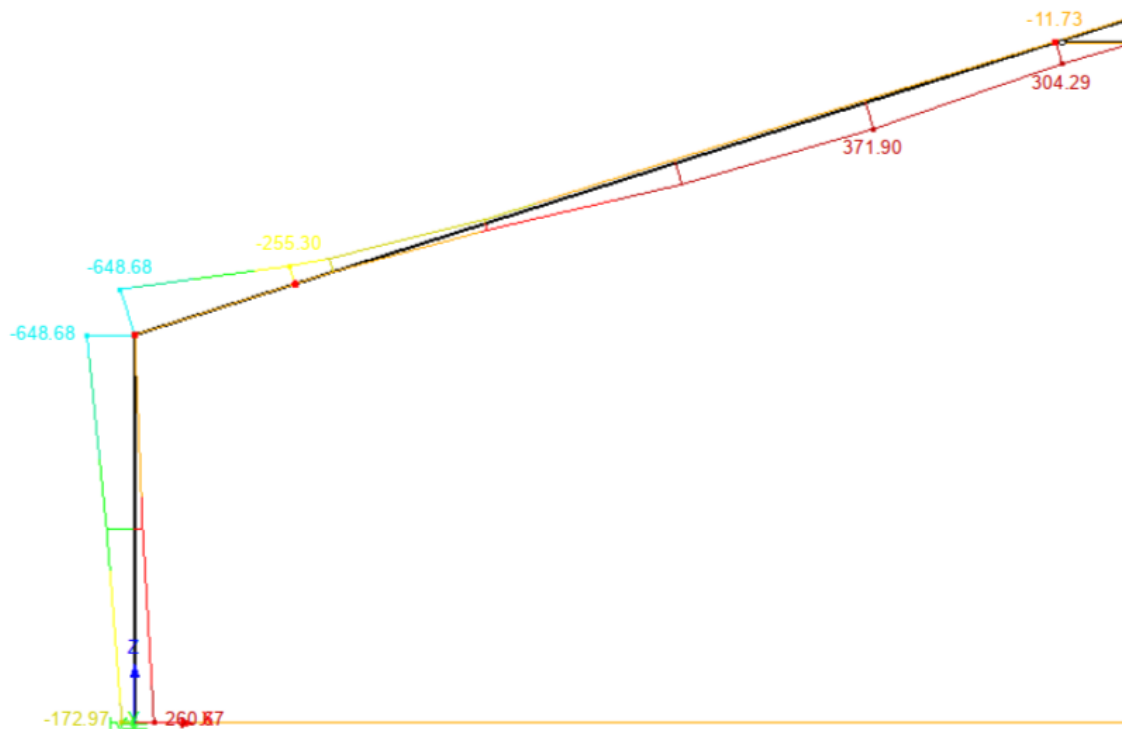


Kuva 7. Pääkehän jäykkä nurkka, 3D-havainnekuva

Myös korkeamman pilarin päässä ollaan päädytty melko erikoiseen ratkaisuun, joko koko kehän jäykistyksen vuoksi tai pääpalkin taipuman hillitsemiseksi. Pääpalkki, huoltotason palkki sekä korkeampi pilari muodostavat kolmion, jossa huoltotason palkki siirtää pääpalkilta tulevia kuormia pilarille. Tällä selittyy huoltotason palkin järeä profiili, sillä kevyempi tuskin kestäisi puristusta, joka välittyy pääpalkilta. Profiilin järeydestä huolimatta huoltotason palkkia on kuitenkin jouduttu tukemaan pääpalkista roikottamalla HEA 120-profiililla. Pystytuenta oltaisiin voitu toteuttaa kevyemmin esimerkiksi putkiprofiililla, sillä kyseinen rakenne välittää ainoastaan vetovoimia. Pilarille huoltotason kautta välittyvä voima aiheuttaa suuren leikkausrasituksen sekä taivutusmomentin, minkä vuoksi korkeampaa pilaria on jouduttu koteloimaan 20 mm paksuilla teräslevyillä molemmin puolin pilarin profiilia 4 m matkalta. Tämän seurauksena pilarikokoonpanolle tulee lisää massaa, ja kokoonpanon pintakäsittely ja hitsaaminen vaikeutuvat ahtaan kotelon vuoksi. Pääkehän momenttikuva, josta nähdään taivutusrasitusten välittyminen, on esitetty kuvissa 8 ja 9.



Kuva 8. Alkuperäisen suunnitelman pääkehän momenttikuvaaja, korkean pilarin puoli

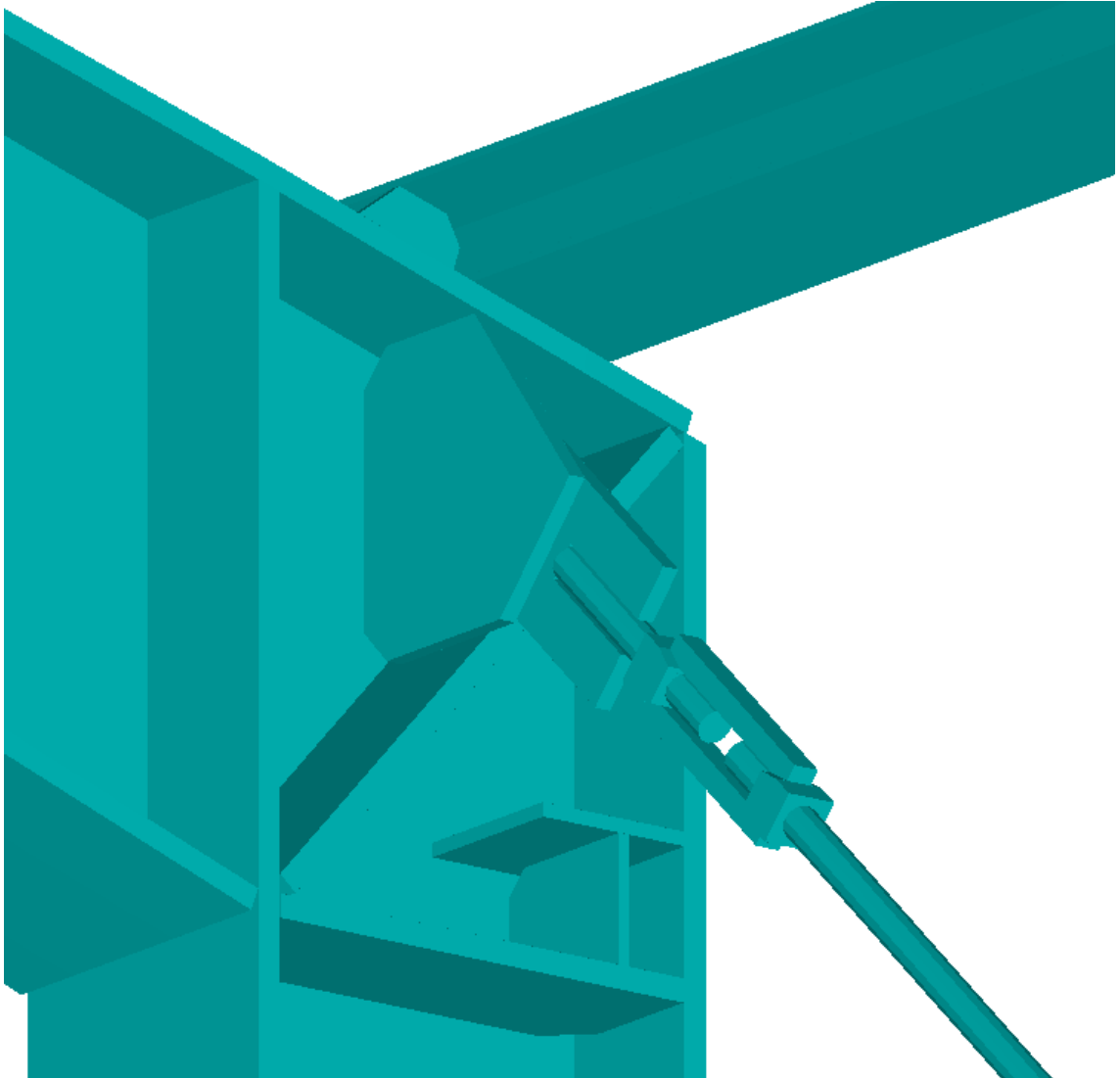


Kuva 9. Alkuperäisen suunnitelman pääkehän momenttikuvaaja, matalan pilarin puoli

Rakennuksen perustusliitokset ovat jäykkinä tai nivelinä mallinnettuja peruspulttiliitoksia. Jäykissä liitoksissa on käytetty kuutta peruspulttia ja nivelellisissä kahta. Kaikissa perustusliitoksissa on myös käytetty leikkausvoimia betonille välittäviä leikkauspaloja pilarien pohjalevyissä. Lisäksi pilareiden alapää on sidottu toisiinsa teräksisillä vetotangoilla. Mielenkiintoista tässä on se, että vetotankoja ja leikkauspaloja on käytetty molempia. Vetotankoja joudutaan käyttämään yleensä kaksinivelisissä kehissä, joissa pääkannattajan taipuma pyrkii levittämään pilarien alapäitä erilleen toisistaan. Samanlaisessa tilanteessa voitaisiin käyttää myös vetotankojen sijasta leikkauspaloja, joiden kautta pilarien perustukset estäisivät alapäiden siirtymät. Liitoksien leikkauskestävyys voitaisiin saada riittäväksi myös peruspulttien välityksellä perustuksille, jolloin ei tarvittaisi kumpaakaan, vetotankoja tai leikkauspaloja. Molempien käyttäminen samanaikaisesti vaikuttaa rakennatarkkaisuun ylimääräiseltä varmuudelta. Lisäksi vetotankojen käyttäminen lisää työmaalla tapahtuvaa kiinnittämistä ja monimutkaistaa rungon ja alapohjan ontelolaataston asentamista.

Myös rakennuksen rungon jäykistyksessä on käytetty vetotankoja. Matalammalla sivulla on käytetty pituussuuntaisessa jäykistyksessä ristikkäin kehien väliin asennettuja vetotankoja, jotka on kiinnitetty pilareihin päällekkäislevyliitoksilla. Liitoksen periaate on esi-

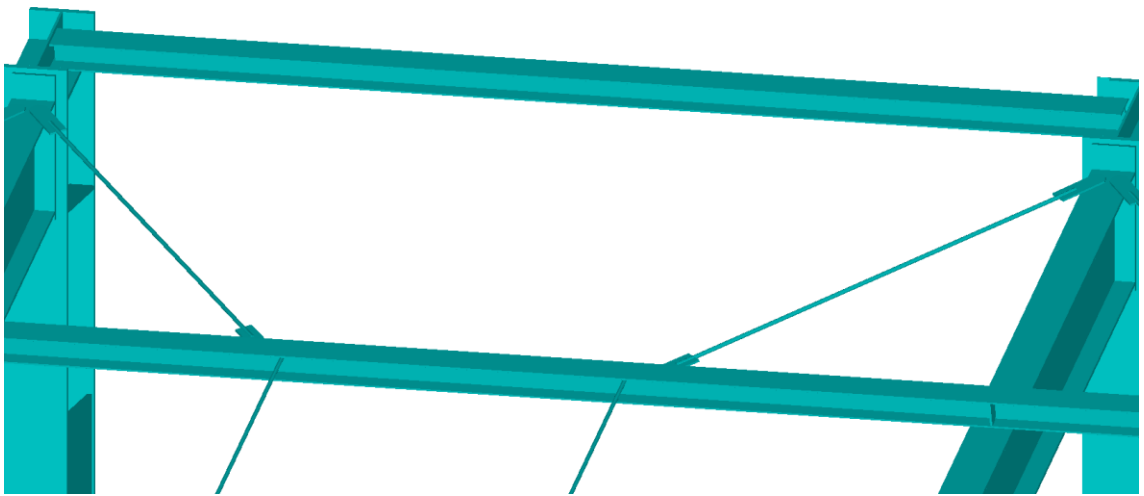
tetty kuvassa 10. Pidemmällä sivulla ja katossa on käytetty L-teräksiä vastaavasti ristikkäin asennettuina. Vastaavissa kohteissa Suomessa yleisesti käytetään vinositeinä putkiprofiileja niiden paremman saatavuuden sekä kestävyysvuoksi. Ristikkäin asennettavien pyöröterästen tai L-profiilien sijaan voitaisiin käyttää yhtä neliöputkiprofiilia, joka toimii sekä veto- että puristusrasituksia välittävänä rakenneosana. Tällöin asennettavien osien määrä puolittuu ja konepajalla koottavien kokoonpanojen määrä samoin.



Kuva 10. *Vinositeiden päällekkäislevyliitoksen periaate alkuperäisessä rakenteessa*

Jäykistykseen liittyvänä erityisyytenä kohteesta voidaan ottaa esille myös katto-orsien uumien väliset vetotankositeet, jotka oletettavasti jäykistävät katto-orsia niiden heikommassa suunnassa. Näiden perimmäinen tarkoitus on kuitenkin rakenteessa epäselvää, sillä kyseisistä pyöröterästangoista ei löydy minkäänlaista mainintaa rakennuksen alkuperäisistä rakennelaskelmista. Pyöröterästen merkitys orsien jäykistyksessä on myös

kyseenalainen, sillä katon sandwich-elementit kiinnitetään katto-orsien ylälaippoihin, jolloin näiden välisen liitoksen voitaisiin ajatella tukevan orsien ylälaippoja estäen niiden kiepahtamisen. Luultavasti tangot on suunniteltu tukemaan orsien tukematonta laippaa estäen sen stabiliteetin menetyksen, mutta täyttä varmuutta ei ole saatavilla puutteellisen laskelmadokumentaation vuoksi. Katto-orsien vetotankotuenta on havainnollistettu kuvassa 11, jossa näkyy tankojen tuenta korkeampien pilarien yläpäästä sekä orresta alaspäin jatkuva tuenta seuraaville orsille.



Kuva 11. Katto-orsien vetotankotuenta

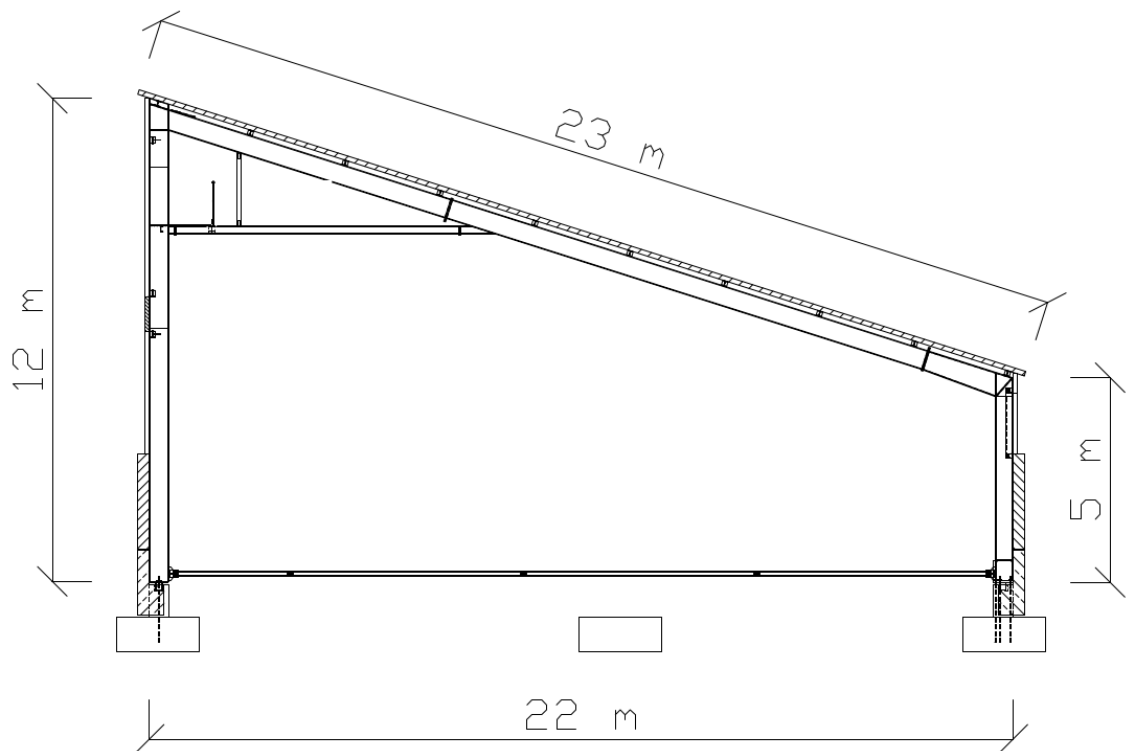
Myös itse katto-orret ovat ratkaisuna hyvin erikoinen. HEA 140-profiili on orreksi melko raskas, ja järeydestä huolimatta sitä on jouduttu tukemaan pyörötangoilla. Tavallisesti vastaavassa tilanteessa, jossa moduulijako on kohtuullinen ja kuormitukset tavanomaisia, käytettäisiin katto-orsina kylmämuovattuja ohutlevyprofiileja. Niiden etuna valssattuihin I-profiileihin voidaan mainita muun muassa rakenteen keveys, nopea asennettavuus sekä vähäinen konepajamuokkaustarve. Valssattuja profiileja käytettäessä myös orsien liitokset toisiinsa ovat järeämpiä ja vaativat enemmän konepajatyötä. Tutkittavassa kohteessa käytetyissä liitoksissa orret liitetään toisiinsa päätylevyliitoksilla, kun kevytorsia käyttämällä riittäisi, että orret ruuvataan toisiinsa ilman niihin liitettävien levyjen käyttöä.

3. HALLIN UUDELLEEN MITOITUS

Tässä diplomityössä suunnitellaan ja mitoitetaan uudelleen teräsrunkoinen hallirakennus Tuusulaan käyttäen olemassa olevan rakennuksen runkoa lähtötietoina. Rakennelaskelmat sekä -analyysit perustuvat kirjoitushetkellä voimassa oleviin Eurokoodeihin. Rakenteille tulevat kuormat on laskettu uudelleen käyttäen suunnitteluparametreinä nykyisen rakennuksen laskelmissa käytettyjä määrittämiä, jotta olemassa olevaa ja suunniteltavaa rakennetta voitaisiin luotettavasti vertailla toisiinsa. Hallin muoto säilytetään suunnittelussa ennallaan. Suunniteltavan kohteen mitat on esitetty taulukossa 1 ja pääkehän mitat on havainnollistettu kuvassa 12.

Taulukko 1. *Rakennuksen mitat*

Kokonaispituus	182 m
Tarkasteltavan osan pituus	90 m
Leveys	22 m
Korkeus harjalla	12 m
Korkeus räystäällä	5 m
Katon kaltevuus	18°
Moduuliväli	5 m



Kuva 12. Pääkehän mitat

Suunniteltavan rakennuksen Eurokoodin mukainen seuraamusluokka on CC2 ja luotettavuusluokka RC2. Rakennuksen vialla tai vauriolla on keskisuuret seuraamukset hengenmenetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia (SFS-EN 1990:2010). Eurokoodissa veloitetaan määrittämään myös teräsrakenteiden toteutusluokka, joka määrää toteutuksen tietyn tason vaatimuksiin. Toteutusluokan valintaan vaikuttavat joko luotettavuusluokka, seuraamusluokka tai molemmat. Lisäksi valintaan vaikuttaa suunnitellaanko rakenne staattiselle, kvasi-staattiselle, väsyttävälle vai seismiselle kuormitukselle. Suunniteltavassa kohteessa kuormitukset ovat pelkästään staattisia, seuraamusluokka on CC2 ja luotettavuusluokka RC2, jolloin Eurokoodin mukaan toteutusluokka on EXC2 (SFS-EN 1993-1-1/A1:2014).

Hallista suunnitellaan ja mitoitetaan rakennuksen primäärirunko, joka käsittää pääkehät pääpilareineen ja kattoristikoineen, katto-orret, perustusliitokset sekä jäykistysjärjestelmän. Suunnittelussa käytetään rakenteita, jollaisia tyypillisesti käytetään vastaavissa hallirakenteissa Suomessa. Päähuomio suunnittelussa on rakenteiden painon minimoimisissa, mutta ratkaisuissa pyritään myös yksinkertaisempaan konepaja- ja työmaavaiheeseen yksinkertaistamalla rakenteita nykyisestä. Rakennuksessa vaikuttavat kuormat sekä uusien rakenneratkaisujen kuvaukset esitetään seuraavissa alaluvuissa.

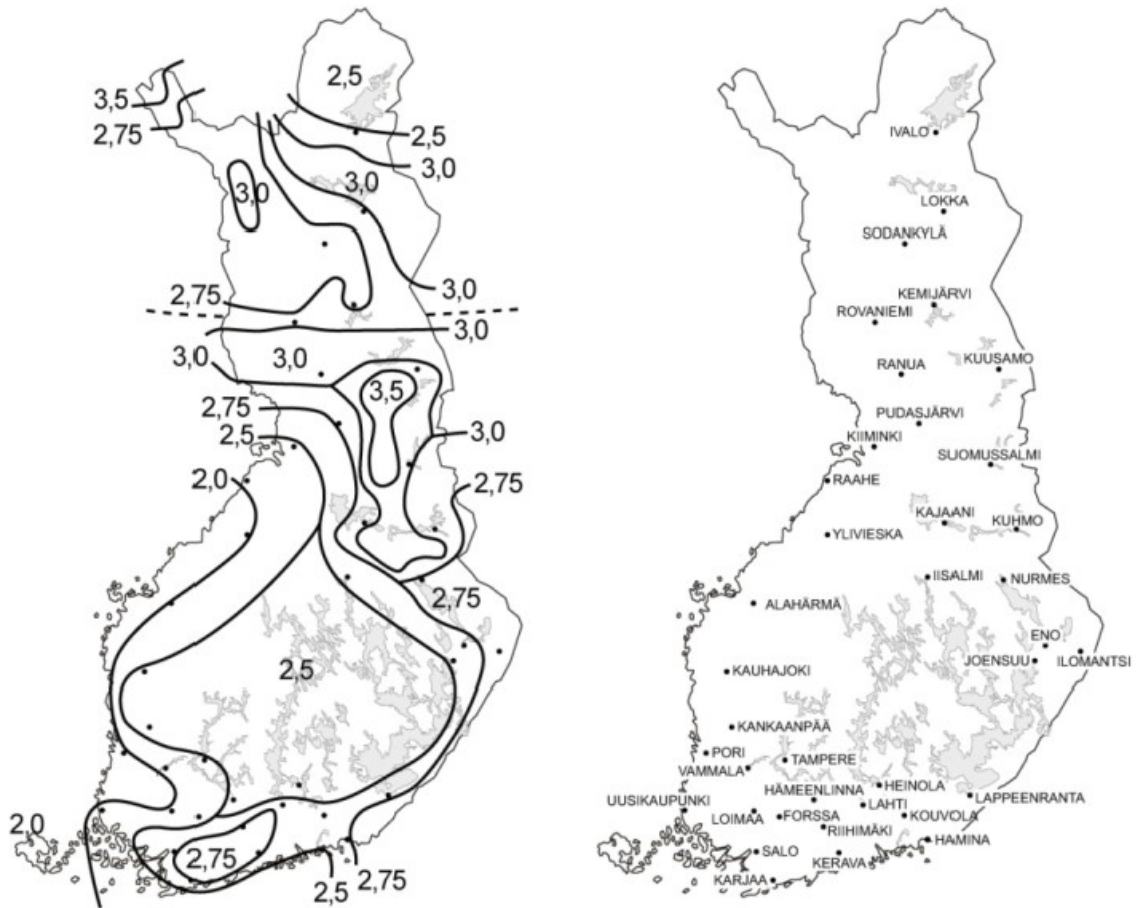
3.1 Kuormitukset

Rakenteille tulevat kuormat määritetään Eurokoodien sekä niiden kansallisten liitteiden mukaisesti. Kuormitustapaukset sekä Eurokoodien mukaiset kuormitusyhdistelmät on esitetty liitteessä A. Rakenteen rakenneanalyysissä käytettävä mallinnusohjelma ottaa automaattisesti huomioon käytettyjen teräsprofiilien omapainot, joten päärunгон osalta niitä ei tarvitse määrittää. Rakenteiden omapainoista ainoastaan kattorakenteen, katosulokkeen sekä lauhduttimen rungon omapainot tulee määrittää käsin. Kattorakenteessa on huomioitu kattoelementit, aurinkokennot, niiden asennuksesta aiheutuvat kuormat, ripustuskuormat sekä katto-orsien omapainot. Päädyssä sijaitsevan katosulokkeen pääkannatus on toteutettu IPE 600-profiililla ja sen päällä olevat sekundäärirakennattimet ovat profiililtaan HEA 220. Lauhduttimen peitteellä on oma kevyt runkonsa, joka on koottu neliöputkiprofiileista 80*4 ja 70*4 sekä L-profiileista 60*6. Näillä tiedoilla määritetyt omapainot on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. *Rakenteiden omapainot*

Kattorakenne:	
Kattoelementit	0,15 kN/m ²
Aurinkokennot	0,30 kN/m ²
Asennuskuorma	0,15 kN/m ²
Katto-orret	0,085 kN/m ²
Ripustukset	0,15 kN/m ²
Katosuloke:	
IPE 600	1,22 kN/m
Sekundääripalkit ja kattorakenne	0,5kN/m ²
Lauhdutinrunko:	
Pistekuorma pääkehällä	2,95 kN

Lumikuormat määritetään standardin SFS-EN 1991-1-3 ja Suomen Rakennusinsinööriliitto RIL ry:n ohjeen RIL 201-1-2017 mukaisesti käyttäen lumikuorman ominaisarvona maan pinnalla Tuusulan ominaisarvoa, joka on 2,75 kN/m². Määritykseen käytettävä kartta on esitetty kuvassa 13. Kartassa on merkitty oikealla puolella paikkakuntia, jotka sijaitsevat vasemman kuvan vyöhykkeiden rajoilla. Vasemman puolen kuvassa on merkitty vastaavasti pisteinä kyseiset paikkakunnat sekä tiettyjen lumikuorman ominaisarvojen vyöhykkeet viivoina.



Kuva 13. Lumen ominaisarvot maan pinnalla, yksikkö kN/m^2 (RIL 201-1-2017)

Kun lumikuorma maan pinnalla on määritetty, määritetään seuraavaksi katon lumi-kuorma s standardin SFS-EN 1991-1-3 mukaisesti kaavalla (1):

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (1)$$

missä

μ_i on lumikuorman muotokerroin;

s_k on maanpinnan lumikuorman ominaisarvo;

C_e on tuulensuojaisuskerroin;

C_t on lämpökerroin.

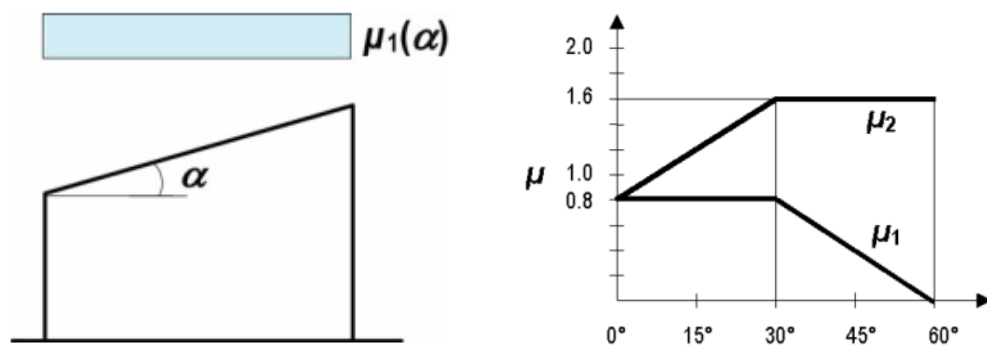
Suomen kansallisessa liitteessä standardiin SFS-EN 1991-1-3 on esitetty katon tuulensuojaisuskerroimen C_e arvot. Kertoimen arvo riippuu rakennuspaikan maastotyyppistä, joka on suunniteltavassa kohteessa luokiteltu normaaliksi, eli alueella tuuli ei huomattavasti poista lunta katolta. Eri maastotyyppit sekä maastotyyppien mukaiset tuulensuojaisuskerroimen arvot on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. *Katon tuulensuojaisuskertoimen arvot C_e (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-3:2019)*

Maastotyyppi	C_e
Tuulinen	0,8 (1,0, mikäli lyhyempi sivumitta > 50 m)
Normaali	1,0
Suojainen	1,2

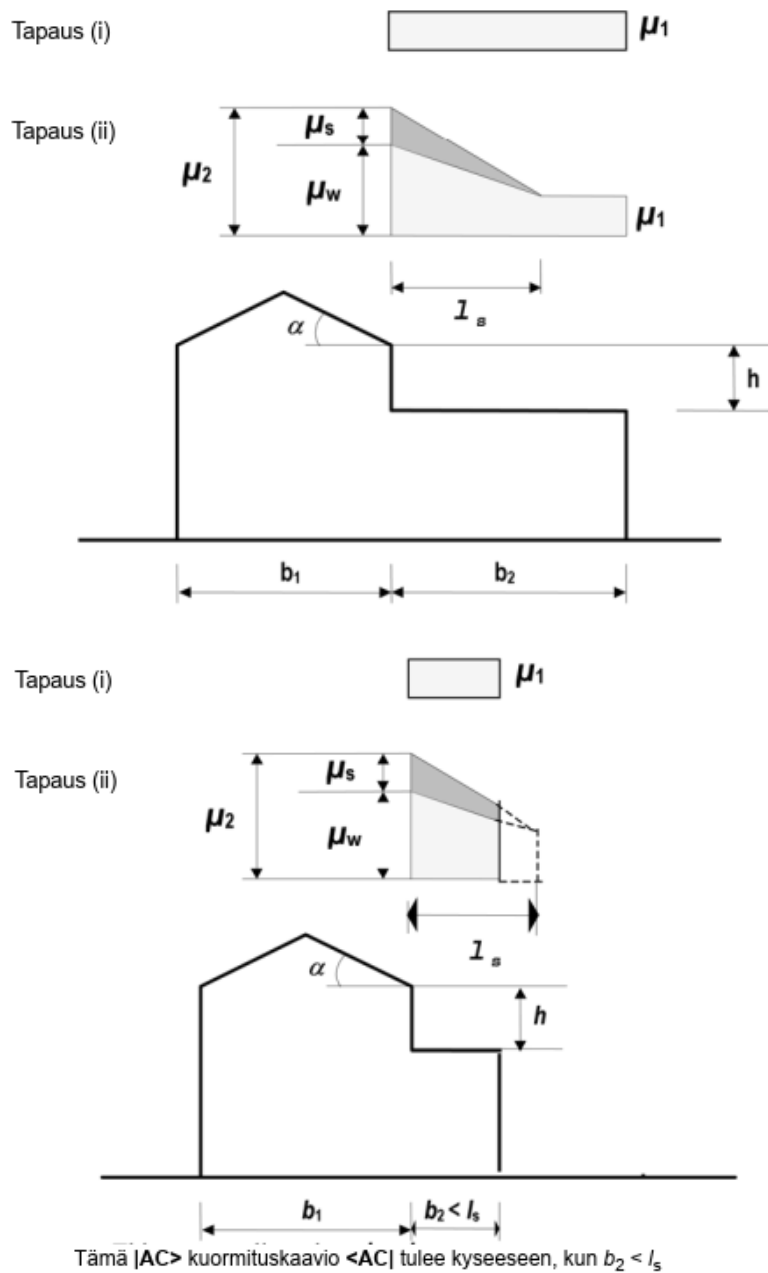
Tuulinen maasto: laakea, esteetön, joka puolelle avoin alue, jolloin maasto, korkeat rakennuskohteet tai puut eivät suojaa tai suojaavat vain vähän.
 Normaali maasto: alue, jolla rakennuskohteeseen vaikuttava tuuli ei maaston, muiden rakennuskohteiden tai puiden takia huomattavasti poista lunta.
 Suojainen maasto: alue, jolla tarkasteltava rakennuskohde on huomattavasti alempana kuin ympäröivä maasto tai se on korkeiden puiden tai itseään korkeampien rakennuskohteiden ympäröimä.

Lämpökertoimen C_t arvo on tavallisissa kohteissa tyypillisesti 1. Kertoimella voidaan ottaa huomioon kattojen lumikuorman pieneneminen lämpöhäviön aiheuttaman sulamisen johdosta, kun lämmönläpäisevyys on suuri, eli yli $1 \text{ W/m}^2\text{K}$ (SFS-EN 1991-1-3/A1:2015). Lumikuorman arvoa voidaan kuitenkin pienentää käytännössä vain tiettyjen lasikattorakenteiden kohdalla, eli normaalitapauksissa kerroin voidaan jättää huomiotta. Lumikuorman muotokertoimet μ_i riippuvat katon kaltevuuskulmasta α . Koska suunniteltavan rakenteen katto on yhteen suuntaan kallistettu pulpettikatto, käytetään laskuissa pulpettikaton lumikuorman kuormituskaaviota. Pulpettikaton lumikuormitus on tasainen koko katon leveydeltä ja muotokertoimenä käytetään vasemmanpuolisen kuvan 14 mukaisesti μ_1 . Kuvassa 14 on esitetty oikealla puolen kuvaaja, jonka mukaan muotokertoimet määritetään. Kuvaajan vaaka-akselilla on katon kaltevuuskulma α ja pystyakselilla muotokertoimen lukuarvo μ . Pulpettikaton tapauksessa kuvaajassa seurataan alapuolella olevaa käyrää, joka ilmaisee muotokertoimet μ_1 ja μ_2 kaltevuuskulman α funktiona.



Kuva 14. Pulpettikaton lumikuorman kuormituskaavio ja lumikuorman muotokertoimet (RIL 201-1-2017)

Korkeampaa rakenneosaa vasten olevalle katolle, eli tässä tapauksessa katosulokkeelle kohdistuva lumikuormitus huomioidaan kahtena tapauksena, tasaisen kinostumattoman lumikerroksen lumikuormana sekä seinää vasten kinostuneen lumen huomioon ottavana kuormituksena. Tässä suunnittelukohteessa kinostuneen lumen aiheuttama kuormitus muodostui merkittävästi suuremmaksi tasaiseen kuormaan verrattuna, joten tasaista kuormaa ei oteta huomioon kuormien määrittämisessä. Sama pätee yleisesti normaalitapauksissa. Näiden kuormitustapauksien laskennassa tarvittavat muuttujat on esitetty kuvassa 15.



Kuva 15. Korkeampaa rakennuskohdetta vasten olevien kattojen lumikuorman muotokertoimet (SFS-EN 1991-1-3/A1:2015)

Kinostumispuisuuden $l_s = 2h$ pituus vaihtelee välillä $2 \text{ m} \leq l_s \leq 6 \text{ m}$ (RIL 201-1-2017). Mikäli ylemmän katon kaltevuus tarkastelusuunnassa on yli 15 astetta, huomioon tulee ottaa ylemmältä katolta liukuvan lumen osuus kinostumisessa muotokertoimella μ_s . Suunniteltavassa kohteessa ylempi katto ei kallistu katokselle päin, joten liukumisesta johtuvaa muotokerrointa ei tarvitse kohteessa ottaa huomioon. Tuulesta johtuvan kinostumisen huomioiva muotokerroin sen sijaan on kohteessa otettava mukaan kuormituslaskelmiin. Ohjeen RIL 201-1-2017 mukaan tuulesta johtuvan lumikuorman muotokerroin μ_w määritetään kaavan (2) mukaisesti:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h < \gamma h/s_k \quad (2)$$

missä

h on kattojen tasoero;

b_1 ja b_2 ovat rakennuksen osien pituudet;

γ on lumen tilavuuspaino, jonka arvona voidaan käyttää 2 kN/m^3 ;

s_k on lumikuorman ominaisarvo maassa.

Kaavan (2) mukaisen kertoimen μ_w vaihteluväli on $0,8 \leq \mu_w \leq 2,5$, jos alemman katon pinta-ala on $\geq 6 \text{ m}^2$. Tässä kohteessa katosulokkeen pinta-ala on noin 80 m^2 . Kohteen lumikuormia laskettaessa sovelletaan kuvan 15 alemman kuvan tapausta, jossa alemman katon pituus b_2 on pienempi kuin kinostumispuisuus l_s , koska kattojen keskimääräinen tasoero on noin 3 m, jolloin kinostumispuisuus on 6 m. Soveltamalla standardia SFS-EN 1991-1-3 sekä ohjetta RIL 201-1-2017 voidaan laskea rakennuksen varsinaisen katon peruslumikuormitus sekä katokselle kohdistuva kinoskuorma. Lasketut kuormat on esitetty taulukossa 4.

Varsinaisen katon lumikuorma:	2,2 kN/m ²
Katoksen lumikuorma seinällä:	6 kN/m ²
Katoksen lumikuorma räystäällä:	3,4 kN/m ²

Luonnonkuormista lumen lisäksi rakenteeseen vaikuttaa tuulikuorma. Tuulikuormien määrittäminen alkaa standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaan puuskanopeuspaineen määrittämisestä, jonka jälkeen pystytään määrittämään pintoihin kohdistuvat tuulen paineet. Vaikka tarkastelun kohteena on vain hallin rungon puolikas, käytetään tuulikuormien määrittämisessä rakennuksen kokonaismittoja, jotta kuormitustilanteesta saataisiin rakennuksen lopputilannetta paremmin kuvaava. Vaikka rakennuksessa on erilliset rungot, se ei vaikuta tuulikuormien mallintamiseen. Korkeudella z vallitseva puuskanopeuspaine määritetään standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaan kaavalla (3):

$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \quad (3)$$

missä

$l_v(z)$ on tuulenpuuskien intensiteetti;

ρ on ilman tiheys, jonka suositusarvo on 1,25 kg/m³;

$v_m(z)$ on tuulennopeuden modifioitu perusarvo korkeudella z.

Tuulennopeuden modifioitu perusarvo korkeudella z määritetään standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaisesti kaavalla (4):

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (4)$$

missä

$c_r(z)$ on rosoisuuskerroin;

$c_o(z)$ on pinnanmuotokerroin, jolle käytetään tässä arvoa 1,0;

v_b on tuulen perusarvo.

Tuulennopeuden perusarvon laskentakaava on $v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$ (SFS-EN 1991-1-4/A1:2010). Kaavassa c_{dir} on tuulen suunnan huomioon ottava kerroin, jonka arvona tässä käytetään eurokoodin suositusarvoa 1,0. Samoin vuodenaikakertoimen c_{season} arvona käytetään suositusarvoa 1,0, jolloin kaava sievenee muotoon $v_b = v_{b,0}$, jossa $v_{b,0} = 21 \text{ m/s}$ Suomen kansallisen liitteen mukaisesti (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-4:2019). Rosoisuuskerroin $c_r(z)$ määritetään standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaisesti kaavalla (5)

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (5)$$

missä

z_0 on rosoisuusmitta;

k_r on maastokerroin, joka riippuu rosoisuusmitasta z_0 , joka lasketaan standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaisesti kaavalla (6)

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (6)$$

missä $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$, joka vastaa maastoluokan II rosoisuusmittaa z_0 . Tämän kohteen rakennuspaikan maastoluokka on II, mikä tarkoittaa sitä, että alueella on matalaa kasvil-

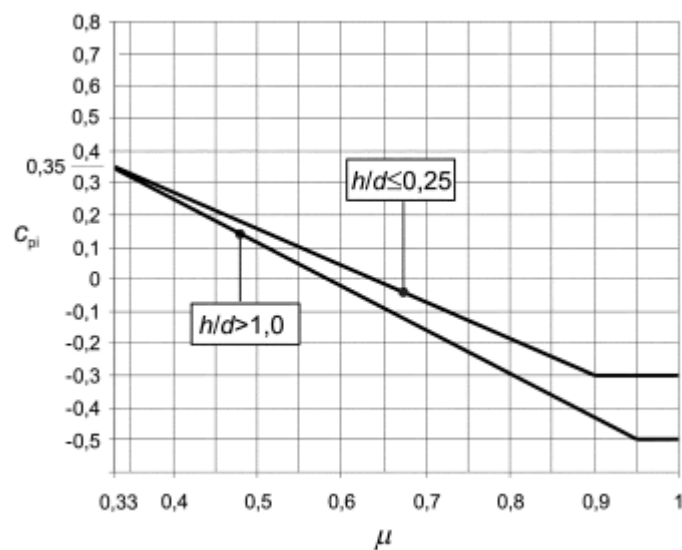
lisuutta, kuten heinää tai ruohoa ja erillisiä esteitä, jotka ovat vähintään esteen 20-ker-
 taisen korkeuden etäisyydellä toisistaan (RIL 201-1-2017). Tällöin $z_0 = z_{0,II}$, mistä seu-
 uraa $k_r = 0,19$. Edellä kaavassa (3) esitetty $l_v(z)$, eli tuulenpuuskien intensiteetti laske-
 taan standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaisesti kaavalla (7)

$$l_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad (7)$$

missä

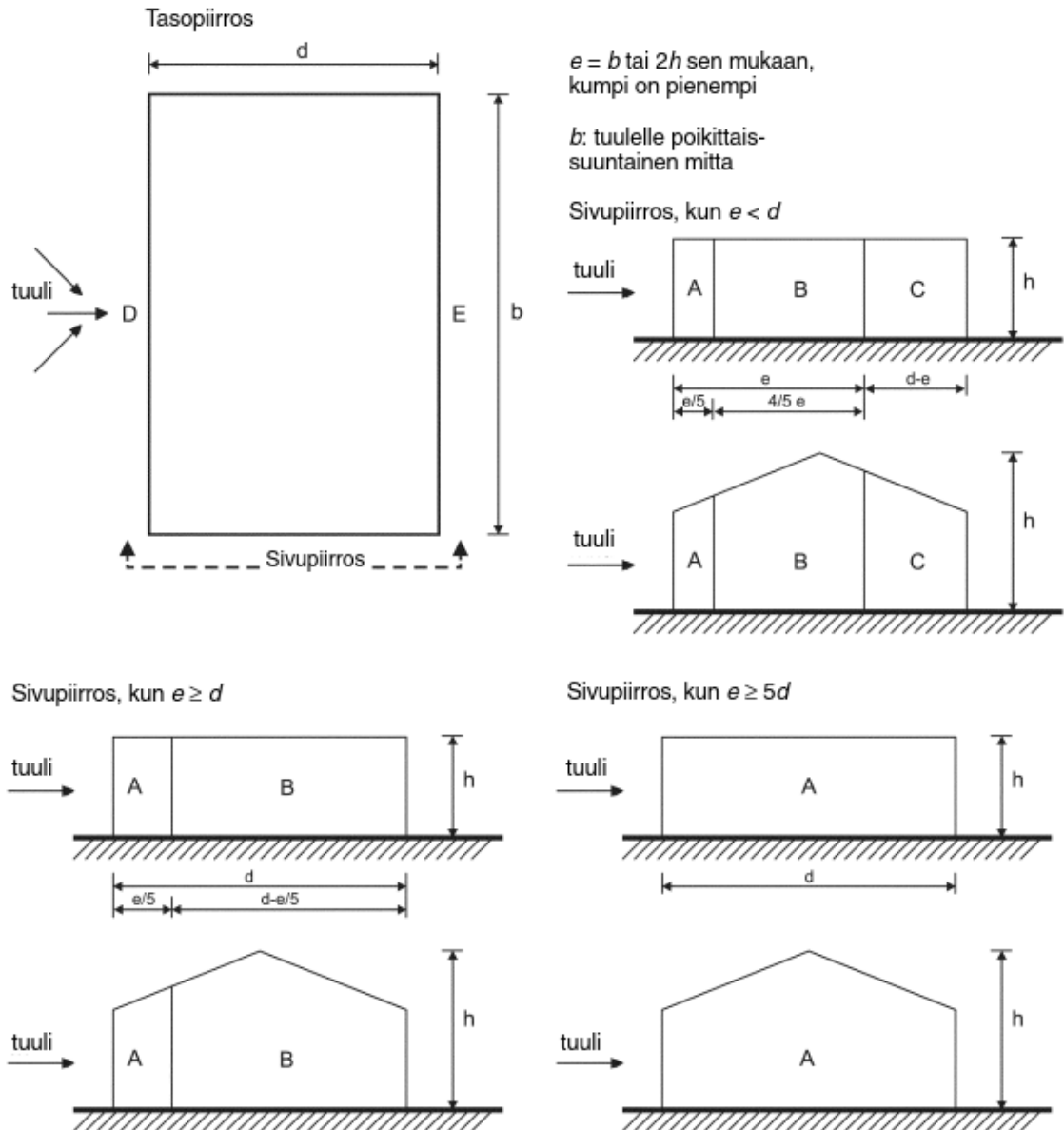
k_1 on pyörteisyysskerroin, jonka arvo on 1,0, koska Suomen kansallisessa liitteessä ei anneta suositusarvoa kertoimelle.

Sijoittamalla korkeuden z arvoksi rakennuksen korkeuden varmalle puolelle 13 m, saa-
 daan puuskanopeuspaineeksi $q_p(z) = 0,7 \text{ kN/m}^2$. Varsinaiset pinnoille kohdistuvat tuu-
 likuormat määritetään ottamalla huomioon sekä ulkopuoliset että sisäpuoliset tuulenpai-
 neet (SFS-EN 1991-1-4/A1:2010). Sisä- ja ulkopuoliset tuulenpaineet vaikuttavat sa-
 manaikaisesti, joten ne on laskettava yhteen tuulikuormaa määrittäessä. Sisäpuoliset
 painekertoimet määritetään seinien aukkosuhteita käyttäen eri tuulen suunnille standar-
 din SFS-EN 1991-1-4 mukaan kuvasta 16. Kuvassa vaaka-akselilla on aukkosuhde μ ,
 joka määritetään muiden kuin tuulenpuolisen sivun sekä kaikkien aukkojen pinta-alojen
 suhteena. Kuvaajan käyrät kuvaavat rakennuksen korkeuden ja tuulensuuntaisen mitan
 suhdetta h/d . Sisäpuolen painekerroin c_{pi} luetaan kuvaajan pystyakselilta käyrän ja
 vaaka-akselilla olevan aukkosuhteen mukaan. Tässä kohteessa eri sivujen aukkojen alat
 ovat likimain saman suuruiset lyhyempien sivujen suurten ovien ja pitkien sivujen ikku-
 noiden vuoksi.



Kuva 16. Sisäpuolisen paineen kertoimet (SFS-EN 1991-1-4/A1:2010)

Ulkopuoliset painekertoimet määritetään vyöhykkeittäin rakennuksen geometriasta riippuen. Vyöhykkeiden määrittämisessä on tarkasteltava eri tapaukset, joissa tuulen suunta on joko pitkiä tai lyhyitä sivuja vastaan kohtisuoraan. Vyöhyketarkastelu tehdään sekä rakennuksen seinille, että katolle. Joka vyöhykkeellä on omat mittansa sekä painekertoimensa, jolloin vyöhykkeillä on myös omat tuulikuormansa. Kuvassa 17 on esitetty rakennuksen seiniä koskeva vyöhykekaavio, josta määritetään seinien vyöhykkeiden koot rakennuksen ulkomittoja hyödyntäen.



Kuva 17. Pystyseiniä koskeva vyöhykekaavio (SFS-EN 1991-1-4/A1:2010)

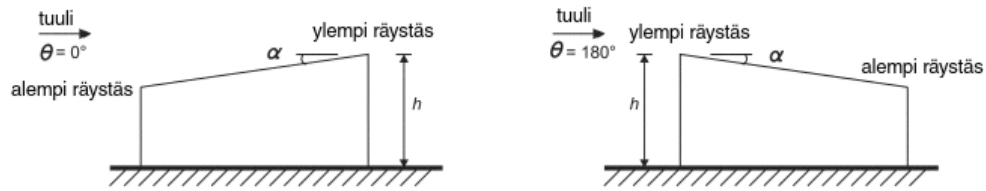
Seinävyöhykkeiden painekertoimet on esitetty taulukossa 5. Taulukon painekerrointa $c_{pe,1}$ käytetään pienissä rakenneyksityiskohtissa, joiden pinta-ala on maksimissaan 1 m^2 ja kerrointa $c_{pe,10}$ käytetään yli 10 m^2 rakenneosissa esimerkiksi rakennuksen kantavan

rungon suunnittelussa. Kertoimet valitaan mittasuhteen h/d mukaisesti, ja taulukon väliarvoja vastaavat kertoimien arvot saadaan lineaarisesti interpoloimalla.

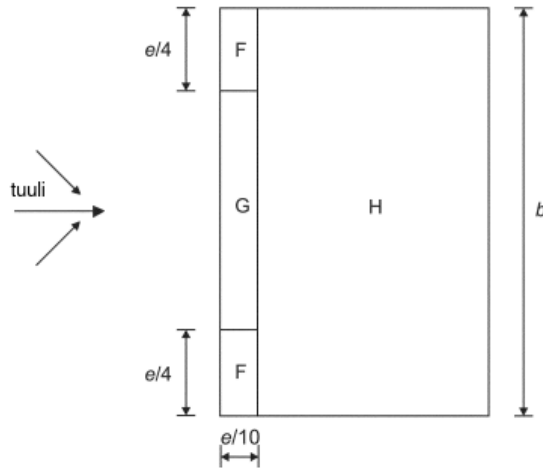
Taulukko 5. *Ulkopuolisen paineen kertoimien suositusarvot suorakaiteen muotoisten rakennusten pystyseinille (SFS-EN 1991-1-4/A1:2010)*

Vyöhyke	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Rakennuksen kattoon kohdistuville tuulikuormille on omat painekertoimensa ja vyöhykkeet, jotka riippuvat katon muodosta. Koska kohteen kattokaltevuus on 18° , käsitellään kattoa pulpettikattona, sillä alle 5° kattokaltevuus tarkoittaisi tasakattoa. Kuvassa 18 on esitetty pulpettikaton vyöhykekaavio, josta näkyy eri vyöhykkeet eri tuulen suuntien tapauksissa.

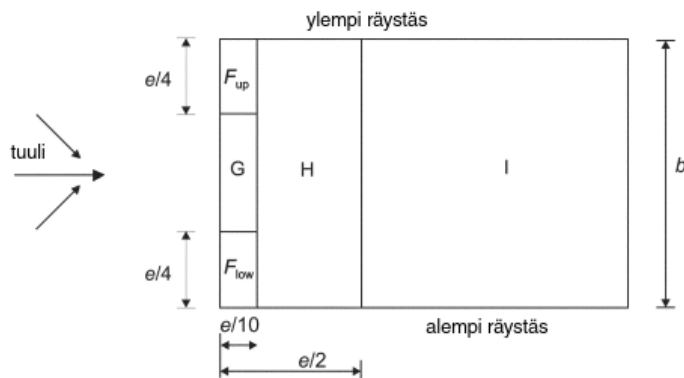


(a) Sivupiirros

(b) tuulen suunnat $\theta = 0^\circ$ ja $\theta = 180^\circ$

$e = b$ tai $2h$ sen mukaan,
kumpi on pienempi

b : tuulelle poikittais-
suuntainen mitta

(c) tuulen suunta $\theta = 0^\circ$

Kuva 18. Pulpettikattoja koskeva vyöhykekaavio (SFS-EN 1991-1-4/A1:2010)

Vastaavasti kuten seinienkin vyöhykkeiden kohdalla, myös katon vyöhykkeiden mitat riippuvat rakennuksen ulkomitoista. Erona seiniin nähden painekertoimien arvot riippuvat katon kaltevuudesta. Kuvassa 18 esitettyjen vyöhykkeiden vastaavien painekertoimien arvot on esitetty taulukossa 6. Taulukon kohdissa, joissa on esitetty sekä negatiiviset että positiiviset kertoimet vyöhykkeille, tehdään kaksi erillistä kuormitustapausta: yksi, jossa kaikki arvot ovat taulukon mukaisesti positiivisia sekä yksi, jossa arvot ovat negatiivisia. Samalla katon lappeella ei saa käyttää sekaisin positiivisia ja negatiivisia arvoja (SFS-EN 1991-1-4/A1:2010).

Taulukko 6. *Ulkopuolisen paineen kertoimien suositusarvot pulpettikatoille (SFS-EN 1991-1-4/A1:2010)*

Kaltevuus- kulma α	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 0^\circ$						Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Kaltevuus-kulma α	Vyöhyke, kun tuulen suunta $\theta = 90^\circ$									
	F_{up}		F_{low}		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

Avonaiselle katosulokkeelle tuulikuorma määritetään myös standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaisesti. Katokselle tulee määrittää umpinaisuussuhde ϕ , joka kuvaa ilmavirtauksen kulun vapautta katoksen yli ja ali. Tässä tapauksessa, kun katos on rakennuksen seinässä kiinni, umpinaisuussuhde on 1. Umpinaisuussuhteen avulla määritetään painekertoimet katokselle taulukon 7 mukaisesti. Taulukossa on esitetty vyöhykkeiden sijainnit, koot sekä painekertoimien arvot eri umpinaisuussuhteille ja kattokaltevuuksille.

Taulukko 7. Katoksien vyöhykejako ja painekertoimet (SFS-EN 1991-1-4/A1:2010)

			Nettopaineen kertoimet $c_{p,net}$		
Kaltevuuskulma α	Umpinaisuussuhde ϕ	Kokonaisvoimakertoimen c_f	Vyöhyke A	Vyöhyke B	Vyöhyke C
0°	Maksimi $\forall \phi$ Minimi $\phi = 0$ Minimi $\phi = 1$	+ 0,2 - 0,5 - 1,3	+ 0,5 - 0,6 - 1,5	+ 1,8 - 1,3 - 1,8	+ 1,1 - 1,4 - 2,2
5°	Maksimi $\forall \phi$ Minimi $\phi = 0$ Minimi $\phi = 1$	+ 0,4 - 0,7 - 1,4	+ 0,8 - 1,1 - 1,6	+ 2,1 - 1,7 - 2,2	+ 1,3 - 1,8 - 2,5
10°	Maksimi $\forall \phi$ Minimi $\phi = 0$ Minimi $\phi = 1$	+ 0,5 - 0,9 - 1,4	+ 1,2 - 1,5 [AC] > 1,6 < AC]	+ 2,4 - 2,0 - 2,6	+ 1,6 - 2,1 - 2,7
15°	Maksimi $\forall \phi$ Minimi $\phi = 0$ Minimi $\phi = 1$	+ 0,7 - 1,1 - 1,4	+ 1,4 - 1,8 - 1,6	+ 2,7 - 2,4 - 2,9	+ 1,8 - 2,5 - 3,0
20°	Maksimi $\forall \phi$ Minimi $\phi = 0$ Minimi $\phi = 1$	+ 0,8 - 1,3 - 1,4	+ 1,7 - 2,2 - 1,6	+ 2,9 - 2,8 - 2,9	+ 2,1 - 2,9 - 3,0
25°	Maksimi $\forall \phi$ Minimi $\phi = 0$ Minimi $\phi = 1$	+ 1,0 - 1,6 - 1,4	+ 2,0 - 2,6 - 1,5	+ 3,1 - 3,2 - 2,5	+ 2,3 - 3,2 - 2,8
30°	Maksimi $\forall \phi$ Minimi $\phi = 0$ Minimi $\phi = 1$	+ 1,2 - 1,8 - 1,4	+ 2,2 - 3,0 - 1,5	+ 3,2 - 3,8 - 2,2	+ 2,4 - 3,6 - 2,7
HUOM. Merkintä $\forall \phi$ tarkoittaa kaikkia suhteen ϕ arvoja Etumerkki + ilmaisee, että nettotuulikuorma vaikuttaa alaspäin Etumerkki - ilmaisee, että nettotuulikuorma vaikuttaa ylöspäin.					

Kun kunkin kuormitustapauksen vyöhykkeet ja niiden painekertoimet on määritetty, voidaan muodostaa varsinaiset rakenteisiin kohdistuvat ulko- ja sisäpuoliset tuulikuormat, eli w_e ja w_i , käyttämällä kaavoja (8) ja (9) (SFS-EN 1991-1-4/A1:2010):

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad (8)$$

$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi} \quad (9)$$

missä

$q_p(z_e)$ ja $q_p(z_i)$ ovat puuskanopeuspaine, joka on edellä määritetty;

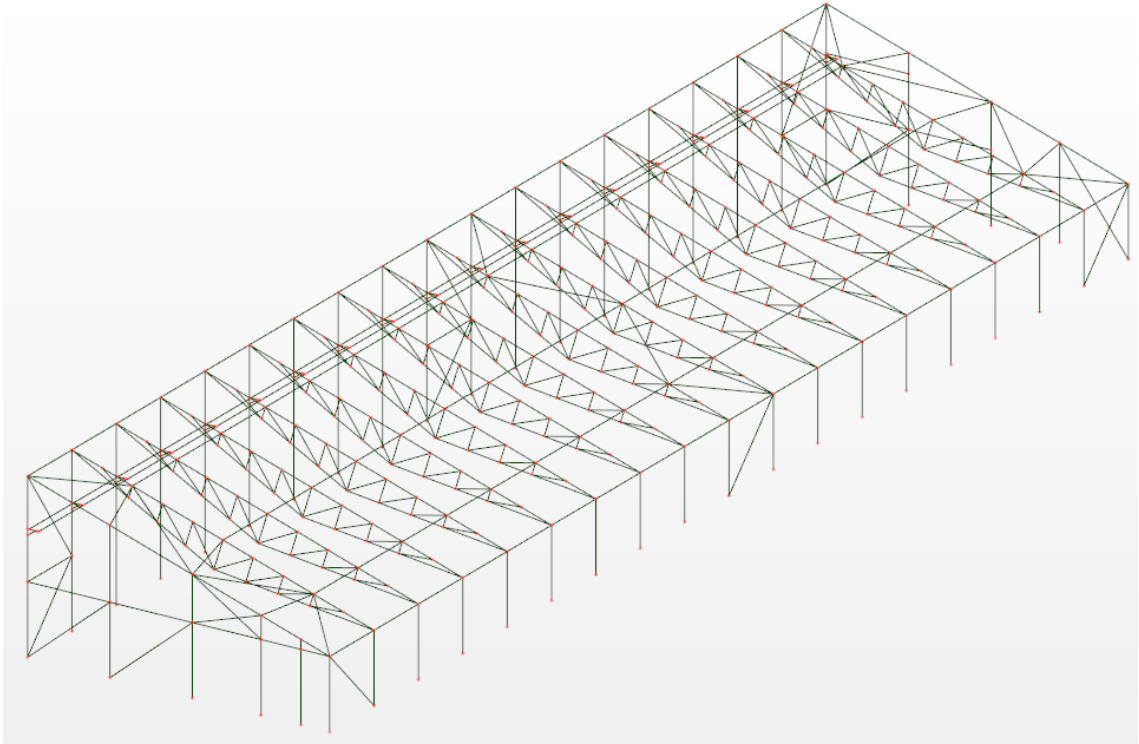
c_{pe} ja c_{pi} ovat kunkin kuormitustapauksen mukaiset painekertoimet.

3.2 Rakennemalli

Rakennuksen rakennemalli laaditaan Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 -rakenneanalysohjelmalla. Jatkossa kyseisestä ohjelmasta käytetään kirjoitusteknisistä syistä nimeä Robot. Robot käyttää rakenneanalyysissä elementtimenetelmää. Ohjelma käyttää rakenneanalyysissä ja mitoituksessa voimassa olevia Eurokoodeja sekä niiden suomalaisia kansallisia liitteitä, joten niitä ei tarvitse erikseen huomioida ohjelman käytössä.

Robotilla voidaan luoda rakennuksesta kolmiulotteinen rakennemalli, joka koostuu sauvoista ja solmuista. Rakennemallin luominen alkaa koordinaatiston ja moduuliverkon määrittämisestä. Tämä helpottaa rakenteiden mallintamista huomattavasti. Yksinkertaisissa rakenteissa, kuten tässä diplomityössä suunniteltavassa hallirakennuksessa moduuliverkko voidaan helposti luoda manuaalisesti, sillä runko jakautuu tasaisesti tietyille moduulijaolle ja rakennus on pohjaltaan suorakaiteen muotoinen.

Moduuliverkon jälkeen voidaan mallintaa itse rakenne. Hallirakenteissa toistosta on myös mallintamisessa hyötyä, sillä rakenteesta voidaan mallintaa yksi pääkehä valmiiksi ja kopioida sitä koko hallin pituudelle. Tällä tavoin myös virheiden mahdollisuudet pienevät. Mikäli mallintamisessa tapahtuu virheitä, ovat ne systemaattisia ja siten myös helpompia korjata. Kattoristikon mallinnuksessa voi hyödyntää esimerkiksi dwg-muodossa ennalta piirrettyä ristikon topologiaa, jonka voi tuoda suoraan Robot-malliin referenssiksi. Tällöin vältetään ylimääräisten moduulilinjojen määrittämiseltä ristikon sauvoja varten, kun sauvojen solmupisteet löytyvät malliin tuodusta topologiasta. Samoin topologian muokkaaminen jälkikäteen on yksinkertaisempaa tuomalla uusi referenssi rakennemalliin. Kuvassa 19 on 3D-havainnekuva kohteen uudesta rakennemallista.



Kuva 19. Rakennemallin 3D-havainnekuva

Kaikki rakenteet mallinnetaan sauvoina, jolle voidaan antaa tiettyjä ominaisuuksia, jotka määrittävät miten ne käyttäytyvät kuormituksessa ja miten ja minkälaisia kuormia ne välittävät. Sauvoille määritellään myös niiden materiaalit, tässä kohteessa mitoitettavien rakenneosien materiaaleina käytetään lujuudeltaan luokkien S355 sekä S420 terästä. Sauvat kannattaa myös ryhmitellä tarkoituksenmukaisesti, jolloin kokonaisten ryhmien tarkastelu ja muokkaus myöhemmin helpottuvat. Tässä työssä rakennemalli on jaettu 9 osaan, jolle on annettu niitä kuvaavat nimet: alapaarteet, diagonaalit, yläpaarteet, katto-siteet, huoltotason palkit, huoltotasotuet, korkeat pääpilarit, matalat pääpilarit ja seinäsiteet.

Mallinnettujen rakenteiden välille solmuihin täytyy luoda vapautukset, eli onko liitoskoh-tien siirtymät ja kiertymät estetty vai vapautettu kunkin lokaalin rakenteellisen akselin suuntaan. Uudelleen suunnittelussa katon pääkannattajan eli tässä kattoristikon liitokset pilareihin mallinnetaan nivelinä, poiketen alkuperäisestä rakennemallista, jossa pääpal-kin liitokset olivat jäykkiä. Myös kaikki katto- ja seinäsiteiden sekä huoltotason rakentei-den liitokset ovat nivelä. Robotissa oletuksena sauvojen väliset solmupisteet ovat va-pautuksiltaan jäykkiä. Koska lähes kaikki sauvojen liitokset toisiinsa ovat suunnitelta-vassa kohteessa nivelellisiä, täytyy niihin määrittää vapautukset. Vapautuksia määrittä-essä erityistä tarkkuutta pitää noudattaa sauvojen pituusakselin, eli Robotin lokaalin X-akselin suuntaisessa kiertymisessä. Mikäli rakenteiden vapautukset on tehty virheelli-

sesti, on mahdollista, että rakenteisiin kohdistuu vääntörasituksia, joita ei todellisuudessa syntyisi. Yleensä liitokset suunnitellaan siten, että ne eivät välitä vääntörasituksia ja väännön aiheuttavat rasitukset siirretään muin keinoin. Pahimmillaan tällaiset virheet johtavat kuormien väärään välittymiseen sellaista reittiä, jota ei ole suunniteltu.

Sauvojen välisten vapautusten ja tuentojen määrittämisen lisäksi malliin tulee määrittää muut tuennat, tässä tapauksessa perustusliitokset. Perustusliitoksille voidaan antaa vapautukset samaan tyyliin kuten sauvojen välisiin solmupisteisiin. Tässä työssä perustusliitokset mallinnetaan jäykiksi sekä korkeissa että matalissa pilareissa. Päätyjen pilareiden perustusliitokset mallinnetaan niveliksi.

Sauvojen ja niiden vapautusten mallintamisen jälkeen määritetään rakenteille kohdistuvat kuormitukset kuormitustapauksittain. Kuormitustapauksia ovat tässä kohteessa omapaino, lumikuorma, tuulikuorman eri suuntatapaukset sekä standardin SFS-EN 1993-1-1 mukaiset epätarkkuuksista johtuvat lisävaakavoimat eri suuntiin. Kuormitustapauksista muodostetaan standardin SFS-EN 1990 mukaiset kuormitusyhdistelyt sekä murto- että käyttörajatilassa. Yhdistelmät voidaan generoida robotilla automaattisesti, jolloin vältetään manuaalisesti määrittämiseltä. Ohjelma ottaa automaattisesti huomioon standardin SFS-EN 1990 sekä sen suomalaisen kansallisen liitteen yhdistelykertoimet eri kuormatyypeille generoidessaan kuormitusyhdistelyjä. Lisäksi ohjelma yhdistelee automaattisesti esimerkiksi vain yhden tuulikuormatapauksen, jolloin samanaikaisesti vaikuttamattomat kuormitukset eivät vahingossa päädy samaan kuormitusyhdistelmään.

Edellä mainittua lisävaakavoimaa voidaan käyttää standardin SFS-EN 1993-1-1 mukaisen rakenteellisen epätarkkuuden mallintamisen sijasta. Tällöin pilarirakenteet voidaan mallintaa täysin suorina, ja epätarkkuus voidaan ottaa huomioon ekvivalenttina vaakavoimana, joka vaikuttaa pilarien yläpäässä. Myös lisävaakavoimat voidaan generoida Robotilla automaattisesti halutuista kuormitustapauksista, tässä tapauksessa omapainosta sekä lumikuormasta. Tällöin Robot luo lisävaakavoimista kuhunkin suuntaan omat kuormitustapaukset, jotka otetaan mukaan kuormitusyhdistelyihin.

Rakennemallin avulla voidaan myös automatisoida rakennuksen kokonaisstabiiliteetti-analyysi Eurokoodin mukaisesti. Standardin SFS-EN 1993-1-1 mukaan koko rakenteen siirtymätilojen vaikutukset voidaan ottaa huomioon joko ensimmäisen kertaluvun teorian mukaisesti käyttäen rakenteen alkuperäistä geometriaa tai toisen kertaluvun teorian mukaan ottamalla huomioon rakenteen muodonmuutosten vaikutukset. Ensimmäisen ja toisen kertaluvun teorian käyttämisen valinta tehdään saman standardin kaavan (10) mukaisesti:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ kimmoteorian mukaisessa analyysissä}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ plastisuusteorian mukaisessa analyysissä}$$
(10)

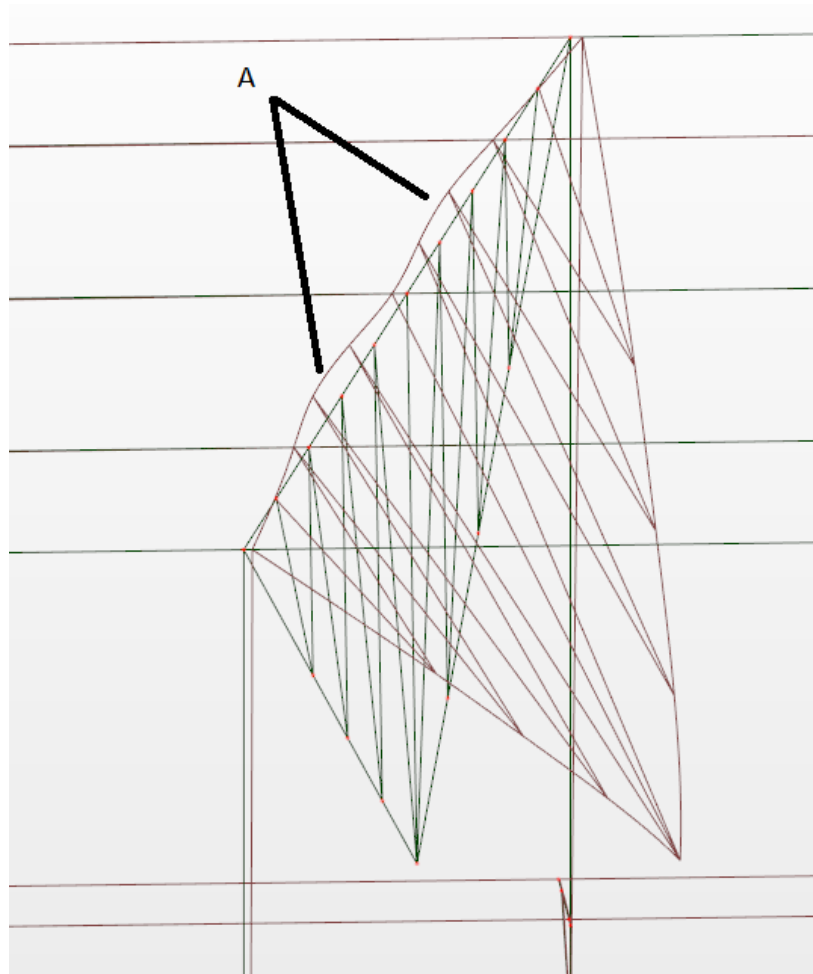
missä

α_{cr} on tekijä, jolla mitoituskuorma kerrotaan, jotta saavutetaan kimmoteorian mukainen kokonaisstabiiliuden menetys;

F_{Ed} on rakenteen mitoituskuorma;

F_{cr} on rakenteen kimmoiseen alkujäykkyyteen perustuva kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma, joka vastaa rakenteen kokonaisstabiiliuden menetystä.

Tässä työssä analyysissä käytetään kimmoteoriaa, jolloin tekijän α_{cr} ensimmäisen kertaluvun teorian käytön raja-arvo on 10. Robotissa oletusasetuksilla rakenneanalyysi tehdään käyttäen ensimmäisen kertaluvun teoriaa. Ohjelmasta voidaan ottaa ulos tekijän α_{cr} arvot kullekin kuormitusyhdistelmälle, ja tuloksista voidaan nähdä, onko ensimmäisen kertaluvun tarkastelu riittävä vai joudutaanko käyttämään siirtymät huomioon ottaa toisen kertaluvun analyysiä. Tässä kohteessa, kuten yleensä myös vastaavissa kevyehköissä teräsrungoissa, joudutaan käyttämään toisen kertaluvun rakenneanalyysiä. Rakennemallista saatu α_{cr} on pienimmillään 1,94, ja sitä vastaava nurjahdusmuoto on esitetty mittakaavaltaan liioiteltuna kuvassa 20. Kyseisessä nurjahdusmuodossa ristikko menettää stabiiliutensa yläpaarteen nurjahduksen myötä, mikä on nähtävissä yläpaarteen aaltomaisena muotona, merkattuna kuvaan kirjaimella A. Yläpaarteen nurjahtaessa myös alapaarre siirtyy sivuttain. Toisen kertaluvun analyysin käyttäminen johtaa eritoten suurempiin taivutusmomentteihin sekä siirtymiin, mutta tarkempi laskutapa johtaa myös totuudenmukaisempiin laskentatuloksiin.



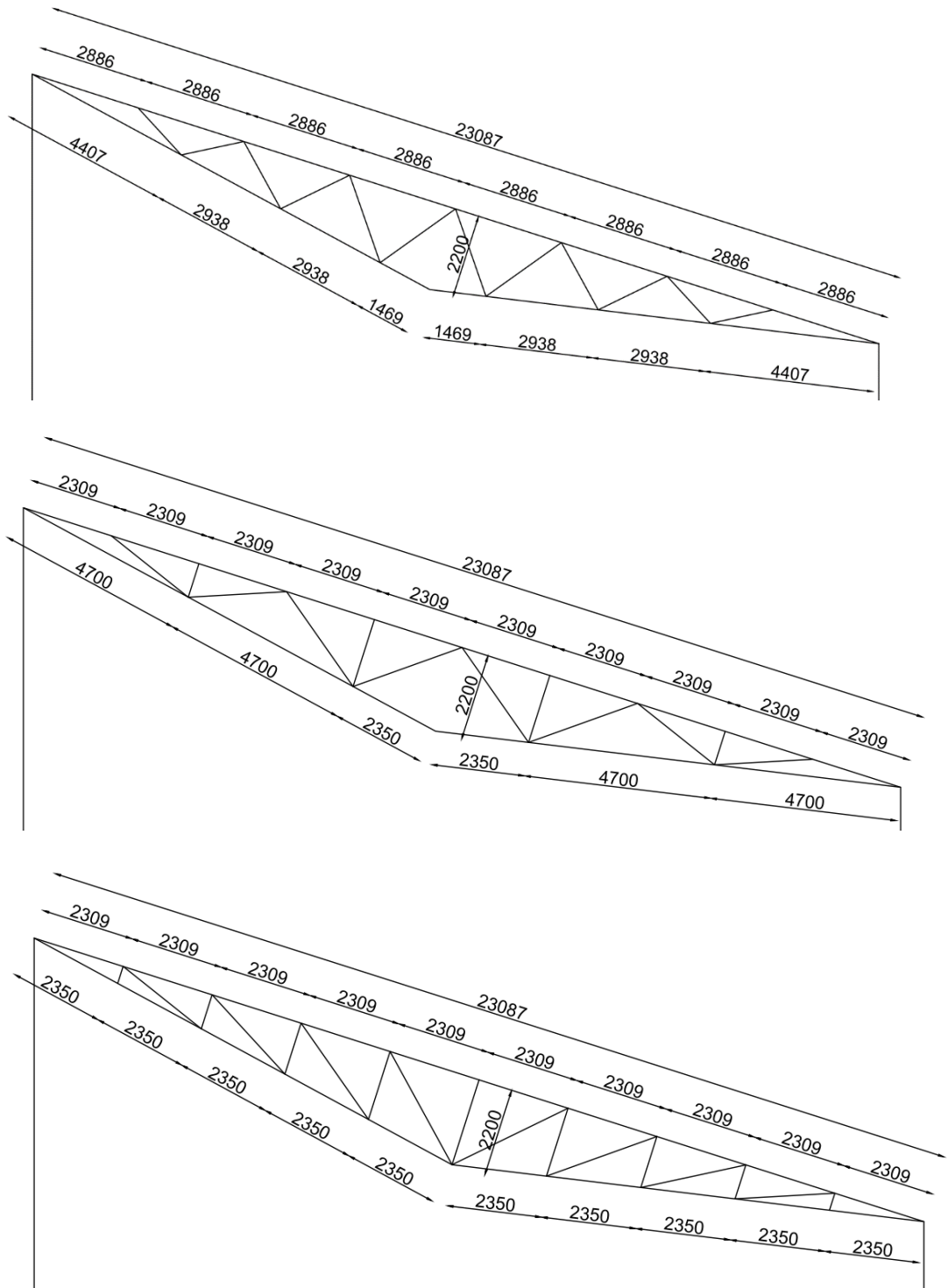
Kuva 20. Rakennemallin määrävän tekijän α_{cr} mukainen nurjahdusmuoto

Työssä mitoitettavien rakenteiden käyttöasteet pyritään maksimoimaan lähelle 100%. Teräs on materiaalina erittäin tasalaatuista, minkä vuoksi korkeiden käyttöasteiden hyödyntäminen on mahdollista. Koska toisto on myös suuri tekijä teräsrakentamisen helpoudessa, samankaltaisissa rakenneosissa pyritään käyttämään samoja profiileja, vaikka käyttöasteet jäisivätkin pienemmiksi. Käyttöasteiden lisäksi Robotissa täytyy tarkkailla teräsosien maksimijännityksiä, etteivät ne ylittäisi teräksen myötörajaa kimmoteoriaa käytettäessä. Rakenneosien profiilien valinnassa noudatetaan näitä ehtoja. Koska mitoituksessa huomioidaan automaattisesti osien omat painot sekä toisen kertaluvun siirtymien vaikutukset stabiiliteettiin, osien profiilien vaihdolla on vaikutusta rakennemalliin kokonaisuutena. Tämän takia parasta profiilia etsiessä täytyy pitää silmällä jatkuvasti osien käyttöasteita sekä jännityksiä. Lisäksi suunnittelussa pyritään valitsemaan tavanomaisia, yleisesti käytettyjä profiilikokoja, sillä erikoisprofiilien tilaaminen tehtaalta ei ole yleensä kustannustehokasta pienemmissä rakennuskohteissa. Parasta rakennetta etsitään edellä mainittujen reunaehtojen puitteissa iteratiivisesti, kunnes ei enää ole käytännöllisesti katsottuna järkevää muuttaa osien profiileja.

Seuraavissa luvuissa käydään läpi eri rakenneosien mallintamista ja suunnittelua. Luvut on otsikoitu mukailen luvussa 2.6 esille otettuja parannuskohteita.

3.3 Kattoristikot

Uudessa rakenteessa tarkastellaan erilaisia ristikkovaihtoehtoja katon pääkannattajaksi korvaamaan alkuperäistä pääpalkkijärjestelmää. Yleisesti käytettyjä ristikkotyyppejä on kolme: K-, KT- ja N-ristikot (Ongelin & Valkonen 2016). Näistä kolmesta ristikkotyypistä laadittiin kustakin yksi ristikkotopologia. Topologian laadinnassa huomioitiin hallin sisätilojen tilantarve, joka esti ristikon matalimman pisteen ulottumisen matalamman pilarin yläreunan alapuolelle. Lisäksi ristikon ja korkeamman pilarin liitos oli toteutettava siten, että ala- ja yläpaarteet yhdistyvät pilariin samassa solmupisteessä, sillä rakennuksen huoltotason minimikorkeusvaatimus esti liittämästä alapaarretta alemmas pilarissa. Muita rajoituksia ristikon muodolle itse rakennuksesta ei aiheutunut. Ristikoiden korkeus vaikuttaa eniten ristikon teräsmenekkiin, joten sen järkevä määrittäminen on suunnittelun alkuvaiheessa tärkeää (Ongelin & Valkonen 2016). Tässä työssä vertaillaan kolmea ristikkotyyppiä, ja jotta tulokset olisi helposti vertailtavissa, ristikon ulkomitat pidetään kussakin vaihtoehdossa yhtenevinä. Myös eri ristikoiden sauvojen sijoittelu valitaan etukäteen työn rajauksesta johtuen, tiedostaen kuitenkin, että optimiratkaisu saattaisi löytyä hyvin todennäköisesti sauvajakoa muokkaamalla. Ristikon korkeuden optimiarvoon löytyy kokemuksiin perustuvia alkuarvioita, joista erään mukaan L ollessa ristikon jänneväli ristikon optimikorkeus $h = L/9 \dots L/12$ (RIL 167-2 1992). Tässä korkeudeksi valittiin arvo väliltä $L/10 \dots L/11$, jolloin ristikon korkeudeksi tulee 2200 mm. Tällä korkeudella ristikko pysyy riittävän matalana hallin matalan pilarin yläpuolella. Ristikon uumasauvoja suunniteltaessa jouduttiin määrittämään sauvoja alle 30 asteen kulmaan vastoin suosituksia, johtuen pilariliitoksista aiheutuvista rajoituksista. Tähän ratkaisuun päädyttiin sen vuoksi, että sauvat, joissa kulma jää alle 30 asteen sijaitsevat ristikon reunoilla, eivätkä näin ollen ole eniten rasitettuja. Kuvassa 21 on esitetty laaditut topologiat mittoineen järjestyksessä ylhäältä alas: K-, KT- ja N-ristikko.



Kuva 21. Vertailuissa käytettävät ristikkotopologiat

Jokaisesta kattoristikkotopologiasta vertaillaan myös materiaalin vaikutukset optimaalisen rakenteen kannalta. Ristikoista suunnitellaan vertailumallit käyttäen ristikon sauvoissa teräslaatuja S355J2H ja S420MH. Materiaalivertailun rajaus vedetään ristikon sauvoihin, sillä ne ovat rakennuksen rasitetuimpia putkiprofiileja, ja korkeamman lujuuden teräksen käyttäminen on yleisempää nimenomaan putkiprofiileissa. Vertailussa tarkastellaan, onko materiaalilla merkittävää vaikutusta rakenteen kokonaismassaan.

Suunnittelussa käytetään kummastakin materiaalista valmistettuja kylmämuovattuja putkiprofiileja kuumamuovattujen sijasta, sillä Suomessa niillä on edullisemmat hinnat sekä parempi saatavuus.

Kattoristikoiden ylä- ja alapaarteet mallinnetaan Robotissa palkkeina, jotta ne välittäisivät veto-, puristus-, leikkaus- ja taivutuskuormituksia. Liitokset pilareihin mallinnetaan nivelinä, jolloin koko pääkannattajan taivutusmomentti kohdistuu pelkästään ristikolle, eikä siirry liitoksien kautta pilareille kuten nykyisessä rakenteessa. Vaikka yläpaarre on yhtenäinen sauva koko ristikon pituudelta, paarre mallinnetaan uumasauvojen välisinä paloina, jolloin yläpaarteiden sauvojen nurjahduspituudet vastaavat mallissa todellista tilannetta. Yläpaarteiden osien väliset liittymäkohdat mallinnetaan täysin jäykkänä, jolloin paarre käyttäytyy mallissa samoin kuin yksi pitkä yhtenäinen sauva. Alapaarteiden osat mallinnetaan kahtena pitkänä sauvana, sillä alapaarteeseen kohdistuu pelkkää vetorasitusta, eikä näin ollen nurjahdusta pääse tapahtumaan. Alapaarteiden osat on liitetty toisiinsa jäykkänä, joten paarre vastaanottaa taivutuksen yhtenäisenä rakenteena. Niveellinen ratkaisu olisi voinut johtaa suurempiin taipumiin koko ristikossa, minkä vuoksi jäykkä on luultavasti tässä parempi.

Ristikon uumasauvat voidaan yleensä yksinkertaistaa välittämään ainoastaan normaali-voimia (Ongelin & Valkonen 2016). Mallinnuksessa tämä voidaan ottaa huomioon esimerkiksi mallintamalla uumasauvojen liitokset paarteisiin nivelellisiksi. Toinen, yksinkertaisempi vaihtoehto Robotissa on määrittää uumasauvat ristikkosauvoiksi, jolloin niiden vapautuksiin ei tarvitse kiinnittää huomiota, vaan ohjelma huomioi sauvat ainoastaan normaalivoimia välittävinä rakenneosina.

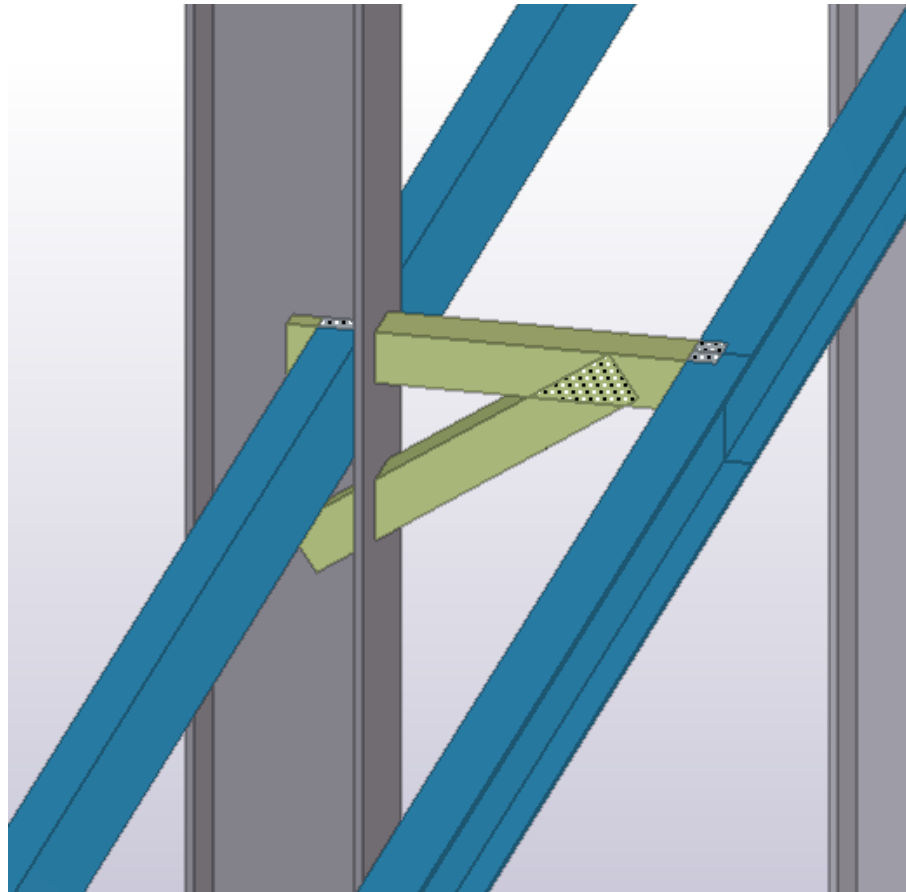
Katon kuormitukset mallinnetaan kaikki yläpaarteille kohdistuvina lukuun ottamatta ripustuskuormia, jotka kohdistuvat todellisuudessa alapaarteisiin. Kuormat mallinnetaan viivakuormina, jotka lasketaan ominaiskuormista moduulijaon avulla. Tämä helpottaa kuormien mallintamista Robotilla, sillä sauvarakenteille neliökuormien mallintaminen on haastavaa ja osittain jopa mahdotonta. Myös orsilta välittyvät kuormat mallinnetaan yksinkertaistuksen vuoksi viivakuormina kevytorsien yleisesti tiheämmästä orsivälistä johdettujen

3.4 Pilarit

Kohteessa on kolmenlaisia pilareita: korkeat pääpilarit, matalat pääpilarit sekä päädyn pilarit. Pääkehien pääpilarit mallinnetaan mastopilareina, eli niiden tuenta on alapäästä jäykkä ja yläpäästä täysin tueton. Päätyjen pilarit ovat mallissa alapäästään nivelellisiä. Koska nykyisessä rakennuksessa pääpilarien yläpäät ovat jäykkiä ja sitä kautta pilareihin

kohdistuu kohtalaisen suuria paikallisia taivutusmomenteja, niissä ollaan päädytty melko järeisiin profiileihin, ja pahimmillaan lisäksi kotelointiin.

Eräs pilarien suuriin kuormituksiin johtava tekijä on huoltotason palkin rakenne. Tästä syystä huoltotason kannatus suunnitellaan kokonaan uudelleen. Sen sijaan, että huoltotasorakenne yhdistyisi pääkannattajaan välittäen sieltä tulevia rasituksia, uusi huoltotasokannake yhdistyy ainoastaan pääpilariin. Samalla huoltotasoa kavennetaan aiemmasta, sillä nykyisellään se on tarpeettoman leveä ja raskas käyttöönsä nähden. Huoltotasoa käytetään ainoastaan joitakin kertoja vuodessa ja sen käyttö ei ole säännöllistä. Lisäksi tasolta käsin ei tehdä raskaita asennustöitä, vaan lähinnä pelkästään tarkastus- ja ylläpitotoimenpiteitä, jolloin käyttö on hyvin kevyttä. Uusi huoltotasokannake toteutetaan neliöputkirakenteena, joka on huomattavasti alkuperäistä kevyempi ja näin ollen tuottaa vähemmän rasituksia pilarille. Uuden huoltotason kannatusrakenne on esitetty kuvassa 22.



Kuva 22. Huoltotason kannatusrakenne

Pääpilarin jäykän liitoksen siirtäminen yläpäältä alapäähän sekä huoltotason tukeminen pelkästään pääpilarin varaan muuttaa kuormitusten jakautumista pilarille. Mastopilarien tapauksessa suurimmat taivutusmomentit sijaitsevat pilarien juuressa, kun alkuperäi-

sessä rakenteessa momenttihuiput sijaitsivat lyhyemmän pilarin yläpäässä sekä pidemmän pilarin keskellä huoltotasopalkin kohdalla. Päätyjen pilarien rakennemallia ei muuteta uudelleen suunnittelussa, sillä ne olivat jo alkuperäisessä rakenteessa nivelellisiä molemmista päistään. Ainoa perustelu niiden muuttamiseksi alapäästään jäykiksi olisi rungon jäykistäminen pituussuunnassa päätyjen momenttijäykkien liitosten avulla, mutta tämä ratkaisu voisi näin pitkässä hallirakennuksessa osoittautua kustannustehottomaksi verrattuna vinosidejäykistykseen pitkillä sivuilla.

Koska pilareille kohdistuu sekä suuria puristusvoimia että taivutusmomentteja, käytetään niissä alkuperäisen rakenteen mukaisesti HEA-profiileja. HEA-profiilin etuna on pienempi hoikkuus verrattuna esimerkiksi IPE-profiileihin, mikä johtaa korkeampaan nurjahduskestävyyteen. Korkeasta nurjahduskestävyydestä on etua etenkin mastopilareilla, joilla nurjahduspituus on suurempi kuin yläpäästään tuetulla rakenteella. Mitoituksessa käytettävä nurjahduspituus mastopilareilla on $2 \cdot L$, jossa L on pilarin pituus.

3.5 Jäykistys

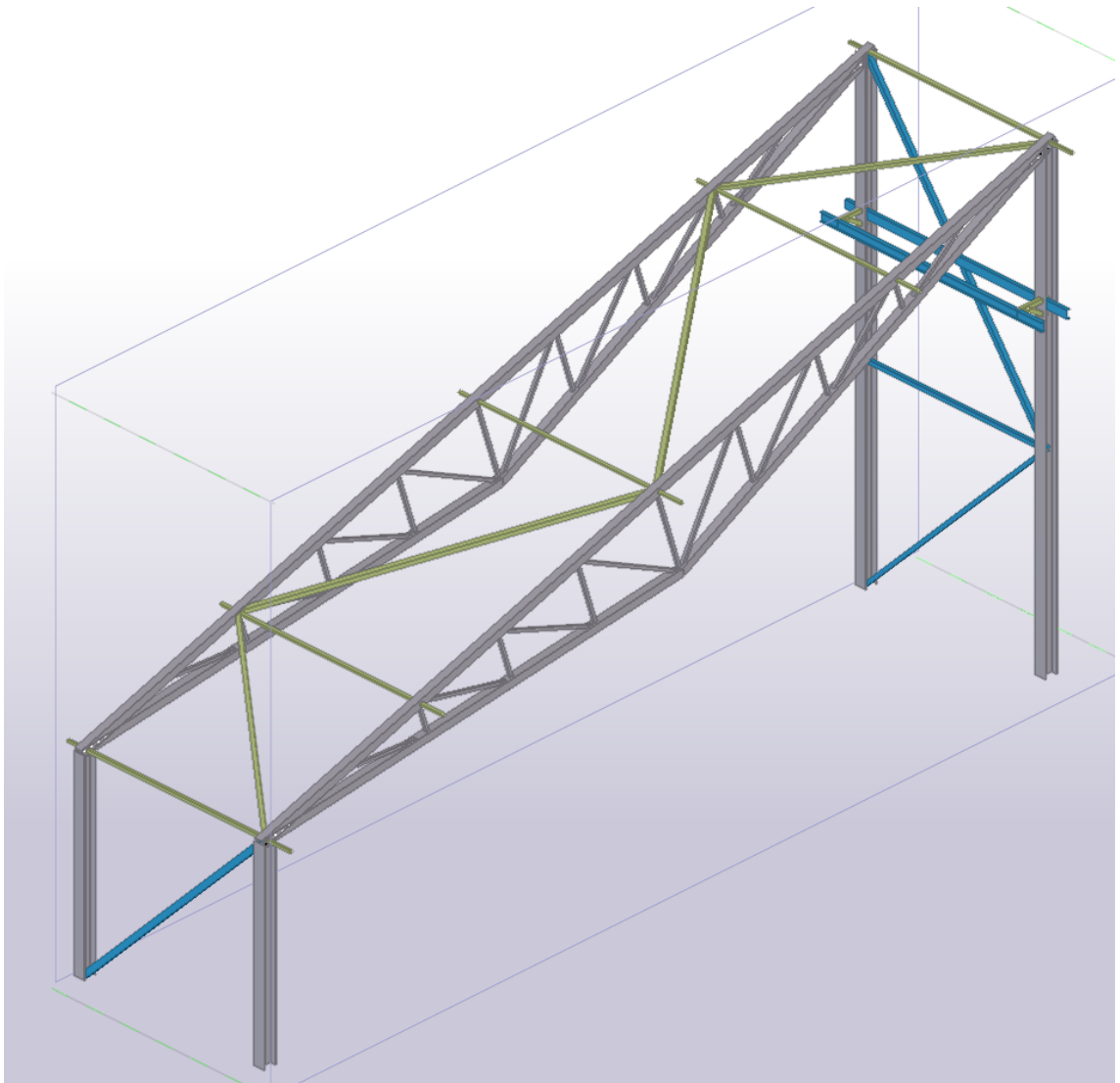
Rakennuksen runko jäykistetään uusissa suunnitelmissa osittain samoilla menetelmillä kuin alkuperäisissä. Uuden rungon jäykistys koostuu kolmesta jäykistyskomponentista: kehäjäykistys, seinäjäykistys sekä kattojäykistys. Kukin komponentti osallistuu rakennuksen kokonaisjäykistykseen tietyssä suunnassa, välittäen kantavien rakenteiden vaakakuormia perustuksille.

Kehäjäykistys vaikuttaa rungon jäykistykseen lyhyemmässä suunnassa. Pääkehän mastopilarit välittävät jäykkien perustusliitosten kautta lyhyemmässä suunnassa vaikuttavat vaakavoimat perustuksille taivutusmomenttina ja leikkausvoimana sekä estävät pilarien yläpäiden liialliset sivuttaissiirtymät kehän tasossa. Tällöin jokainen kehä on itsessään omassa tasossaan jäykkä.

Seinäjäykistys vaikuttaa kahteen suuntaan, rakennuksen päädyissä lyhyempään suuntaan sekä pitkillä sivuilla pituussuuntaan. Koska pääty pilarit ovat alapäästään nivelellisiä, ne tarvitsevat jäykistykseen molempiin suuntiin. Päädyissä jäykistys on toteutettu pilarien välisillä vinositeillä, jotka välittävät päätykehien tason suuntaiset kuormat perustuksille. Samoin rakennuksen pitkillä sivuilla pituussuuntainen jäykistys tapahtuu pilarien välisillä vinositeillä, joita on kolmessa kehävälissä molemmilla pitkillä sivuilla. Pilarien yläpäät sidotaan myös toisiinsa pitkillä sivuilla käyttäen vaakasiteitä.

Rakennuksen kattojäykistyksellä estetään kattokannattajien kiepahdus ja sivuttaissiirtymät sekä jäykistetään kattorakenne toimimaan yhtenäisenä jäykkänä pintana. Seinäjäykistykseen tavoin myös kattojäykistys toteutetaan kattoristikoiden yläpaarteiden välisinä

vinositeinä. Voimien järkevän jakautumisen vuoksi kattojäykistyslinjat sijaitsevat samoissa kehäväleissä kuin pitkän sivun seinäjäykistyslinjat. Lisäksi kattoristikot on sidottu toisiinsa vaakasitein myös muissa kehäväleissä. Kuvassa 23 on esitetty kehien väliset jäykistysiteet sekä katolla että seinillä. Kuvasta nähdään, että korkeammalla sivulla käytetään kolmea jäykistyssidettä ja matalammalla yhtä. Tämä johtuu sauvojen nurjahduspituuksien rajoittamisesta järkeviin pituuksiin. Liian pitkien sauvojen käyttö johtaa ylisuurin profiilikokoihin, jolloin yleensä edullisemmaksi tulee käyttää useampaa lyhyempää sauvaa.



Kuva 23. Kehien väliset jäykistyssauvat

Alkuperäisestä rakenteesta poiketen uudet jäykistyksessä käytettävät siteet suunnitellaan käyttäen neliöputkiprofiileja, joita käytetään siderakenteissa Suomessa yleisesti. Alkuperäisessä rakenteessa siteinä oli käytetty ristikkäisiä pyörötankoja ja L-profiileja. Neliöputkia käyttämällä voidaan päästä eroon ristikkäin asennettavista siteistä, sillä putkiprofiilin avulla voidaan siirtää myös puristusvoimia. Putkiprofiileilla on yleisesti parempi

nurjahduskestävyys samanpainoisiin L-teräksiin nähden, joten ne soveltuvat huomattavasti paremmin puristettuihin rakenneosiin. Jäykistyssiteet on mallinnettu rakennemalliin molemmista päistään nivelellisinä rakenneosina, joten niihin kohdistuu pelkästään normaalivoimia. Käytettäessä yksittäisiä siteitä jäykistyksessä asennettävien osien määrä puolittuu ja nopeutuu samassa suhteessa, ja runko saadaan jäykistettyä nopeasti jo asennusvaiheessa.

3.6 Katto-orret

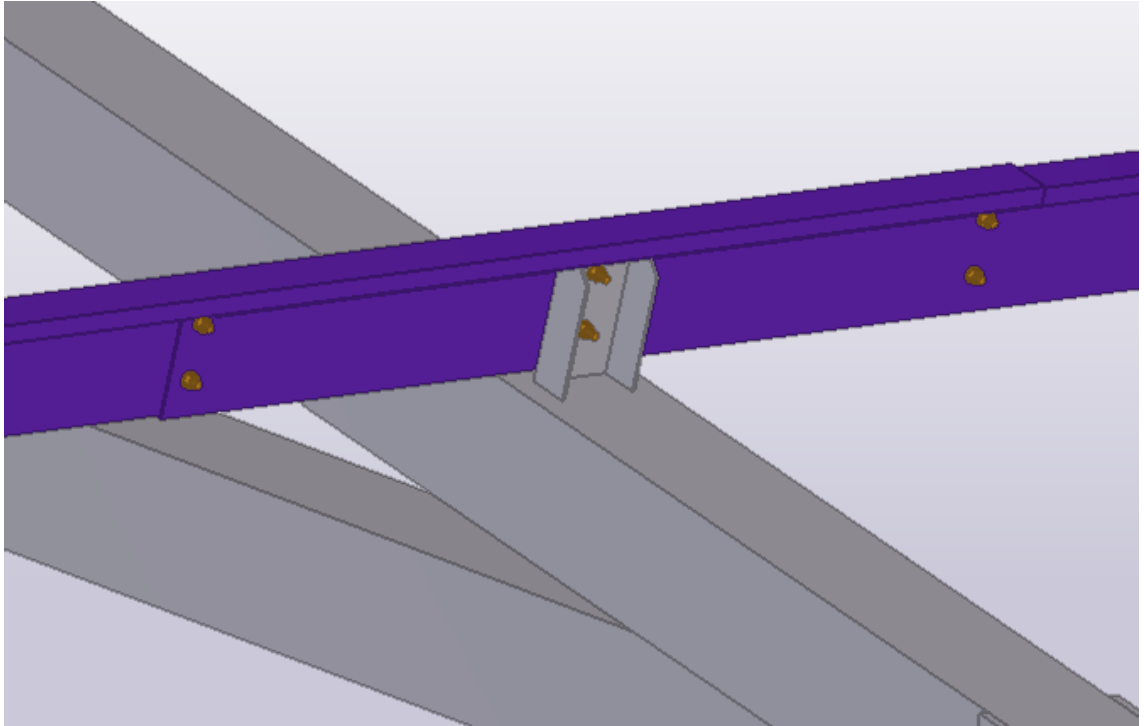
Nykyisen rakennuksen järeät ja harvakseltaan sijoitellut katto-orret muutetaan vastamaan Suomessa yleisempiin kylmämuovattuihin kevytorsiiin. Kevytorret valmistetaan teräslevystä rullamuovaamalla. Orsien materiaalina käytetään kylmämuovaukseen soveltuvaa teräslaatua S350GD+Z. Kevytorret ovat hyvin pitkälle optimoituja ohutseinämäisiä rakenteita, joiden etuna on keveys kestävyteen suhteutettuna. Lisäksi niiden asentaminen on erittäin nopeaa, mikä on etenkin Suomessa hyvin positiivinen piirre, sillä nopealla katon rakenteiden asennuksella saadaan koko rakennus säältä suojaan.

Uuden orsirakenteen suunnittelussa käytetään Ruukin PurCalc-ohjelmaa, jolla voidaan mitoittaa koko katon orsirakenteet Eurokoodin mukaisesti. Ohjelma on kehitetty nimenomaan kevytorsien mitoitukseen, ja sen avulla voidaan ottaa huomioon orsien kiinnitykset kattokannattajiin, limitykset, laippojen tuennat sekä orsirakenteille kohdistuvat kuormitukset. Ohjelmalla voidaan määrittää käyttöön soveltuva orsi profiili ja -jako. Orsirakenne mitoitetaan jatkuvana moniaukkoisena palkkina, jossa jatkuvuus saavutetaan orsia limittämällä. Limitykset jatketaan lähelle jatkuvan palkin momentin nollakohtia molemmin puolin tukia, jolloin liitoksille kohdistuisi mahdollisimman pienet taivutusrasitukset. Orret limitetään joka kehän kohdalla, jolloin yksittäisen orren pituus ei muodostu liian pitkäksi. Ohjelma mitoittaa automaattisesti limityksen vaikutuksen sekä liitinten kestävyden liitoksissa.

Katto-orsina käytetään tyypillisesti Z-orsia, joiden laipat ovat epäsymmetriset limityksen mahdollistamiseksi. Z-orsien profiilipaksuus vaihtelee 1,5 ja 3 mm:n välillä, tässä kohteessa päädyttiin 2 mm levypaksuuteen. Tyypillisesti reunakentät eli rakennuksen reunimmaisat kehävälit ovat eniten rasiitettuja, jolloin niissä voidaan joutua käyttämään joko tihennettyä orsijakoa tai tuplaorsia päällekkäin. Tässä kohteessa jyrkähkön kattokulman vuoksi reunakenttien kuormitukset jäävät kuitenkin tarpeeksi pieniksi, että koko katossa voidaan käyttää samaa orsikokoa ja orsiväliä. Tämä johtaa osaltaan suurempaan toistoon, mikä helpottaa tehdastoimituksia sekä asentamista.

Kohteeseen koko katon orsien profiiliksi valikoitui mitoituksessa 200 mm korkea Ruukin LP-Z200-kevytorsiprofiili 1200 mm orsijaolla. Orret kiinnitetään kattoristikoihin uumas- taan ruuvi kiinnityksellä ristikon yläpaarteeseen hitsatun U-profiilin välityksellä. Orret limi- tetään keskenään 650 mm matkalta liitoksen molemmin puolin. Orsien liitosperiaate on esitetty kuvassa 24. Vertailumalleja laadittaessa käytetään samaa orsijärjestelmää joka rakennemallissa, sillä kaikkien vertailutapausten kattojen kuormitukset ovat samat. Ra- kennemalleissa orret huomioidaan ristikoiden viivakuormina, koska orsia ei ole järkevää mallintaa Robotilla niiden mitoituksen tapahtuessa PurCalcilla. Orsilta ristikoille tulevat kuormat mallinnetaan viivakuormina yksinkertaistuksen vuoksi orsivälin ollessa suhteel- lisen tiheä. Mikäli orsivälistä olisi tullut leveämpi, olisi orsilta tulevat kuormat täytynyt mal- lintaa pistekuormina orsien ja ristikon liitoskohtiin.

Katto-orsien sijasta vesikaton kannattajana voitaisiin käyttää poimulevyä, joka kiinnite- tään suoraan ristikon yläpaarteisiin. Tällöin voitaisiin poistaa katto-orret rakenteesta ko- konaisuudessaan. Poimulevy rakenne voisi rakenteellisesti osallistua myös katon tason suuntaiseen jäykistykseen, jolloin se voisi toimittaa kahta tehtävää rakenteessa: toimia vesikattoa kantavana rakenneosana sekä kattorakennetta jäykistävänä rakenneosana. Tässä kohteessa haluttiin kuitenkin säilyttää mahdollisuus käyttää sandwich-elementtejä vesikattorakenteessa. Tähän poimulevy ei sovellu, koska kattoelementit asennetaan ka- ton lappeen suuntaisesti, jolloin niiden tuki tulee olla rakennuksen pituussuuntainen. Li- säksi käytettäessä 5 metrin moduuliväliä poimulevyn kestävyys ei välttämättä riittäisi kantamaan sandwich-elementtien painoa.

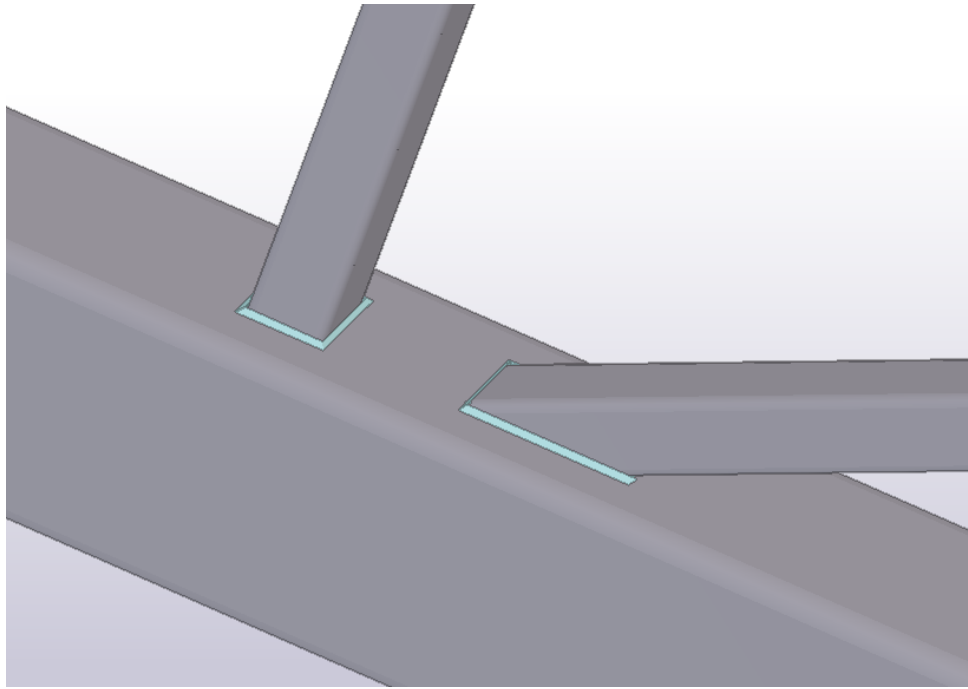


Kuva 24. Katto-orsien kiinnityspeiraate

3.7 Ristikon uumasauvojen liitokset

Ristikon uumasauvat liitetään ristikon paarteisiin hitsaamalla. Tässä työssä liitokset mitoitetaan käyttäen Robotin liitosmitoitusta, joka tarkastaa liitokset standardin SFS-EN 1993-1-8 mukaisesti. Liitoksesta tarkistetaan liitettävien osien veto-, puristus-, leikkaus sekä taivutuskestävyydet sekä hitsien kestävyys eri suunnissa. Lisäksi liitoksesta tarkistetaan paarteen pinnan kestävyys uumasauvoilta syntyvää lävistystä ja taivutusta vastaan.

Vaikka uumasauvat on mallinnettu siten, että sauvojen solmukohta on paarteen keskilinjalla, todellisuudessa sauvojen katkaisusta johtuen ne eivät kohtaa samassa pisteessä vaan hieman erillään toisistaan paarteen pinnan tasassa. Ohjelma ottaa laskussa huomioon liitoksen epäkeskisyydet ja laskee niiden myötä aiheutuvat todelliset liitosvoimat. Kuvassa 25 on esitetty ristikkoliitoksen periaate, josta nähdään kuinka uumasauvat sijoittuvat todellisuudessa paarteen pintaan.



Kuva 25. Ristikon uumasauvojen liitoksen periaate

Uumasauvojen hoikkuudesta johtuen niiden mitoittavaksi tekijäksi muodostuu nurjahdus, mutta niiden aksiaalisen kestävyden käyttöaste ilman nurjahdusta jää melko pieneksi. Uumasauvoja on myös melko tiheässä, mistä seuraa pienehköt rasitukset sauvoille. Näistä tekijöistä johtuen myöskään liitoksen käyttöasteet eivät nouse kovin suuriksi. Suurin käyttöaste saavutetaan alapaarteen vetokestävyydelle, joka on liitoksissa suurimmillaan 59 %. Liitoksissa käytetään hitsinä pienahitsiä, jonka a-mitta on 5 mm. Yleisesti uumasauvojen hitsin a-mittana käytetään putken seinämäpaksuutta, sillä uumasauvat ovat yleensä melko pieniprofiilisiä putkia. Hitsin suurin käyttöaste on pystysauvan poikittaisissa hitseissä, joissa se on 34 %.

3.8 Perustusliitos

Uudessa rakennemallissa molempien pääpilarien liitokset mallinnetaan jäykiksi, jolloin ne välittävät koko pilariin kohdistuvan taivutuksen perustuksiin. Pilarien perustusliitos toteutetaan pohjalevyliitoksena, jossa pilarin pohjaan hitsataan levy, jonka välityksellä pilari kiinnitetään perustuksiin peruspultein. Pilariprofiili tuetaan pohjalevyyn jäykistelevyihin, jotka hitsataan pohjalevyyn sekä pilariprofiiliin. Vanhaan rakenteeseen verrattuna uudessa rakenteessa perustusliitoksesta poistetaan vetotangot sekä leikkauspalat. Uudet perustusliitokset ovat jäykkiä vain pilarin vahvempaan suuntaan, sillä HEA-profiililla ei ole järkevää välittää heikomman suunnan taivutusta.

Perustusliitoksen mitoitus tehdään käyttäen Robotin liitoslaskentaa. Tällöin liitokseen kohdistuvat rasitukset saadaan suoraan rakennemallista, ja ne päivittyvät rakennemallin

muuttuessa. Robotin liitoslaskenta tapahtuu komponenttimenetelmällä standardin SFS-EN 1993-1-8 mukaan. Ohjelma tarkistaa kaikki liitoksen komponentit ja antaa näille käyttöasteet. Lisäksi ohjelman laskentaan kuuluu liitoksen alkujäykkyyden määrittäminen, jolloin laskelmasta voidaan tarkistaa, onko liitos todella täysin jäykkä vai osittain jäykkä. Liitokset voidaan luokitella jäykäksi, nimellisesti nivelelliseksi tai osittain jäykäksi liitoksen kiertymisjäykkyyden perusteella vertaamalla kiertymisjäykkyyden alkuarvoa $S_{j,ini}$ standardissa SFS-EN 1993-1-8 esitettyihin raja-arvoihin. Todellisuudessa täysin jäykän liitoksen aikaansaaminen etenkin matalamman pilarin tapauksessa osoittautuu haastavaksi ja mahdollisesti jopa tarpeettoman raskasrakenteiseksi. Osittain jäykät liitokset välittävät myös momenttia, jolloin kehän jäykistys on mahdollista myös osittain jäykällä perustusliitoksella. Robotissa on mahdollista määrittää perustuksien tukipisteelle laskennasta saatava alkujäykkyys, joka ottaa huomioon liitoksen osittaisen jäykkyyden. Tällöin malli täytyy analysoida uudelleen, jonka jälkeen nähdään, onko liitos riittävän jäykkä säilyttääkseen rakennuksen stabiiliteetin sekä välttämään liialliset pilarien siirtymät.

Korkeamman pilarin täysin jäykkä liitos on huomattavasti helpompi toteuttaa, sillä täysin jäykän liitoksen alkujäykkyyden raja-arvoon vaikuttaa pilarin pituus. Alkujäykkyyden raja-arvo määritetään standardin SFS-EN 1993-1-8 kaavan (11) mukaisesti:

$$S_{j,ini} \geq 30EI_c/L_c \quad (11)$$

missä

E on teräksen kimmomoduuli;

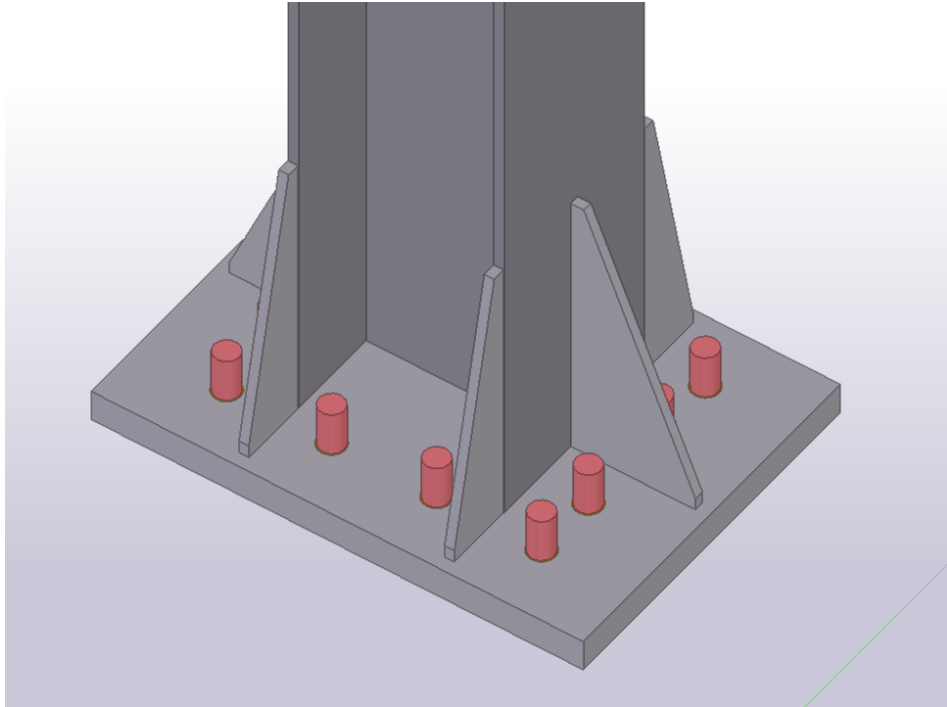
I_c on pilarin neliömomentti;

L_c on pilarin pituus.

Kaavasta (11) nähdään, että pilarin pituus on kääntäen verrannollinen alkujäykkyyden jäykän liitoksen raja-arvoon. Tämän seurauksena korkean pilarin perustusliitoksen jäykkyys on helpommin saavutettavissa vähemmän jäykällä liitoskomponenteilla. Lyhyemmän pilarin tapauksessa täysin jäykän liitoksen saavuttaminen kustannustehokkaasti osoittautui lähes mahdottomaksi. Tämän seurauksena matalan pilarin perustusliitos suunnitellaan osittain jäykkänä, ja osittainen jäykkyys otetaan huomioon rakennemalissa.

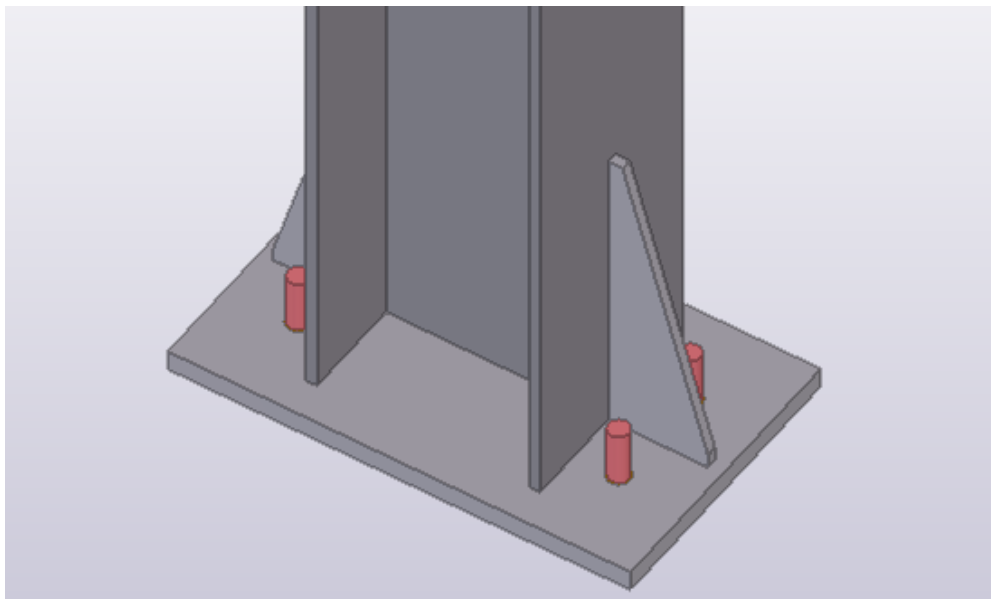
Matalan pilarin liitoksesta tulee osittaisesta jäykkyydestä huolimatta järeäkö, siihen vaaditaan yhteensä 12 M39 peruspulttia, 50 mm paksu pohjalevy sekä 15 mm paksut jäykistelevyt joka suuntaan. Liitoksen 3D-havainnekuva on esitetty kuvassa 26. Tämänlaisella ratkaisulla liitoksesta tulee riittävän jäykkä, ettei pilarien päiden siirtymät kasva

liikaa. Matalan pilarin tapauksessa jäykän liitoksen raja-arvo on n. 349 000 kNm/rad, ja mitoitetun liitoksen alkujäykkyys on n. 137 000 kNm/rad.



Kuva 26. Matalan pääpilarin perustusliitos

Korkean pilarin tapauksessa jäykän liitoksen raja-arvo on n. 145 000 kNm/rad, minkä saavuttaminen kevyemmällä liitoksella on yksinkertaisempaa kuin matalan pilarin tapauksessa. Korkean pilarin liitoksessa täysin jäykän liitoksen saavuttamiseen tarvitaan 4 M30 peruspulttia, 30 mm paksu pohjalevy sekä taivutuksen suuntaiset jäykistelevyt, joiden paksuus on 15 mm. Perustusliitos on esitetty kuvassa 27.



Kuva 27. Korkean pääpilarin perustusliitos

4. TULOSTEN VERTAILU

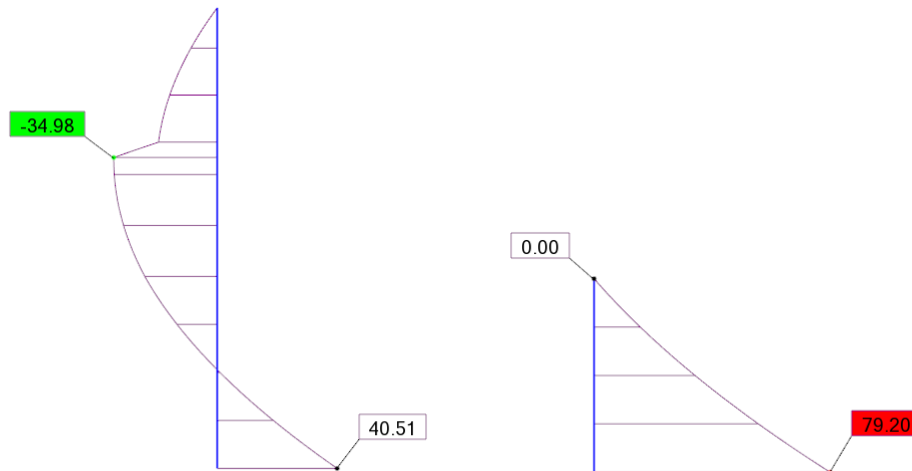
Rakennuksesta tehtiin yhteensä 6 vertailumallia Robotilla. Jokaista ristikkotopologiaa kohden tehtiin kaksi vertailumallia ristikoissa käytettävien materiaalien mukaan. Vertailtavat ristikon osien materiaalit ovat S355J2H ja S420MH. Muissa rakenneosissa käytettiin kaikissa malleissa S355-luokan terästä. Vertailtavissa rakenteissa pyrittiin kasvattamaan käyttöasteita mahdollisimman suuriksi teräsprofiileja keventämällä pitäen samankaltaisten rakenneosien profiilit samoina toiston vuoksi. Seuraavissa kappaleissa on esitelty kunkin rakenteen profiilit sekä hallirakennuksen puolikkaan rungon kokonaismassat. Massat on jaoteltu rakenneosittain päätykehiin, joihin kuuluu pääty pilarit ja -palkit, katto-orisiin, huoltosiltarakenteeseen, pääkehiin, seinäjäykistykseen sekä kattojäykistykseen. Vertailtavat rakenteet on otsikoitu niissä käytettävien ristikkotopologioiden nimien ja niissä käytettävän teräsmateriaalin mukaisesti.

4.1 Vertailumallien yhteiset rakenteet

Johtuen rakennuksen kattoristikoiden rakennemallista suurin osa rakenneosista valikoitui samoiksi kuin muissa vertailtavissa rakennemalleissa. Koska kattoristikot ovat nivellisesti kiinnitettyjä pilareihin päistään vain yhden solmun välityksellä, niiden muuttaminen ei vaikuta merkittävästi muiden rakenneosien toimintaan, sillä ristikoilta ei välity taivutusmomenteja pilareille. Käytännössä suurimmat erot rakenteiden massoissa syntyvät ristikoiden eroavaisuuksista. Seinäjäykistyksen osalta sauvojen muoto ja sijainnit pysyvät samana jokaisessa vertailutapauksessa, pelkästään profiilit vaihtelevat joissain vinoiteissa. Kattojäykistyksen muoto vaihtelee eri malleissa hieman johtuen ristikoiden solmukohtien sijainneista, katon sauvat sijoitetaan aina ristikon uumasauvojen ja yläpaarten solmuun.

Jokaisessa rakennemallissa käytetään samoja profiileja eri pilarityypeissä. Pääpilarien profiiliksi valikoitui mitoituksessa HEA 340. Mastopilarirakenteen seurauksena käyttörajatilan siirtymät pilarin yläpäässä muodostuivat mitoittavaksi tekijäksi. Käyttörajatilassa suurin käyttöaste oli 94 %. Murtorajatilan käyttöasteet pilareilla jäi huomattavasti vaatimattomammiksi, suurin käyttöaste oli 55 %. Murtorajatilan määräävin mitoistekijä oli puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutus. Kuvassa 28 on esitetty esimerkkinä pilarien momenttikuvaajat, joista nähdään momenttihuippujen paikat sekä korkealle että matalalle pilarille. Mastopilarille tyypillisesti momentin huippukohta on pilarin juuressa, mutta korkeassa pilarissa syntyy myös suuri taivutusmomentti huoltosillan rakenteen kohdalle. Päätyjen pilarien profiiliksi saatiin hieman pienempi HEA 300. Myös päätykehien palkit

ovat jokaisessa vertailumallissa samat. Palkkien profiili on myös sama kuin alkuperäisessä rakennuksessa, HEA 220.



Kuva 28. Pilarien momenttikuvaajat, yksiköt kNm

Katto-orsirakenne on myös riippumaton ristikoiden sekä rungon materiaalien muutoksista, joten se on myös sama kaikissa vertailtavissa tapauksissa. Katto-orret ovat Ruukin kevytorsiprofiilia LP-Z200. Samoin huoltosiltarakenne, joka on uudelleen suunnittelussa muokattu täysin irralliseksi rakenteeksi, pysyy samana joka vertailumallissa. Huoltosillan palkkien profiileiksi valikoitui UPE 220 ja IPE 220. Pilariin kiinnittyvä huoltosillan tuki on profiililtaan neliöputkea 100x100x4.

Edellä esitetyt uusissa vertailurakenteissa samana pysyvien rakenteiden massat on esitetty taulukossa 8. Eri vertailutapauksien kokonaismassoja yhteen laskettaessa otetaan huomioon taulukossa esitetyt massat. Rakenteiden massat on saatu Teklasta tulostettavista materiaaliilistoista.

Taulukko 8. Vertailumallien yhteisten rakenteiden massat

Rakenne	Massa (kg)
Päätykehät	10 342,0
Katto-orret	16 788,7
Huoltosiltarakenne	4 945,3
Yhteensä:	32 076,0

4.2 K-ristikko, S355

K-ristikon tapauksessa käytettäessä pelkästään S355-luokan terästä ristikon yläpaarten profiiliksi valikoitui neliöputki 200x200x8, uumasauvojen profiiliksi 80x80x4 sekä

alapaarteen profiiliksi suorakaideputki 300x200x8. Seinäsiteissä matalalla sivulla käytetään neliöputkea 150x150x4. Korkealla sivulla seinäsiteissä käytetään neliöputkiprofiileja 100x100x4 ja 120x120x5. Päädyissä seinäsiteinä käytetään neliöputkia 100x100x4. Katolla katoksen puoleisella reunalla olevalla vinosidelinjalla on käytetty profiileina neliöputkia 150x150x4, 120x120x4 sekä 100x100x4. Rakennuksen välitilan puoleisessa päädyssä vinositeissä käytetään profiileja 120x120x4 ja 100x100x4. Suurinta profiilia käytetään suunniteltavan osan molemmissa päissä raskainten kuormitetuissa nurkissa. Katon keskellä olevalla jäykistelinjalla vinositeiden profiileina käytetään neliöputkea 100x100x4. Kehien välisissä siteissä käytetään profiilia 70x70x4 vinosidelinjojen välisillä osuuksilla.

Mitoituksessa saatujen profiilien suurimmat käyttöasteet olivat ristikoiden yläpaarteissa 97 %, uumasauvoissa 85 % sekä alapaarteissa 97 %. Seinäsiteissä käyttöasteet olivat suurimmillaan profiililla 150x150x4 87 %, profiililla 120x120x5 72 % sekä profiililla 100x100x4 66 %. Kattositeissä profiilin 150x150x4 suurin käyttöaste oli 65 %, profiilin 120x120x4 55 % ja profiilin 100x100x4 53 %. Mitoitetun rakenteen massat on esitetty rakenneosittain jaoteltuna taulukossa 9, ja vertailurakenteen ristikon osien prosentuaaliset osuudet ristikon kokonaismassasta on esitetty taulukossa 10.

Taulukko 9. *K-ristikko, S355, rakenteiden massat*

Rakenne	Massa (kg)
Pääkehät	76 012,3
Seinäjäykistys	2 398,8
Kattojäykistys	5 151,6
Kokonaismassa	115 638,7

Taulukko 10. *K-ristikko, S355, ristikon osien osuudet massasta*

Rakenne	Massa (kg)	Prosenttiosuus ristikon massasta
Alapaarre (200x200x8)	1113,5	40 %
Yläpaarre (300x200x8)	1428,7	52 %
Uumasauvat (80x80x4)	231,4	8 %
Kokonaismassa	2773,6	

4.3 K-ristikko, S420

S420-lujuusluokan terästä käytettäessä K-ristikossa yläpaarteen profiiliksi valittiin 250x250x6, alapaarteeseen 300x300x6 sekä uumasauvoiksi 80x80x4. S420-lujuuteen vaihdettaessa uumasauvojen materiaalin muutoksella ei saavutettu kevyempää profiilia,

joten säästösyistä niiden lujuusluokaksi jätettiin S355. Rakenteen samanlaisuudesta johdettujen seinä- ja kattositeiden profiilit säilyivät samoina kuin K-ristikon tapauksessa S355-teräksellä.

Ristikon profiilien käyttöasteet olivat suurimmillaan yläpaarteissa 97 %, uumasauvoissa 84 % sekä alapaarteissa 80 %. Vertailtavien rakenteiden massat on esitetty rakenneosittain jaoteltuna taulukossa 11, ja vertailurakenteen ristikon osien prosentuaaliset osuudet ristikon kokonaismassasta on esitetty taulukossa 12.

Taulukko 11. *K-ristikko, S420, rakenteiden massat*

Rakenne	Massa (kg)
Pääkehät	72 967,1
Seinäjäykistys	2 398,8
Kattojäykistys	5 151,6
Kokonaismassa	112 593,5

Taulukko 12. *K-ristikko, S420, ristikon osien osuudet massasta*

Rakenne	Massa (kg)	Prosenttiosuus ristikon massasta
Alapaarre (300x300x6)	1301,8	50 %
Yläpaarre (250x250x6)	1061,3	41 %
Uumasauvat (80x80x4)	231,4	9 %
Kokonaismassa	2594,5	

4.4 KT-ristikko, S355

KT-ristikossa S355-lujuuden terästä käytettäessä ristikon yläpaarteeksi saatiin neliöputki 200x200x10, uumasauvoiksi 80x80x5 ja alapaarteeksi 200x200x8. Seinäsiteissä matalalla sivulla profiilina käytetään neliöputkea 150x150x5. Korkeammalla sivulla profiilit ovat samat kuin K-ristikon tapauksessa, samoin päätyjen jäykistesiteissä. Kattositeissä sekä katoksen että välitilan puoleisessa päässä käytetään samoja profiileja kuin K-ristikon tapauksessa sillä erotuksella, että profiiliin 150x150x4 sijasta käytetään profiilia 150x150x5. Keskellä sijaitsevalla vinosidelinjalla käytetään profiilia 120x120x4. Kehien välisinä siteinä käytetään profiilia 70x70x4 samoin kuten K-ristikossa.

Ristikon yläpaarten käyttöasteeksi saatiin mitoituksessa suurimmillaan yläpaarteissa 94 %, uumasauvoissa 89 % ja alapaarteissa 82 %. Seinäsiteissä profiiliin 150x150x5 käyttöaste oli suurimmillaan 73 %, profiililla 120x120x5 67 %, sekä profiililla 100x100x4 63 %. Kattositeissä suurimmat käyttöasteet olivat profiililla 150x150x5 86 %, profiililla

120x120x4 39 % ja profiililla 100x100x4 18 %. Vertailurakenteen massat on esitetty rakenneosittain jaoteltuna taulukossa 13, ja vertailurakenteen ristikon osien prosentuaaliset osuudet ristikon kokonaismassasta on esitetty taulukossa 14.

Taulukko 13. *KT-ristikko, S355, rakenteiden massat*

Rakenne	Massa (kg)
Pääkehät	77 345,7
Seinäjäykistys	2 529,3
Kattojäykistys	5 363,0
Kokonaismassa	117 314,0

Taulukko 14. *KT-ristikko, S355, ristikon osien osuudet massasta*

Rakenne	Massa (kg)	Prosenttiosuus ristikon massasta
Alapaarre (200x200x8)	1133,5	40 %
Yläpaarre (200x200x10)	1377,4	48 %
Uumasauvat (80x80x5)	341,2	12 %
Kokonaismassa	2852,1	

4.5 KT-ristikko, S420

Vaihdettaessa KT-ristikon osat teräslaatuun S420 ristikon yläpaarten profiiliksi saatiin neliöputki 200x200x8, uumasauvojen profiiliksi 80x80x4 ja alapaarteeksi 250x250x6. KT-ristikon tapauksessa teräslaadun muuttamisella saatiin pienennettyä jokaisen ristikon osan profiilia verrattuna S355-vaihtoehtoon. Kuten K-ristikon tapauksessa, myös KT-ristikossa ristikon materiaalin muutos S420-teräkseen ei vaikuttanut jäykistysiteisiin, vaan ne ovat samat kuin KT-ristikon tapauksessa S355-teräksellä.

Ristikossa käyttöasteet olivat suurimmillaan yläpaarteessa 94 %, uumasauvoissa 93 %, sekä alapaarteissa 78 %. Vertailurakenteen massat on esitetty rakenneosittain jaoteltuna taulukossa 15, ja vertailurakenteen ristikon osien prosentuaaliset osuudet ristikon kokonaismassasta on esitetty taulukossa 16.

Taulukko 15. *KT-ristikko, S420, rakenteiden massat*

Rakenne	Massa (kg)
Pääkehät	70 858,5
Seinäjäykistys	2 529,3
Kattojäykistys	5 363,0
Kokonaismassa	110 826,8

Taulukko 16. *KT-ristikko, S420, ristikon osien osuudet massasta*

Rakenne	Massa (kg)	Prosenttiosuus ristikon massasta
Alapaarre (250x250x6)	1080,4	44 %
Yläpaarre (200x200x8)	1113,5	45 %
Uumasauvat (80x80x4)	276,6	11 %
Kokonaismassa	2470,5	

4.6 N-ristikko, S355

N-ristikossa käytettäessä S355-luokan terästä ristikon yläpaarteiden profiiliksi saatiin neliöputki 200x200x8, uumasauvoiksi 80x80x5 ja alapaarteiksi suorakaideputki 300x200x8. Seinäjäkistys on täysin sama kuin K-ristikon tapauksessa. Katon jäykistykseen rungon päätyjen jäykistelinjoilla käytetään samoja profiileja kuin K-ristikossa. Keskellä sijaitsevassa jäykistelinjassa käytetään neliöputkiprofiileja 120x120x4 ja 100x100x4.

Ristikon osissa käyttöasteet olivat suurimmillaan yläpaarteissa 97 %, uumasauvoissa 87 % ja alapaarteissa 84 %. Seinäsiteiden käyttöasteet olivat suurimmillaan profiililla 150x150x4 87 %, profiililla 120x120x4 71 % sekä profiililla 100x100x4 70 %. Kattosi-teissä suurimmat käyttöasteet olivat profiililla 150x150x4 40 %, profiililla 120x120x4 68 % ja profiililla 100x100x4 30 %. Vertailtavien rakenteiden massat on esitetty rakennosittain jaoteltuna taulukossa 17, ja vertailurakenteen ristikon osien prosentuaaliset osuudet ristikon kokonaismassasta on esitetty taulukossa 18.

Taulukko 17. *N-ristikko, S355, rakenteiden massat*

Rakenne	Massa (kg)
Pääkehät	78 596,6
Seinäjäkistys	2 398,8
Kattojäykistys	5 238,8
Kokonaismassa	118 310,2

Taulukko 18. *N-ristikko, S355, ristikon osien osuudet massasta*

Rakenne	Massa (kg)	Prosenttiosuus ristikon massasta
Alapaarre (300x200x8)	1428,7	49 %
Yläpaarre (200x200x8)	1113,5	38 %
Uumasauvat (80x80x5)	383,4	13 %
Kokonaismassa	2925,6	

4.7 N-ristikko, S420

N-ristikon tapauksessa vaihdettaessa teräslaatuun S420 ristikon yläpaarteiden profiili pysyi samana kuin N-ristikossa käytettäessä S355-terästä. Samoin uumasauvojen profiili pysyi samana, ja niiden vaihtamisella teräslaatuun S420 ei saavutettu kevyempää profiilia, joten niiden teräslaaduksi jätettiin S355. Alapaarteissa sen sijaan profiiliksi saatiin neliöputki 200x200x6, joka on pienempi kuin S355-rakenteissa.

Ristikon yläpaarteissa käyttöasteeksi saatiin korkeimmillaan 97 %, uumasauvoissa 96 % ja alapaarteissa 84 %. Vertailtavien rakenteiden massat on esitetty rakenneosittain ja oteltuna taulukossa 19, ja vertailurakenteen ristikon osien prosentuaaliset osuudet ristikon kokonaismassasta on esitetty taulukossa 20.

Taulukko 19. *N-ristikko, S420, rakenteiden massat*

Rakenne	Massa (kg)
Pääkehät	69 151,9
Seinäjäykistys	2 398,8
Kattojäykistys	5 238,8
Kokonaismassa	108 865,5

Taulukko 20. *N-ristikko, S420, ristikon osien osuudet massasta*

Rakenne	Massa (kg)	Prosenttiosuus ristikon massasta
Alapaarre (200x200x6)	859,0	36 %
Yläpaarre (200x200x8)	1113,5	47 %
Uumasauvat (80x80x5)	383,4	16 %
Kokonaismassa	2355,9	

4.8 Rakenteiden vertailu

Vertailtavien rakenteiden massoja vertailtaessa kokonaismassaltaan kevyimmäksi tapaukseksi osoittautui N-ristikollinen rakenne käytettäessä ylä- ja alapaarteissa S420-luokan terästä. Suurimmat erot eri vertailutapauksien välillä syntyivät ristikoiden massoista, mutta pientä vaihtelua oli nähtävissä myös jäykistysiteissä. Ristikoiden massat vaihtelivat suurimmillaan n. 69 000 kg ja 78 000 kg välillä, kun taas jäykistysiteissä erot vertailurakenteiden välillä olivat joitakin satoja kilogrammoja.

Yleisesti kaikissa tapauksissa ristikoissa yläpaarteiden mitoittavaksi tekijäksi muodostui murtorajatilan puristuksen ja taivutuksen yhdistelmävaikutus, mikä on tavanomaista ristikkorakenteiden yläpaarteissa. Samoin uumasauvoissa jokaisessa mitoittavassa

mitoittavaksi tekijäksi osoittautui sauvan nurjahdus. Ristikoiden vetosauvoissa voisi periaatteessa käyttää pienempää profiilikokoa, mutta yleensä on järkevämpää käyttää uumasauvoissa samoja profiileja. Alapaarteissa yleisesti yläpaarteita matalammat käyttöasteet johtuivat siitä, että profiileja pienentämällä taipuma kasvaa huomattavasti, mikä taas osaltaan vaikuttaa koko rakennuksen stabiiliteettiin. Suurempi taipuma alapaarteissa johtaa myös yläpaarteissa suurempiin toisen kertaluvun siirtymiin, mikä puolestaan heikentää yläpaarteen nurjahduskestävyyttä. Alapaarteissa käyttörajatilan taipuma tai murtorajatilan vedon ja taivutuksen yhteisjännitykset osoittautuivat rajoittavaksi kaikissa tapauksissa. Osassa tapauksia jäykistysiteiden käyttöasteet jäivät hyvin pieniksi. Näissä tapauksissa yleisesti pienempään profiilikokoon vaihtaminen olisi heikentänyt sauvan nurjahduskestävyyttä liikaa, minkä vuoksi pienempi profiili ei olisi enää kestänyt stabiilina eikä näin ollen voisi jäykistää rakennetta varmasti.

Alkuperäisessä rakenteessa pilareissa käyttöasteet olivat suurimmillaan 86 % ja pääpalkkeissa 75 %. Seinä- ja kattositeissä käyttöasteet olivat vielä pienempiä, seinäsiteissä korkeimmillaan pyöröteräksissä 45 % ja kulmateräksissä 35 % sekä kattositeissä 35 %. Alkuperäisestä rakenteesta mallinnettiin myös vertailtava 3D-malli, josta saadut massat on esitetty taulukossa 21. Taulukkoon on merkitty vertailun vuoksi myös kevyimmän uuden rakenteen massat. Taulukon jaottelussa poiketaan uuden rakenteen jaosta siten, että huoltosillan rakenne kuuluu alkuperäisessä rakenteessa pääkehään, sillä huoltosillan palkki välittää pääpalkin kuormia pilarille. Taulukossa 22 on vertailtu alkuperäisen rakenteen sekä uuden rakenteen pääkehien massat rakenneosittain.

Taulukko 21. Alkuperäinen rakenne ja N-ristikko S420, rakenteiden massat

Rakenne	Massa (kg)	
	Alkuperäinen rakenne	N-ristikko, S420
Päätykehät	12 819,8	10 342,0
Pääkehät	98 269,3	69 151,9
Katto-orret	21 322,2	16 788,7
Huoltosiltapalkit	3 552,5	4 945,3
Seinäjäykistys	1 957,3	2 398,8
Kattojäykistys	3 434,8	5 238,8
Kokonaismassa	141 355,9	108 865,5

Taulukko 22. Alkuperäinen rakenne ja N-ristikko S420, pääkehän massojen vertailu

Rakenne	Massa (kg)		Prosentuaalinen ero
	Alkuperäinen rakenne	N-ristikko, S420	
Pääkannattaja	2600,8 (IPE 500 + HEB 200)	2355,9	9 %
Korkea pilari	2372,2 (HEA 500)	1198,4 (HEA 340)	49 %
Matala pilari	674,2 (HEA 450)	499,3 (HEA 340)	26 %
Vetotangot	95,6 (D20)	0	100 %
Kokonais-massa	5742,8	4053,6	29 %

Kuten taulukosta 21 nähdään, kaikissa merkittävimmissä rakenneosissa pystyttiin rakenteita muokkaamalla vähentämään kokonaismassoja. Sekä pääty- että pääkehissä ja katto-orsissa massat pienenevät merkittävästi. Jäykistysosissa massat olivat suuremmat uudessa rakennemallissa. Kuitenkin niiden osuus koko rakenteesta on pieni, joten niiden massan kasvamisella on myös pieni vaikutus kokonaismassaan. Koko suunniteltavan osuuden massasta onnistuttiin uudella suunnitelmalla vähentämään 32 490 kg, joka on noin 23 % alkuperäisen rakennuksen massasta. Taulukosta 22 huomataan, että rakenejärjestelmää muuttamalla pääkehän joka rakenneosassa saatiin aikaan massan vähennyksiä. Prosentuaalisesti suurin ero vanhan ja uuden rakenteen välillä syntyi pilareissa, joista korkeamman massasta onnistuttiin vähentämään jopa 49 % massasta. Pääkannattajan vaihtamisella ristikkoon saavutettiin noin 9 % säästö massassa. Koko pääkehän massaa saatiin vähennettyä 29 %.

5. YHTEENVETO

Tässä työssä tutkittiin olemassa olevan teräsrakenteisen hallirakennuksen rungon rakenneratkaisuja ja tunnistettiin osa-alueita, joista pystyttäisiin mahdollisesti parantelemaan runkoa keventämällä sen massaa. Rungosta tunnistetuista osa-alueista etsittiin mahdollisia ongelmakohtia ja niiden pohjalta runko suunniteltiin uudelleen käyttämällä Suomessa tyypillisempiä rakenneratkaisuja. Runko mitoitettiin uudelleen käyttäen Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 -rakenneanalysointiohjelmää.

Rungon suurin muutos tapahtui muuttamalla olemassa olevan rakenteen pääkannattajana toiminut I-palkki putkiristikoon. Ristikosta laadittiin kolme erilaista ristikkotopologiaa, ja näitä käyttäen laadittiin olemassa olevaan rakenteeseen vertailtavat rakennemallit. Lisäksi kustakin topologiasta laadittiin vertailumallit käyttäen S355- ja S420-luokan rakenneterästä. Vertailumalleista mallinnettiin 3D-tietomallit käyttäen Tekla Structures 2018i-mallinnusohjelmaa. Tietomalleista otettiin ulos rakenteiden massat, joita vertailtiin sekä toisiinsa että olemassa olevaan rakenteeseen. Vertailtujen rakenteiden kokonaismassat on kerätty taulukkoon 23.

Taulukko 23. Vertailurakenteiden kokonaismassat

Rakenne	Massa (kg)
Alkuperäinen rakenne	141 355,9
K-ristikko, S355	115 638,7
K-ristikko, S420	112 593,5
KT-ristikko, S355	117 314,0
KT-ristikko, S420	110 826,8
N-ristikko, S355	118 310,2
N-ristikko, S420	108 865,5

Taulukosta nähdään, että kaikki uudelleen suunnitellut rakenteet olivat lopulta kevyempiä kuin alkuperäinen runko, joten suunnittelussa onnistuttiin kohtalaisen hyvin. Kevyin rakenne, eli N-ristikollinen rakenne käyttäen S420-terästä, oli noin 32 000 kg kevyempi kuin alkuperäinen. Tämä on prosentuaalisesti noin 23 % vähemmän terästä kuin alkuperäisessä.

Uusissa suunnitelmissa voisi kuitenkin olla vielä varaa parantaa, jotta runkoa voitaisiin keventää entuudestaan. Kattoristikon sauvoittelua voitaisiin hienosäätää uumasauvojen solmuvälejä muokkaamalla sellaisiksi, että uumasauvat olisivat pystymässä asen-

nossa. Lisäksi uumassauvoista voitaisiin vaihtaa pienemmiksi ne sauvat, jotka ovat pääsääntöisesti vedolla, sillä vetosauvojen käyttöasteet jäivät jokseenkin pieniksi. Ristikkoa ja sitä kautta koko pääkehää pystyttäisiin mahdollisesti myös parantelemaan siirtämällä ristikon alapaarteen liitosta pilarin päältä alemmas pilaria. Tällä voitaisiin saavuttaa jäykempi pääkehä, mikä osaltaan voisi auttaa pilarikokojen pienentämisessä. Lisäksi runkoa voisi keventää matemaattisella optimoinnilla kehittämällä rungon mitoituksen soveltuvan algoritmin, jolla voitaisiin hakea optimaalisia runkorakenteita, joita ei välttämättä käsin suunnittelemalla löytäisi.

Rakennuksen kattorakennetta voitaisiin yhä keventää ja yksinkertaistaa poistamalla katto-orret kokonaan, jos vesikattorakenne muutettaisiin käyttämään kantavaa poimulevyä sandwich-elementtien sijasta. Myös päätykehissä olevien pilarien kokoa saatettaisiin saada pienennettyä muokkaamalla sisäänkäyntien kohdalla olevan työn rajauksen ulkopuolelle jätetyn katosrakenteen rakennejärjestelmää muuttaen nykyisen ulokepalkkirakenteen esimerkiksi vetotangoilla ylhäältä päin roikotetulla rakenteella.

Työssä tehdyistä yksinkertaistuksista ja rajauksista huolimatta tutkittavaa runkorakennetta onnistuttiin keventämään merkittävästi pelkästään suunnitteluratkaisuja muokkaamalla käsin. Vaikka materiaalikustannukset eivät olekaan ainoa teräsrakenteiden kokonaiskustannuksiin vaikuttava tekijä, se on silti yksi suurimmista ja helpoiten hallittavista yksittäisistä kustannustekijöistä. Voitaneen olettaa, että merkittävillä massan vähennyksillä olisi myös tuntuvia vaikutuksia rakennuksen kokonaiskustannuksiin.

LÄHTEET

Evers, H.G.A. & Maatje, Ir. F. (2000). Cost based engineering and production of steel constructions, Connections in steel structures IV, October 22.-25. 2000, Roanoke, Virginia, USA

Heinisuo M. & Jalkanen J. (2009). Is the lightest steel structure also the most economic?, Proceedings of the 10th Finnish Mechanics Days, Jyväskylä, Finland

Ongelin P. & Valkonen I. (2016). SSAB Domex Tube Rakenneputket EN 1993 Käsikirja. Keuruu: Otavan Kirjapaino Oy.

RIL 167-2. (1992). Teräsrakenteet II. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, Helsinki.

RIL 201-1-2017. (2017). Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Eurokoodi. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry, Helsinki.

SFS-EN 1990 (2006), Eurokoodi, Rakenteiden suunnitteluperusteet, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1990 NA (2016), Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990, Ympäristöministeriö, Helsinki.

SFS-EN 1991-1-1 (2009), Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1991-1-3 (2015), Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Lumikuormat., Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1991-1-3 NA (2019), Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991, Ympäristöministeriö, Helsinki.

SFS-EN 1991-1-4 (2010), Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat., Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1991-1-4 NA (2019), Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991, Ympäristöministeriö, Helsinki.

SFS-EN 1993-1-1 (2014), Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS-EN 1993-1-8 (2005), Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus, Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

Stålbyggnadsinstitutet, (2008). Teräsrakentaminen, HAMKin julkaisuja 2/2008, Hämeen ammattikorkeakoulu.

Väisänen, Päivi. (2007). Teräs: Perustietoa arkkitehtiopiskelijalle, TKK Arkkitehtiosasto rakennusoppi, Espoo.

LIITE A: KUORMATAPAUKSET JA KUORMITUSYHDISTELYT

Taulukko 24. *Kuormitustapaukset, niiden tyypit ja analyysityypit*

Tapaus	Tunnus	Tapauksen nimi	Kuormitus-tyyppi	Analyysityyppi
1	DL1	DL1	Rakenteellinen	Lineaarinen nurjahdus
2	SN1	LUMI	Lumikuorma sk	Nurjahdus, P-Delta
3	WIND1	TUULI +X	Tuuli	Nurjahdus, P-Delta
4	WIND11	TUULI -X1	Tuuli	Nurjahdus, P-Delta
5	WIND111	TUULI -X2	Tuuli	Nurjahdus, P-Delta
6	WIND1111	TUULI +Y	Tuuli	Nurjahdus, P-Delta
7	WIND1111-1	TUULI -Y	Tuuli	Nurjahdus, P-Delta
8	NHL X+ 8	Lisävaakavoima +X	Rakenteellinen	Nurjahdus, P-Delta
9	NHL X- 9	Lisävaakavoima -X	Rakenteellinen	Nurjahdus, P-Delta
10	NHL Y+ 10	Lisävaakavoima +Y	Rakenteellinen	Nurjahdus, P-Delta
11	NHL Y- 11	Lisävaakavoima -Y	Rakenteellinen	Nurjahdus, P-Delta

Taulukko 25. Kuormitusyhdistelmät ja niiden määritelmät. ULS (Ultimate Limit State) tarkoittaa murtorajatilan yhdistelmää ja SLS (Serviceability Limit State) tarkoittaa käyttörajatilan kuormitusyhdistelmää

Yhdistelmät	Nimi	Analyysityyppi	Yhdistelmätyyppi	Kuormitus-tyyppi	Määritelmä
12	ULS/1=1*1.35 + 8*1.35	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+8)*1.35
13	ULS/2=1*1.35 + 8*0.90	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*1.35+8*0.90
14	ULS/3=1*1.35 + 9*1.35	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+9)*1.35
15	ULS/4=1*1.35 + 9*0.90	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*1.35+9*0.90
16	ULS/5=1*1.35 + 10*1.35	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+10)*1.35
17	ULS/6=1*1.35 + 10*0.90	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*1.35+10*0.90
18	ULS/7=1*1.35 + 11*1.35	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+11)*1.35
19	ULS/8=1*1.35 + 11*0.90	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*1.35+11*0.90
20	ULS/18=1*1.15 + 8*1.15 + 3*1.50 + 2*1.05	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+8)*1.15+3*1.50+2*1.05
21	ULS/19=1*1.15 + 8*1.15 + 3*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+8)*1.15+3*1.50
22	ULS/42=1*1.15 + 9*1.15 + 4*1.50 + 2*1.05	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+9)*1.15+4*1.50+2*1.05
23	ULS/43=1*1.15 + 9*1.15 + 4*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+9)*1.15+4*1.50
24	ULS/44=1*1.15 + 9*1.15 + 5*1.50 + 2*1.05	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+9)*1.15+5*1.50+2*1.05
25	ULS/45=1*1.15 + 9*1.15 + 5*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+9)*1.15+5*1.50
26	ULS/68=1*1.15 + 10*1.15 + 6*1.50 + 2*1.05	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+10)*1.15+6*1.50+2*1.05
27	ULS/69=1*1.15 + 10*1.15 + 6*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+10)*1.15+6*1.50
28	ULS/92=1*1.15 + 11*1.15 + 7*1.50 + 2*1.05	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+11)*1.15+7*1.50+2*1.05
29	ULS/93=1*1.15 + 11*1.15 + 7*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+11)*1.15+7*1.50

Yhdistelmät	Nimi	Analyysityyppi	Yhdistelmätyyppi	Kuormitus-tyyppi	Määritelmä
30	ULS/106=1*0.90 + 8*1.15 + 3*1.50 + 2*1.05	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*0.90+8*1.15+3*1.50+2*1.05
31	ULS/107=1*0.90 + 8*1.15 + 3*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*0.90+8*1.15+3*1.50
32	ULS/130=1*0.90 + 9*1.15 + 4*1.50 + 2*1.05	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*0.90+9*1.15+4*1.50+2*1.05
33	ULS/131=1*0.90 + 9*1.15 + 4*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*0.90+9*1.15+4*1.50
34	ULS/132=1*0.90 + 9*1.15 + 5*1.50 + 2*1.05	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*0.90+9*1.15+5*1.50+2*1.05
35	ULS/133=1*0.90 + 9*1.15 + 5*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*0.90+9*1.15+5*1.50
36	ULS/156=1*0.90 + 10*1.15 + 6*1.50 + 2*1.05	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*0.90+10*1.15+6*1.50+2*1.05
37	ULS/157=1*0.90 + 10*1.15 + 6*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*0.90+10*1.15+6*1.50
38	ULS/180=1*0.90 + 11*1.15 + 7*1.50 + 2*1.05	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*0.90+11*1.15+7*1.50+2*1.05
39	ULS/181=1*0.90 + 11*1.15 + 7*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	1*0.90+11*1.15+7*1.50
40	ULS/194=1*1.15 + 8*1.15 + 3*0.90 + 2*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+8)*1.15+3*0.90+2*1.50
41	ULS/207=1*1.15 + 9*1.15 + 4*0.90 + 2*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+9)*1.15+4*0.90+2*1.50
42	ULS/208=1*1.15 + 9*1.15 + 5*0.90 + 2*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+9)*1.15+5*0.90+2*1.50
43	ULS/221=1*1.15 + 10*1.15 + 6*0.90 + 2*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+10)*1.15+6*0.90+2*1.50
44	ULS/234=1*1.15 + 11*1.15 + 7*0.90 + 2*1.50	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi		Rakenteellinen	(1+11)*1.15+7*0.90+2*1.50
45	SLS:CHR/1=1*1.00 + 8*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+8)*1.00
46	SLS:CHR/2=1*1.00 + 8*1.00 + 3*1.00 + 2*0.70	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+8+3)*1.00+2*0.70
47	SLS:CHR/3=1*1.00 + 8*1.00 + 3*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+8+3)*1.00
48	SLS:CHR/12=1*1.00 + 9*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+9)*1.00

Yhdistelmät	Nimi	Analyysityyppi	Yhdistelmätyyppi	Kuormitus-tyyppi	Määritelmä
49	SLS:CHR/15=1*1.00 + 9*1.00 + 4*1.00 + 2*0.70	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+9+4)*1.00+2*0.70
50	SLS:CHR/16=1*1.00 + 9*1.00 + 4*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+9+4)*1.00
51	SLS:CHR/17=1*1.00 + 9*1.00 + 5*1.00 + 2*0.70	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+9+5)*1.00+2*0.70
52	SLS:CHR/18=1*1.00 + 9*1.00 + 5*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+9+5)*1.00
53	SLS:CHR/23=1*1.00 + 10*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+10)*1.00
54	SLS:CHR/30=1*1.00 + 10*1.00 + 6*1.00 + 2*0.70	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+10+6)*1.00+2*0.70
55	SLS:CHR/31=1*1.00 + 10*1.00 + 6*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+10+6)*1.00
56	SLS:CHR/34=1*1.00 + 11*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+11)*1.00
57	SLS:CHR/43=1*1.00 + 11*1.00 + 7*1.00 + 2*0.70	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+11+7)*1.00+2*0.70
58	SLS:CHR/44=1*1.00 + 11*1.00 + 7*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+11+7)*1.00
59	SLS:CHR/45=1*1.00 + 8*1.00 + 2*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+8+2)*1.00
60	SLS:CHR/46=1*1.00 + 8*1.00 + 3*0.60 + 2*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+8+2)*1.00+3*0.60
61	SLS:CHR/51=1*1.00 + 9*1.00 + 2*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+9+2)*1.00
62	SLS:CHR/53=1*1.00 + 9*1.00 + 4*0.60 + 2*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+9+2)*1.00+4*0.60
63	SLS:CHR/54=1*1.00 + 9*1.00 + 5*0.60 + 2*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+9+2)*1.00+5*0.60
64	SLS:CHR/57=1*1.00 + 10*1.00 + 2*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+10+2)*1.00
65	SLS:CHR/61=1*1.00 + 10*1.00 + 6*0.60 + 2*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+10+2)*1.00+6*0.60
66	SLS:CHR/63=1*1.00 + 11*1.00 + 2*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+11+2)*1.00
67	SLS:CHR/68=1*1.00 + 11*1.00 + 7*0.60 + 2*1.00	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:CHR	Rakenteellinen	(1+11+2)*1.00+7*0.60

Yhdistelmät	Nimi	Analyysityyppi	Yhdistelmä- tyyppi	Kuormitus- tyyppi	Määritelmä
68	SLS:FRE/70=1*1.00 + 8*1.00 + 3*0.20 + 2*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+8)*1.00+(3+2)*0.20
69	SLS:FRE/71=1*1.00 + 8*1.00 + 3*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+8)*1.00+3*0.20
70	SLS:FRE/83=1*1.00 + 9*1.00 + 4*0.20 + 2*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+9)*1.00+(4+2)*0.20
71	SLS:FRE/84=1*1.00 + 9*1.00 + 4*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+9)*1.00+4*0.20
72	SLS:FRE/85=1*1.00 + 9*1.00 + 5*0.20 + 2*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+9)*1.00+(5+2)*0.20
73	SLS:FRE/86=1*1.00 + 9*1.00 + 5*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+9)*1.00+5*0.20
74	SLS:FRE/98=1*1.00 + 10*1.00 + 6*0.20 + 2*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+10)*1.00+(6+2)*0.20
75	SLS:FRE/99=1*1.00 + 10*1.00 + 6*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+10)*1.00+6*0.20
76	SLS:FRE/111=1*1.00 + 11*1.00 + 7*0.20 + 2*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+11)*1.00+(7+2)*0.20
77	SLS:FRE/112=1*1.00 + 11*1.00 + 7*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+11)*1.00+7*0.20
78	SLS:FRE/113=1*1.00 + 8*1.00 + 2*0.40	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+8)*1.00+2*0.40
79	SLS:FRE/114=1*1.00 + 9*1.00 + 2*0.40	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+9)*1.00+2*0.40
80	SLS:FRE/115=1*1.00 + 10*1.00 + 2*0.40	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+10)*1.00+2*0.40
81	SLS:FRE/116=1*1.00 + 11*1.00 + 2*0.40	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:FRE	Rakenteellinen	(1+11)*1.00+2*0.40
82	SLS:QPR/117=1*1.00 + 8*1.00 + 2*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:QPR	Rakenteellinen	(1+8)*1.00+2*0.20
83	SLS:QPR/119=1*1.00 + 9*1.00 + 2*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:QPR	Rakenteellinen	(1+9)*1.00+2*0.20
84	SLS:QPR/121=1*1.00 + 10*1.00 + 2*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:QPR	Rakenteellinen	(1+10)*1.00+2*0.20
85	SLS:QPR/123=1*1.00 + 11*1.00 + 2*0.20	2. kertaluvun epälineaarinen analyysi	SLS:QPR	Rakenteellinen	(1+11)*1.00+2*0.20