

Janne Kärjä

Teräsrakenteinen laajennus toimistohalliin

Insinööri
Konetekniikka
Kevät 2024



**KAMK • University
of Applied Sciences**

Tiivistelmä

Tekijä: Kärjä Janne

Työn nimi: Teräsrakenteinen runko toimistohalliin

Tutkintonimike: Insinööri (AMK), konetekniikka

Asiasanat: rakenneanalyysi, rakennesuunnittelu, teräsrakenteet, teräsrakentaminen

Opinnäytetyön lähtökohtana oli vuonna 1991 rakennettu halli, jonka päätyyn on rakennettu jälkikäteen Cadmek Ky:n toimistotila. Toimistotilojen käydessä ahtaiksi oli ajankohtaista suunnitella vanhan rakennuksen päätyyn teräsrakenteinen jatkoshalli uusia toimistotiloja varten. Tavoitteena oli luoda n. 100 m²:n hallirakennus, jossa on varaus toiselle kerrokselle tilojen laajentamiseksi.

Rakenteiden mallintamiseen käytettiin Tekla Structures -ohjelmistoa sekä Solidworks Simulation -ohjelmistoa kestävyuden tarkastelussa. Keskeisiä osa-alueita teräsrakenteisen hallin suunnittelussa olivat pilarien, palkkien, liitosten mitoittaminen ja stabiliteetin huomioiminen. Näiden tekijöiden asianmukaisella huomioimisella varmistettiin rakenteiden haluttu toimivuus.

Tavoitteena oli laatia hallin laajennuksen teräsrakennusrunko, joka täyttää Eurokoodin antamat vaatimukset. Työn tuloksena saatiin luotua halutunlaisen hallin tietomalli ja laskettua siihen kohdistuvat kuormat Eurokoodin vaatimalla tavalla. Solidworks Simulation -ohjelmistolla päästiin tarkastelemaan malliin kohdistuvia jännityksiä eri rasiusten ja kuormitusten alaisena. Osaa tuloksista tarkistettiin manuaalisesti, mukaan lukien pilareiden mitoittaminen käsinlaskennalla. Työn aikana päästiin käyttämään myös useita muita eri laskentaohjelmia, kuten Ruukin ja SSAB:n omia ohjelmia sekä Teklan TEDDS -ohjelmistoa ja tarkastelemaan näiden hyödyllisyyttä teräsrakennesuunnittelussa.

Tässä opinnäytetyössä suunniteltiin teräsrakenteinen hallinlaajennuksen runko, mukaan lukien mallinnos Tekla Structures -ohjelmistolla ja FEM-laskenta Solidworks-ohjelmistolla. Rungon valmistamiseen tarvittavat suunnitelmat laadittiin Eurokoodin vaatimusten mukaisesti. Opinnäytetyöprosessi opetti paljon teräsrakenteiden suunnittelusta ja Eurokoodin soveltamisesta. Tekla Structures -ohjelmiston ja Solidworks Simulation -ohjelman käyttöä opittiin työn aikana. Haasteita tuottivat ohjelmistojen opettelu ja rakenteiden mitoitus normien mukaisesti. Työn tavoitteet saavutettiin, ja hallin teräsrakenteet mallinnettiin onnistuneesti Tekla Structures -ohjelmistolla.

Abstract

Author: Kärjä Janne

Title of the Publication: Solutions for Structures: Steel Frame in Office Hall Expansion

Degree Title: Bachelor of Engineering, Mechanical Engineering

Keywords: Structural Analysis, Structural Design, Steel Structures, Steel Construction

The aim of the thesis was to create a roughly 100 m² hall building with provision for expanding into a second floor. The starting point of the thesis was a hall built in 1991, with an office space added later by Cadmek Ky. As the office space became restricted, it was necessary to design a steel extension hall for new office facilities at the end of the old building.

Tekla Structures software was used for structural modeling, and Solidworks Simulation for durability assessment. Key areas in the design of the steel hall included sizing pillars, beams, connections, and considering stability. Proper consideration of these factors ensured the desired functionality of the structures.

The objective was to develop a steel frame for the hall extension that meets Eurocode requirements. The result was the creation of a desired hall model and calculation of loads according to Eurocode standards. Solidworks Simulation was used to examine stresses on the model under different loads. Some results were manually verified, including sizing pillars through manual calculations. Several other calculation programs were also utilized during the work, such as Ruukki and SSAB's own software, as well as Tekla TEDDS, to assess their utility in steel structure design.

In this thesis, a steel structure for the hall extension was designed, including modeling with Tekla Structures and FEM analysis with Solidworks. Plans for manufacturing the frame were developed according to the Eurocode requirements. The thesis process taught much about steel structure design and Eurocode application. Proficiency in Tekla Structures and Solidworks Simulation was gained during the work. Challenges included learning to use the software and sizing structures according to standards. The objectives of the work were achieved, and the office hall steel structures were successfully modeled using Tekla Structures.

Sisällys

1	Johdanto	1
2	Teräsrakenteet	2
2.1	Teräsrakenteiden rakennesuunnittelu	2
2.2	Liitokset	3
2.2.1	Pilarin liitos perustukseen.....	3
2.2.2	Palkin liitos pilariin	4
2.3	Rakenteiden jäykistyminen	5
2.3.1	Kehäjäykistys.....	6
2.3.2	Ristikkojäykistys	8
3	Kuormitukset ja laskenta	10
3.1	Lumikuorma	10
3.2	Tuulikuorma	13
4	Suunnittelu	15
4.1	Lähtötiedot	15
4.2	Rakenteiden valinta.....	16
4.3	Tekla Structures -ohjelmisto	19
4.3.1	Pilarit	20
4.3.2	Palkit	22
4.3.3	Kattotuolit.....	24
4.3.4	Liitokset ja peruslevyt	24
4.4	Rakenteiden mitoitus ja FE-analyysi.....	25
4.4.1	Toinen FEM-simulaatio	27
4.4.2	Toisen kerroksen tarkastelu.....	31
4.4.3	Kolmas simulointi.....	36
4.5	Tulosten tarkastelu.....	40
4.6	Liitokset	43
4.7	Jäykistävät rakenteet.....	49
5	Yhteenveto	52

Liitteet

1 Johdanto

Cadmek Ky:n kasvava tarve laajemmille toimistotiloille ja neuvottelutiloille on johtanut päätökseen suunnitella uudet tilat vastaamaan yrityksen nykyistä ja tulevaa toimintaa. Nykyiset toimistotilat sijaitsevat vuonna 1991 rakennetun hallin päädysssä, mutta niiden rajallisuus ei enää vastaa yrityksen tarpeita.

Tässä opinnäytetyössä keskitytään uuden teräsrakenteisen hallirakennuksen rungon suunnitteluun vanhan hallin päädysssä. Suunnittelutyössä hyödynnetään Tekla Structures- ja Solidworks -ohjelmistoja, jotka tarjoavat tehokkaat työkalut rakenteiden mallintamiseen ja mitoittamiseen. Lisäksi rakennuksen kantavan rungon mitoittamiseen käytetään Solidworks Simulation -ohjelmistoa, joka mahdollistaa tarkat simuloinnit ja analyysit rakenteiden lujuudesta ja kestävydestä. Aihe valikoitui ollessani työharjoittelussa Cadmek Ky:llä, josta sain myös samalla aiheen opinnäytetyötäni varten.

Työ on mielenkiintoinen ja itselleni ajankohtainen, koska käsittelen töissä samankaltaisia rakenteita. Mielenkiintoisen työstä tekee erityisesti se, että siinä päästään tarkastelemaan hallin rakenteiden kestävyttä Eurokoodien määräämällä tavalla ja tutkimaan Eurokoodin vaatimuksia, jotka ovat todella hyödyllisiä taitoja tulevaisuudessa työelämässä.

En käsittele opinnäytetyössäni kuin teräsrakenteiseen runkoon liittyvät seikat, muut olen rajannut työni ulkopuolelle. Työn tavoitteena on laajentaa osaamista teräsrakennesuunnittelussa, syventää osaamistani Eurokoodien tulkitsemisessä, opetella Tekla Structures -ohjelmiston käytön perusteet tasolle, jolla teräsrakenteisen rungon suunnittelu on mahdollista ja syventää osaamistani Solidworks Simulation -ohjelmiston käytössä.

2 Teräsrakenteet

Teräsrunko on kevytrakenteinen ja mittasuhteiltaan pieni, ja kevyet rakenteet edesauttavat kustannusten pysymistä matalana. Teräsrakenteinen runko on myös helposti muokattavissa, koska siihen on nopea hitsata lisää vahvistuksia ja kiinnityksiä, mikäli niille on tarvetta. Konepajalla valmiiksi rakennetut osat on helppo asentaa paikalleen, ja se on nopeaa sekä kustannustehokasta.

Teräksellä on materiaaliominaisuutena suuri lujuus, jota on hyödynnetty erityisesti veto-
lujuutta vaadittaessa. Korkeat lämpötilat aiheuttavat teräsrakenteissa muodonmuutoksia ja metalli johtaa hyvin lämpöä, minkä vuoksi kantavat teräsrakenteet suojataan paloa vastaan tai rakenne mitoitetaan muuten palotilassa kestäväksi. Koska suojaamaton teräs on ulkoilmassa ja kosteissa oloissa altis korroosiolle, käytetään tarkoitukseen sopivaa korroosionsuojausta [1, s.2].

Teräs on materiaalina maailman käytetyin, eri teräslajeja on tuhansia ja niiden merkittävin käyttökohde on rakentaminen sekä infrastruktuuri. [2.] Teräs on hyvin muovattavissa, se on lujaa, monipuolista ja nämä ominaisuudet sallivat tarkan suunnittelun sekä asennuksen.

2.1 Teräsrakenteiden rakennesuunnittelu

Teräsrakenteiden rakennesuunnittelu aloitetaan rungon valinnalla. Runkojärjestelmää valittaessa on otettava huomioon käytön asettamat vaatimukset sekä seikat, kuten ympäristöolosuhteet, laajennustarpeet ja kuljetusten järjestäminen konepajalta asennuspaikalle.

Seuraava tärkeä vaihe on alustava mitoitus, jonka tarkoituksena on määrittää rakenneosien mitat ja liitostavat alustavasti tarkastelua varten. Jotta saataisiin selkeä käsitys rakenteiden toimintavasta ja selville rasitusten suuruusluokka ennen tarkempaa laskentaa, ensimmäinen vaihe mitoituksessa suositellaan suoritettavaksi käsinlaskentana.

Mitoittaessa ja suunniteltaessa rakenneosia sekä liitoksia on tärkeää ottaa huomioon muun muassa taloudellisuus, kuormien aiheuttamat rasitukset, konepajavalmistus ja asennuksen asetta-

mat vaatimukset. Liitoksilla on suuri merkitys teräsrakenteiden suunnittelussa, sillä liitoksen muotoilu ja liitostapa vaikuttavat voimien jakautumiseen rakenteeseen, sen toimintatapaan ja kustannuksiin.

Koska teräsrakenteista pyritään valmistamaan mahdollisimman keveitä, yksityiskohtien suunnitteluun on kiinnitettävä riittävästi huomiota. Keveät rakenteet tarvitsevat poikkeuksetta jäykistimiä jäykistämään runkoa, jotta kuormat jakautuvat ympäröiviin rakenneosiin. [3.] Teräslajia valittaessa on otettava huomioon teräksen saatavuus; vähemmällä menekillä olevaa harvinaisempaa teräslaatua ei luultavasti ole varastossa, jolloin on varauduttava pitkään toimitusaikaan. Rakenneteräs S355 toimii yleisteräksen asemassa kuumavalssattujen levyjen ja muotovalmisteiden rakenneaineena. Myös pintakäsittely on syytä ottaa huomioon tässä vaiheessa, sillä se vaikuttaa kustannuksiin huomattavasti. [4, s. 41–42.]

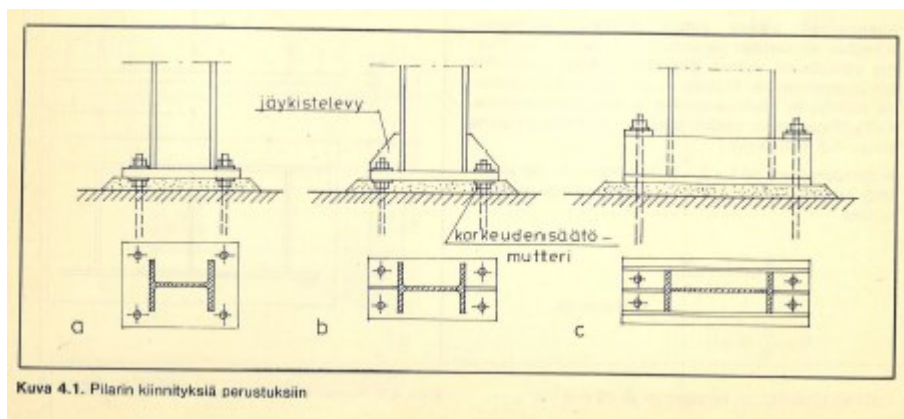
2.2 Liitokset

Kun teräsrakenneosia valmistetaan nykyaikana, käytetään pääosin kahta menetelmää: hitsaus- ja pulttiliitokset. Liimaus- ja niittiliitokset eivät ole joko sopivia tai nykyaikaisia menetelmiä teräsrakenteiden rakenneosien valmistukseen. [5, s. 91.]

Liitoksia suunniteltaessa on otettava erityisesti huomioon konepajalla ja työmaalla tapahtuvat liittämistekniikat. Hitsausliitokset tulisi pyrkiä tekemään konepajavalmistuksen aikana, kun taas ruuviliitokset voidaan jättää asennettaviksi työmaalla. [4.]

2.2.1 Pilarin liitos perustukseen

Tavallisessa liitoksessa, jossa pilari liitetään perustukseen, pilarin alapäähän hitsataan aluslevy, jonka kautta pilarin kuormitus siirtyy perustukseen. Aluslevyssä on yleensä vähintään neljä reikää pulteille, joilla levy kiinnitetään betonianturaan, jolloin pilari voidaan asentaa vapaasti seisovaksi. Tällaisessa asennossa pilari voi ottaa vastaan taivutusmomenttia ja toimia mastorakenteena (ks. kuva 4.1 a). Kuvassa 4.1 b pilaria on vahvistettu jäykisteillä, ja kuvassa 4.1 c jäykisteet on sijoitettu niin, että vältetään kohtisuora vetojännitys valssaussuuntaa vastaan. [6.]



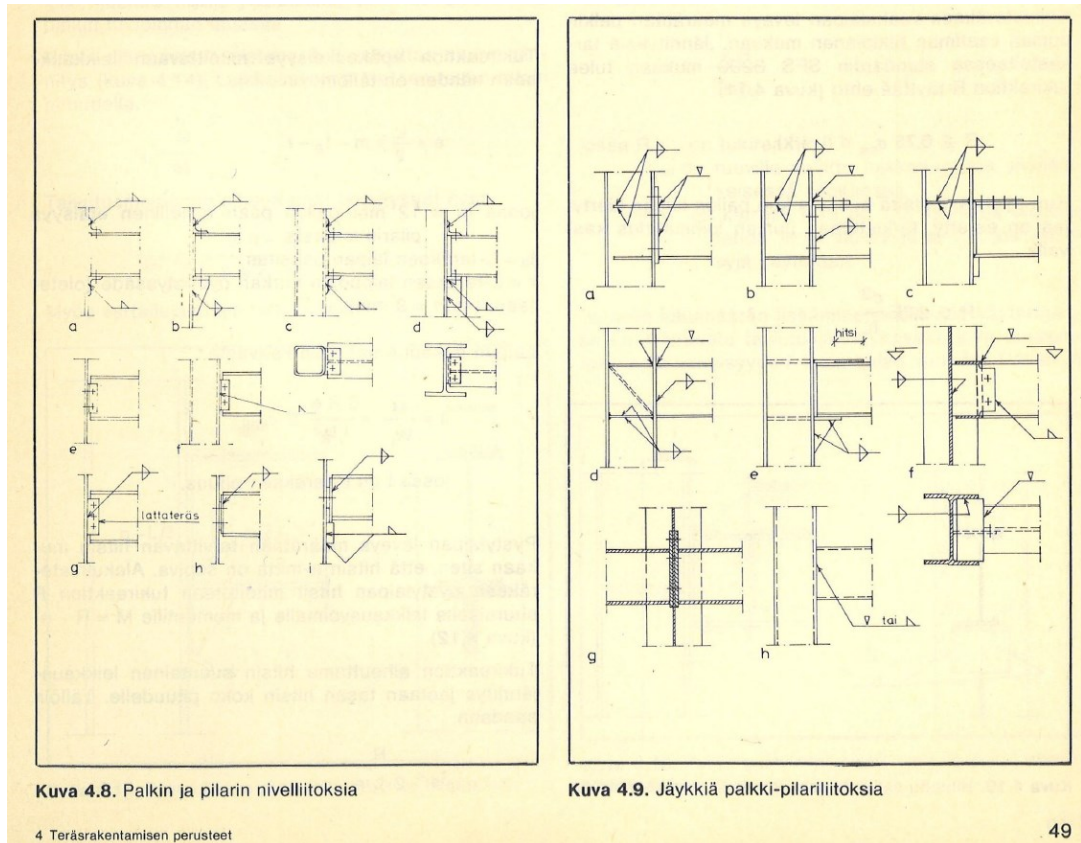
1 Kuva 4.1 Teräsrakentamisen perusteet

2.2.2 Palkin liitos pilariin

Palkin ja pilarin liitokset voidaan jakaa nivelliitoksiin, puolijäykkään tai jäykkään liitokseen. Jäykkä liitos pystyy välittämään täyden taivutusmomentin ja leikkausvoiman, kun taas nivelliitos pystyy välittämään vain leikkausvoiman. Puolijäykkä liitos sijoittuu näiden kahden väliin välittäen vain osan taivutusmomentista. (Kuvat 4.8 ja 4.9)

Hitsaamalla tehty liitos on luonnollisin tapa saada aikaan jäykkä liitos, mutta kuten hitsaukseen yleensä, myös tämän tyyppisen liitoksen tekemiseen hitsaamalla liittyy hitsausmenetelmän huonot puolet. Työmaalla tehty hitsaus vaatii omat järjestelynsä, ja esimerkiksi sääolosuhteet voivat vaikuttaa hitsauksen suorittamiseen. Tämän vuoksi työmaa-asennukseen on hyvä suunnitella pulttaamalla tehtävät liitokset, jotka eivät ole alttiita sääolosuhteille.

Nivelliitos tehdään aina pulttaamalla, vain täten saadaan liitos joustavaksi. Nivelliitosten käyttämisellä on mahdollista vaikuttaa esimerkiksi orsien tuki- ja kenttämomenteihin. Normaalesti nivelliitoksen käyttämisellä haetaan perustusten siirtymästä johtuvien vaikutusten eliminointia pää- ja sekundaarikannattajissa. Nivelliitoksella voidaan toteuttaa myös erilaiset liikuntasaumamat ja asennusteknisten haasteiden ratkaiseminen. [5.]



2 Kuvat 4.8 ja 4.9 Teräsrakentamisen perusteet

2.3 Rakenteiden jäykistyminen

Teräsrungon tulee säilyttää stabiiliutensa koko sen käyttöikänsä ajan kuormitusten vaikuttaessa siihen. Tämän varmistaminen edellyttää sitä, että rakenneosat eivät kiepsahda, nurjahda tai lommahda, eikä rakenne siirry tai kierry jäykkänä kappaleena [5, s. 148].

Teräsrungon jäykistämiseen käytetään erilaisia jäykistystapoja, jotka ovat:

- jäykistys taivutetuilla rakenteilla eli kehäjäykistys
- jäykistys ristikkorakenteilla
- jäykistys levyrakenteilla
- jäykistys yhdistelmärakenteilla

Teräsrakenteissa käytetään yleisimmin kahta ensimmäisenä mainittua tapaa. [6.]

2.3.1 Kehäjäykistys

Kun pilareiden ja palkkien väliset liitokset tehdään jäykiksi tai osittain jäykiksi, voidaan jäykistys hoitaa pilarilinjojen muodostamilla kehillä [4].

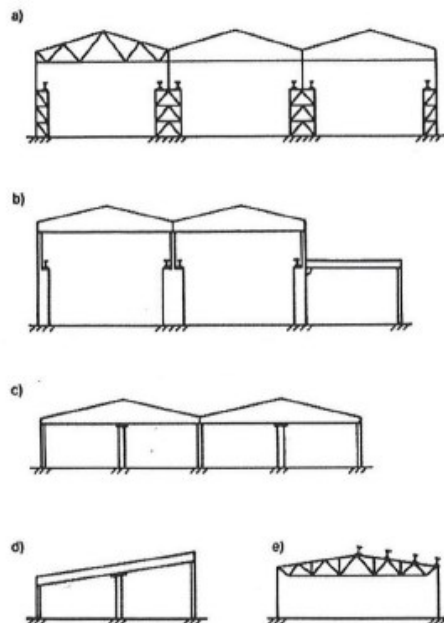
Nivelellisesti tai jäykästi alapäästään perustuksiin kiinnitetyt pilarit toimivat vaakakuormien rasituksia vastaan kehinä, joiden nurkat ottavat vaakakuormien rasitukset pilarien ja palkkien taivutusrasituksena [7, s.18].

Kehäjäykistys on useasti käytössä matalissa yksikerroksisissa rakennuksissa, korkeissa rakennuksissa suuremmat pystykuormat edellyttävät pilareiden koon ja jäykkyyden kasvattamista.

Kehäjäykistyksellä saadaan tilankäytöstä tehokkaampaa, kun rajoittavat jäykistävät seinät puuttuvat [7].

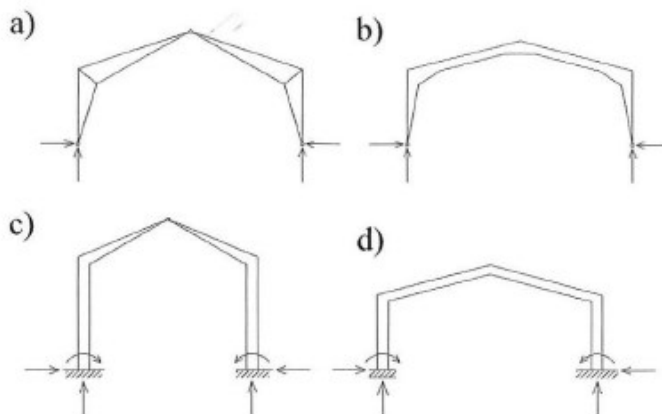
Kehätyypit jaotellaan usein seuraavasti [4.]:

- mastokehät (kuva 3)
- nivelkantaiset kehät
- jäykkäkantaiset kehät
- jäykkänurkkaiset kehät (kuva 4)
- yksi- ja useampikerroksiset kehät



Kuva 5.5 Tyypillisiä yksikerroksisten rakennusten mastokehiä, joissa palkki tai ristikko liittyy nivelellisesti pilareihin, jotka ovat jäykästi kiinnitettyt perustuksiin.

3 kuva Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 3 -oppikirja



Kuva 5.6 Yksiläiväisen hallin jäykkänurkkaisia kehiä: a) kolminivelkehä, b) kaksinivelkehä, c) jäykkäkantainen kehä lakinivelellä, d) jäykkäkantainen kehä.

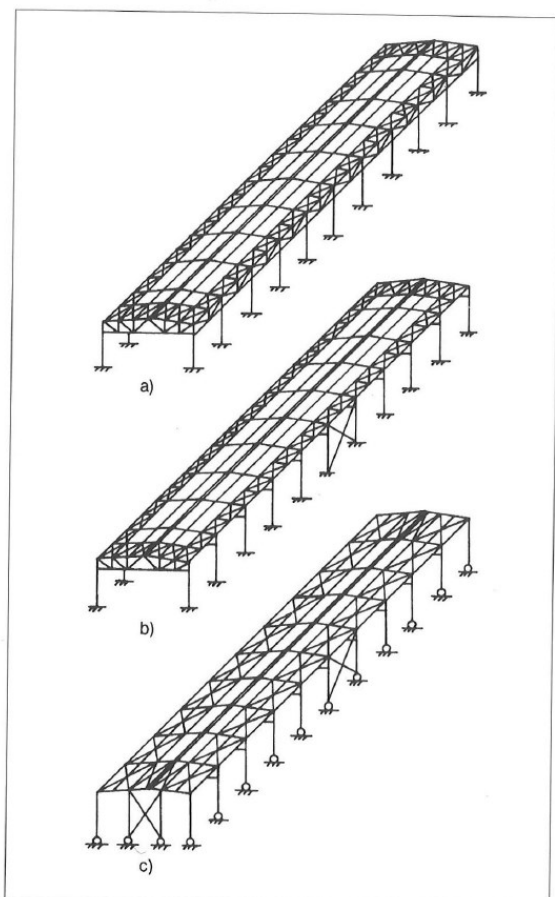
4 kuva Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 3 -oppikirja

2.3.2 Ristikkojäykistys

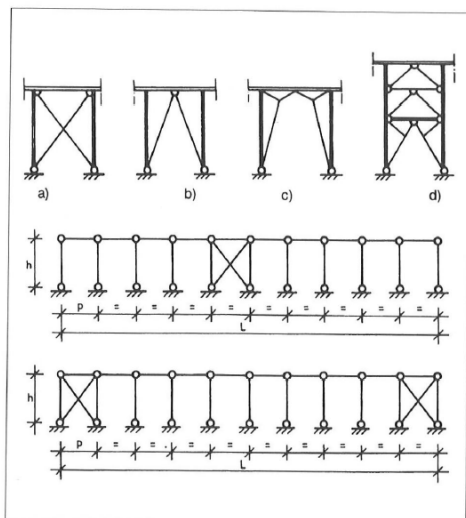
Rakennuksen runko saattaa sisältää jo valmiiksi ristikoiden osia, joten silloin ristikkojäykistykseen valinta on luontevaa. Normaalisti rakennuksen pituussuuntainen jäykistys tapahtuu ristikkorakenteilla erilaisilla siteillä ja diagonaalisauvoilla, kattotasossa vaakasuunnassa.

Ristikkojen jäykkyys on sitä parempi, mitä korkeammaksi ne voidaan tehdä ja sitä pienempiä ovat niiden aiheuttamat rasitukset muille runkorakenteille. [5, s. 152.]

Ristikon paarteina voivat toimia esimerkiksi pilarit tai seinät, (kuvat 5 ja 6) ja vain ristikon diagonaalit ja joissain tapauksissa vertikaalit ovat erillisiä jäykistysristikon osia. Ristikon paarteet, kuten pilarit tai seinät, saavat vaakakuormituksen aiheuttaman momentin seurauksena lisänormaalivoiman, joka on otettava huomioon rakenneosien mitoituksessa. Kun pystykuormat ovat pieniä, jäykistysristikon paarte voi olla myös vedetty [1, s. 21.]



Kuva 6.12. Rakennuksen jäykistäminen ristikoilla ja tarvittaessa (a ja b) lisäksi mastokehällä.



Kuva 6.13. Rakennuksen pituussuuntainen jäykistäminen.

6 Teräsrakenteiden suunnittelu

3 Kuormitukset ja laskenta

Rakenteisiin aiheutuu erilasiin kuormien vaikutuksesta rasituksia, joita ovat välittömät ja välilliset kuormat (taulukko 1), tulen käymään opinnäytetyöhöni liittyen välittömiä rasituksia, jotka ovat tuuli- ja lumikuormat.

Taulukko 1 SFS-EN 1991-1-6

Vastaava kohta tässä standardissa	Kuorma	Luokitus				Huomautuksia	Lähde
		Aikariippuvuus	Luokitus / alkuperä	Sijainnin mukainen vaihtelu	Luonne (staattinen/dynaaminen)		
4.7	Tuulikuormat	Muuttuva/ onnettomuus	Välitön	Kiinteä/ liikkuva	Staattinen/ dynaaminen	(*)	EN 1991-1-4
4.8	Lumikuormat	Muuttuva/ onnettomuus	Välitön	Kiinteä/ liikkuva	Staattinen/ dynaaminen	(*)	EN 1991-1-3

Tuuli- ja lumikuormien määrittäminen tapahtuu arvioihin aikaisemmista olosuhteista, ja niiden perusteella saadaan tilastot, mitkä kyseisellä maantieteellisellä alueella Ympäristöministeriö on kansallisissa liitteissään määrännyt, kun sovelletaan Eurokoodeja SFS-EN 1991-1-4 ja SFS-EN 1991-1-3.

Näin ollen kuormien omaisarvoa ei voida siis tarkasti määrittää, vaan arvioidaan ennuste suurimmasta vaikutuksesta tilastojen perusteella.

Rakennus sijaitsee Kalajoella, joten kuormitukset tullaan katsomaan Kalajoen tilastoja vastaaviksi, laskut tehdään Eurokoodin antamalla tavalla. [3, 8.]

3.1 Lumikuorma

Kuormia laskettaessa tulee ottaa huomioon lumikuorma, se on yksi määrävimmistä tekijöistä kattojen kestävyden osalta Suomessa. Lumikuorman lasketaan maahan sataneen lumen massasta. Lumikuorman laskentaan vaikuttavia tekijöitä on sijainti maantieteellisesti ja katon muoto. Myös tuulisilla tai suojaisilla paikoilla otetaan tuulen vaikutus huomi-

oon, mutta normaaliolosuhteissa kertoimena on $C_e=1,0$. Jos katon lämmönläpäisy on huomattavan suuri ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$), kuten eräillä lasikatoilla, otetaan se huomioon sulamisen vaikuttaessa lumikuormaan, muissa tapauksissa kerroin on $C_t = 1,0$.

Eurokoodi SFS-EN 1991-1-3 kertoo katon kaltevuuden perusteella muotokertoimen, joka pienentää katon lumikuormaa. (taulukko 2)

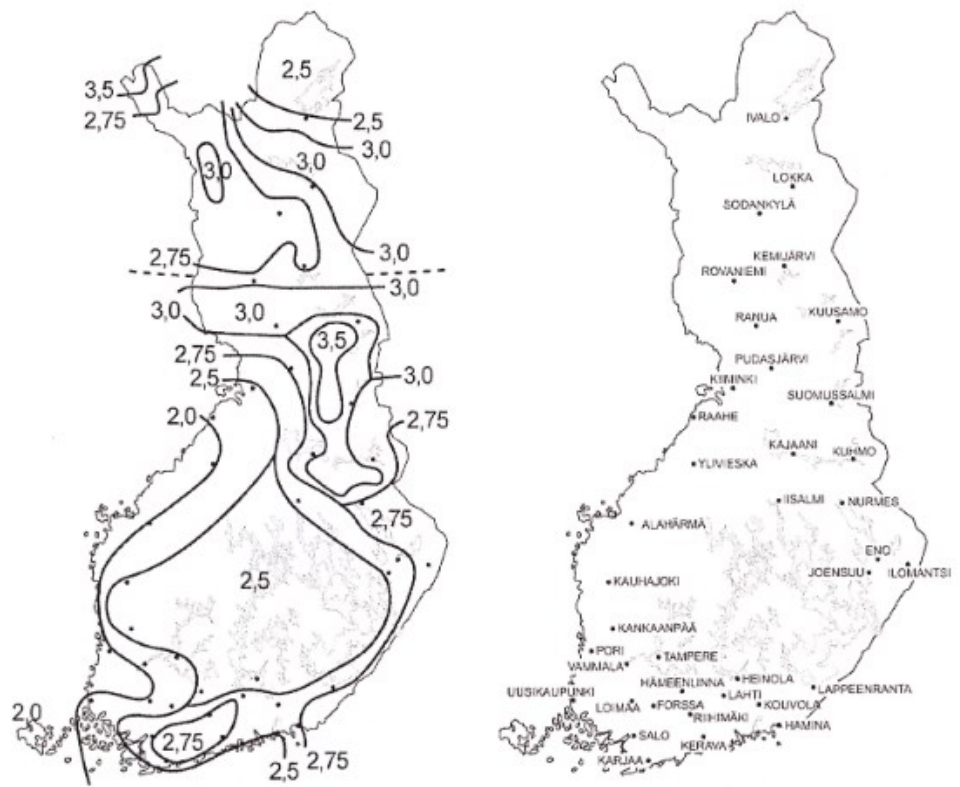
Taulukko 2 Muotokertoimet

Table 5.2 Lumikuorman muotokertoimet

Katon kaltevuuskulma α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30^\circ$	1,6	--

HUOM. Muotokertoimen $\mu_1(0^\circ)$ arvo voidaan määrittellä kansallisessa liitteessä. Suositusarvo on $\mu_1(0^\circ) = 0,8$
<A1]

Ympäristöministeriö on antanut asetuksen 6/16 ”Lumikuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-3”, jossa määritellään lumikuorman ominaisarvot maanpinnalla (kuva 7). Kuvassa olevat arvot ovat vähimmäisarvoja. [8.]



Kuva 7 Lumikuormat eri vyöhykkeillä

Yllä olevien arvojen (kuva 7) perusteella voidaan määrittellä lumikuorma normaalisti vallitsevissa tilanteissa Eurokoodin SFS-EN 1991-1-3 kaavan 5.1 (taulukko 3) mukaan.

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

μ_i = On katon muotokerto (taulukko 5.2)

C_e = On tuulensuojaiskerroin, jolle annetaan arvo 1.0.

s_k = On lumikuorman ominaisarvo (kuva) joka on Kalajoella 2.0 kN/m^2 .

C_t = On lämpökerroin, jolle annetaan arvo 1.0.

C_e = Tuulensuojaiskerroin

C_t = Lämpökerroin

C_{est} = Poikkeuksellisen lumikuorman kerroin

A = Sijaintikorkeus merenpinnasta [m]

S_e = Lumen riippumisesta johtuva lumikuorma pituusmetriä kohti [kN/m]

F_s = Liukuvan lumimassan pituusmetriä kohti aiheuttama kuorma [kN/m]

Taulukko 3 Maastotyytit

Taulukko 5.1 (FI) Eri maastotyyppien yhteydessä käytettävät kertoimen C_e arvot

Maastotyyppi	C_e
Tuulinen ^a	0,8 ^{*)}
Normaali ^b	1,0
Suojainen ^c	1,0
^a <i>Tuulinen maasto</i> : laakea, esteetön, joka puolelle avoin alue, jolloin maasto, korkeat rakennuskohteet tai puut eivät suojaa tai suojaavat vain vähän. ^b <i>Normaali maasto</i> : alue, jolla rakennuskohteeseen vaikuttava tuuli ei maaston, muiden rakennuskohteiden tai puiden takia huomattavasti poista lunta. ^c <i>Suojainen maasto</i> : alue, jolla tarkasteltava rakennuskohde on huomattavasti alempana kuin ympäröivä maasto tai se on korkeiden puiden tai itseään korkeampien rakennuskohteiden ympäröimä. ^{*)} Katoilla, joiden lyhempi sivumitta on yli 50 metriä, kerroin C_e on kuitenkin 1,0	

3.2 Tuulikuorma

Tuulikuormat vaihtelevat ajan mukaan. Ne aiheuttavat painetta umpinaisten rakenteiden ulkopintoihin ja ulkopinnan huokoisuuden vuoksi myös välillisesti sisäpintoihin. Ne voivat vaikuttaa avoimien rakenteiden sisäpintoihin. Paineet aiheuttavat pintaa vasten kohtisuoria voimia. Tuulen kohdatessa suuria pintoja myös pinnansuuntaiset kitkavoimat voivat olla suuria. [10.]

Tuulesta aiheutuva kuorma on joko rakenteeseen kohtisuoraan vaikuttavaa painetta tai imua. Lujuuslaskentaa varten tuulikuormasta on oleellista tietää tuulen aiheuttama paine tai imu per neliometri, näin voidaan määrittää koko rakennukseen kohdistuva voima ja jakaa se mitoitettaville rakenteille. Tuulikuorma esitetään yksinkertaistettuna paineiden tai voimien joukkona ja sen vaikutukset ovat samat kuin tuulenpuuskien suurimmat vaikutukset.

Tuulikuormaa laskettaessa tulee tietää tuulennopeus, ja laskennassa käytetään suurinta rakenteisiin kohdistuvaa tuulennopeutta, johon vaikuttaa maantieteellinen sijainti. [3.]

Tuulennopeuden modifioimaton perusarvo $v_{b,0}$ on ominaisarvo, joka määritetään tuulennopeuden 10 minuutin keskiarvona riippumatta tuulen suunnasta ja vuodenaikasta 10 m korkeudella maanpinnasta aukeassa maaseutumaastossa, jossa on heinää tai siihen verrattavaa matalaa kasvillisuutta ja erillisiä tuulenesteitä, jotka ovat vähintään esteen 20-kertaisen. [3.]

Ympäristöministeriö on antanut asetuksen 7/16 ” Tuulikuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-4”

Suunnittelijan tulee soveltaa kyseistä asetusta tuulikuormia valittaessa yhdessä standardin SFS-EN 1991-1-4 kanssa.

Ympäristöministeriö antaa asetuksessa seuraavia arvoja, joita tulee käyttää;

Tuulennopeuden modifioimaton perusarvo on Suomessa $v_{b,0} = 21$ m/s. Tämä arvo pätee koko maassa meri- ja tunturialueet mukaan lukien.

Ilman tiheydelle ρ käytetään standardin kohdan 4.5(1) huomautuksen mukaista suositusarvoa $1,25$ kg/m³.

Tuulennopeuden perusarvo tulee laskea kaavasta (4.1).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

Jossa;

v_b = Tuulennopeuden perusarvo

c_{dir} = Suuntakerroin, Suomessa käytetään arvoa 1,0.

c_{season} = Vuodenaikakerroin, Suomessa käytetään arvoa 1,0.

$v_{b,0}$ = Perustuulennopeus, käytetään Suomessa manneralueilla arvoa 21 m/s

Tuulennopeuden modifioitu perusarvo $V_m(z)$ korkeudella z maaston yläpuolella riippuu maaston rosoisuudesta, pinnanmuodostuksesta

ja tuulennopeuden perusarvosta V_b , ja se saadaan kaavasta (4.3):

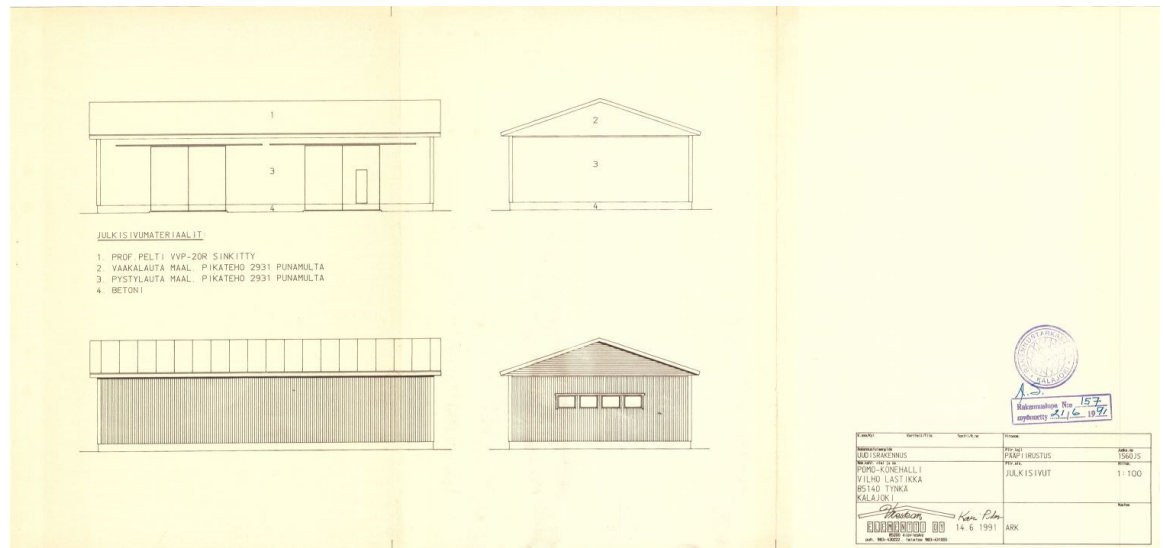
$$V_m(Z) = C_r(Z) * C_o(Z) * V_b \quad (4.3)$$

4 Suunnittelu

4.1 Lähtötiedot

Alkuperäinen rakennus on vuonna 1991 rakennettu Pomo-halli, ja se on suunniteltu kylmäksi, mutta rakenteisiin on jätetty varaus, jotta ne kestävät myös lämpöeristyksen tuoman kuormituksen. Vuonna 2019 halli eristettiin, samalla siihen rakennettiin tilat toimistoa varten sekä WC-tilat.

Jälkikäteen on ilmennyt tarve toimistotilojen laajentamiselle, joten hallia on päätetty laajentaa n. 100 m² lattia-alan verran. Suunniteltu laajennus on ajateltu kahteen kerrokseen, joten lattia-alaa tulee kerrosta kohden n.100 m².



8 Pääpiirustus, hallin julkisivut vuodelta 1991

Rungon suunnittelu tehtiin Tekla Structures -suunnitteluohjelmalla. Teklalla on mahdollista mallintaa ja suunnitella erilaisia rakenteita, jotka sisältävät kattavasti materiaaleja muun muassa terästä, betonia, puuta ja lasia.

Teklalla pystytään suunnittelemaan 3D-rakenteita ja luomaan niistä konepajapiirustukset toteuttamista varten. Teklan ydinaluetta on teräs- ja betonirakenteisten hallien, stadionien, asuinrakennusten, pilvenpiirtäjien ja vastaavien rakenteiden suunnittelu [9].

4.2 Rakenteiden valinta

Käytän rakenteiden mitoittamisessa apuna SSAB:n laskenta työkaluja (kuvat 9, 10 ja 11) sekä käsinlaskentaa. Rakenteiden mitoitus perustuu Eurokoodi 3 -standardiin ja kun se tehdään SSAB:n ohjelmalla, tulee toteutus SSAB:n rakennusputkikäsikirjojen mukaisesti.

Ohjelmaan syötettiin karkeat arviot kuormista, katon omapainona käytin monesti ohjepainoksi katolle annettua 1kN/m. Tuulikuormaksi tuli SSAB:n ohjelmiston antama 0,59kN/m² arvo ja lumi-kuormaksi ohjelma haluaa tietää rakennuspaikan maantieteellisestä sijainnista riippuvan arvon.

Rakennuksen mitoiksi annoin 10000x10000x7200mm pituus/leveys/korkeus. Pilarijaoksi valittiin rakennuksen pituudesta johtuen yleensä käytetyn kuuden metrin sijasta viisi metriä, näin ollen kattotuoleja tulee kolme kappaletta.

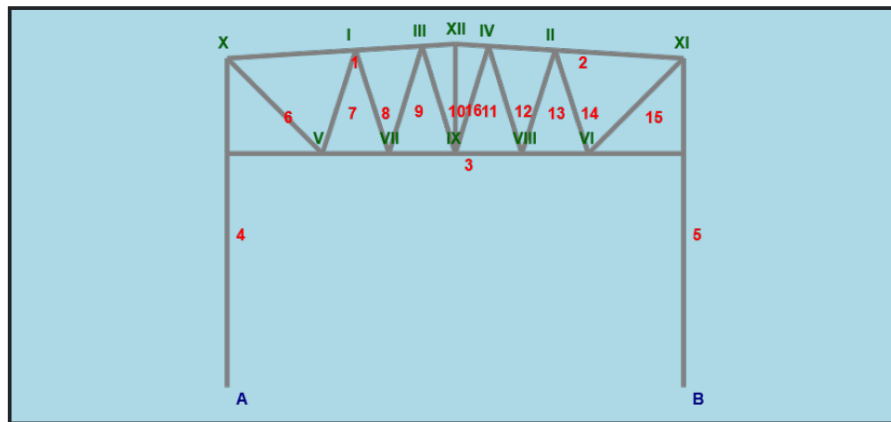
Calculation

<p>General parameters</p> <p>Name: koko</p> <p>Design according to: EN 1993-1-1</p> <p>Allowed deflection: No deflection limit</p> <p>National annex: Finland</p> <p>Reliability class: RC2</p> <p>Design guideline: SSAB</p> <p>Critical temperature: -</p> <p>Date: 26.2.2024</p> <p>Dimensions</p> <p>Width: 10000 mm</p> <p>Length: 10000 mm</p> <p>Truss definition</p> <p>Max truss spacing: 5000 mm</p> <p>Optimized truss spacing: 5000 mm</p> <p>Truss length: 10000 mm</p> <p>Height 1: 2085.8 mm</p> <p>Height 2: 2400 mm</p>	<p>Designer info</p> <p>Designer: -</p> <p>Designer email: -</p> <p>Country: -</p> <p>City: -</p> <p>Description: -</p> <p>Loads</p> <p>Roof self weight: 1 kN</p> <p>Snow load on ground: 2 kN</p> <p>Basic wind load: 0,59 kN</p> <p>Hanging load: 0 kN</p> <p>Analysis results</p> <p>Truss weight: 1509.4 kg</p> <p>Net CO₂ eq.: 966.0 kg ⓘ</p> <p>Truss cost: -</p> <p>Max member usage ratio: 66.8 %</p> <p>Max connection usage ratio: 71.4 %</p>
---	--

Save up to 25.6 kg in weight ▼

Kuva 9 Ohjelmaan annettu arvoja

 Analysis model



Kuva 10 Palkkien positiot

 Members

ID	Member	Length [mm]	Material	Buckling curve	Critical temp. [°C]	Usage ratio [%]
1	120 x 120 x 5	5009.9	S355J2H EN 10219	B	-	66.8
2	120 x 120 x 5	5009.9	S355J2H EN 10219	B	-	66.8
3	120 x 120 x 4	10000.0	S355J2H EN 10219	B	-	39.3
4	250 x 250 x 10	7200.0	S355J2H EN 10219	B	-	12.1
5	250 x 250 x 10	7200.0	S355J2H EN 10219	B	-	12.1
6	60 x 60 x 3	2949.8	S355J2H EN 10219	B	-	42.2
7	70 x 70 x 3	2377.1	S355J2H EN 10219	B	-	45.6
8	60 x 60 x 3	2377.1	S355J2H EN 10219	B	-	8.9
9	70 x 70 x 3	2464.4	S355J2H EN 10219	B	-	11.2
10	50 x 50 x 3	2464.4	S355J2H EN 10219	B	-	8.3
11	50 x 50 x 3	2464.4	S355J2H EN 10219	B	-	8.3
12	70 x 70 x 3	2464.4	S355J2H EN 10219	B	-	11.2
13	60 x 60 x 3	2377.1	S355J2H EN 10219	B	-	8.9
14	70 x 70 x 3	2377.1	S355J2H EN 10219	B	-	45.6
15	60 x 60 x 3	2949.8	S355J2H EN 10219	B	-	42.2
16	50 x 50 x 3	2400.0	S355J2H EN 10219	B	-	8.9

Kuva 11 Ohjelman antamat profiili valinnat

Ohjelmisto laskee pilareille ja kattotuoleille materiaalin annettujen arvojen ja kuormien perusteella, materiaalin saa itse päättää ja se on valittu s355-teräs, jonka saatavuus ja muovattavuus on erinomainen.

Käytän näitä materiaaleja lähtötietoina Teklan mallinnoksessa, koska SSAB:n ohjelmiston mukaan kaikilla rungon komponenteilla käyttöaste on hyvä. Tämän jälkeen mallinnos siirretään Solidworks Premium -ohjelmistoon, jossa sille pystytään tekemään elementtimenetelmään perustuva simulointi. Tässä vaiheessa saadaan selville rakenteiden taipuminen ja niihin kohdistuvat jännitykset. Taipumille raja-arvoina käytetään taulukkoa 4.

Tekla TEDDS -ohjelmistolla on mahdollista laskea eri kuormitukset Eurokoodin mukaan, joten sitä käytetään kuormitusten laskemisessa. TEDDS-laskennan tulokset liitteenä (liitteet 1 ja 2).

Taulukko 4 Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1993-1-1

Taulukko 3. Taipumien ja siirtymien käyttörajatilat

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

Taipumien arvioinnissa käytetään taulukkoa 4, jossa on annettu raja-arvot eri rakenteiden taipumille.

4.3 Tekla Structures -ohjelmisto

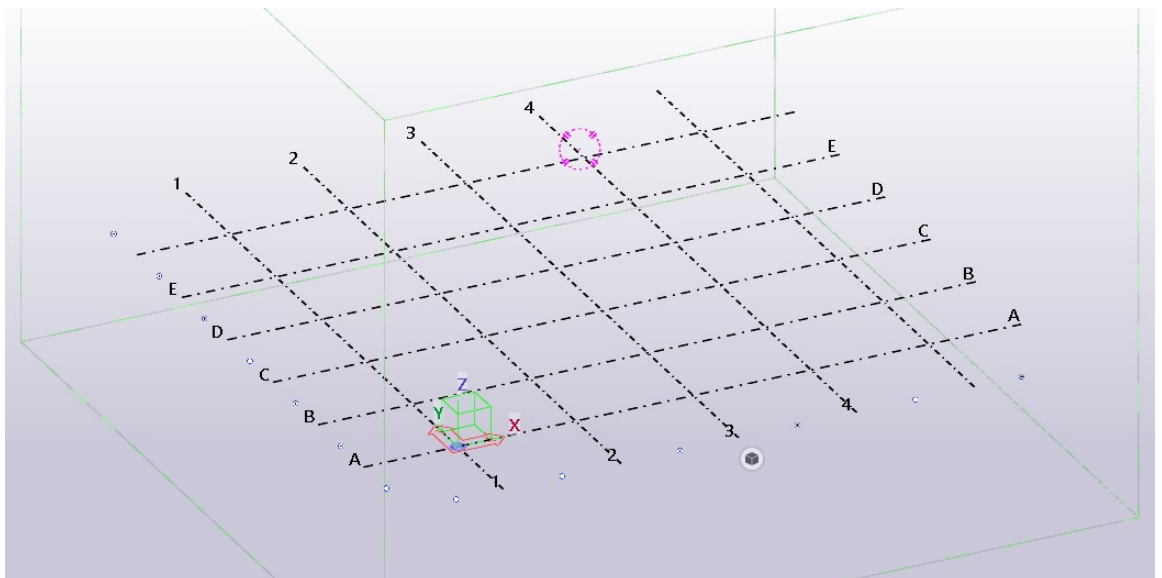
Tekla Structures -ohjelmisto on Trimblen ohjelmistotalon rakennesuunnitteluohjelmisto. Tekla on alkujaan suomalainen yritys nimeltä Teknillinen laskenta Oy, jonka kansainvälinen monialayhtiö

Trimble osti vuonna 2011. Myös Tekla TEDDS -ohjelmisto kuuluu samaan konserniin ja on tarkoitettu rakennusteknisten laskelmien automatisointiin.

Teklan käyttö aloitetaan valitsemalla rooliksi teräsrakennesuunnittelija, joka määrittää Teklan asetuksia. Ohjelman käyttöön vaikuttavat työympäristö, rooli ja ohjelman kokoonpano.

Ennen mallintamisen aloittamista säädetään Grid (kuva 12) eli Teklan koordinaatisto sopivaksi. Gridiä käytetään mallintamisen pohjana, joten se auttaa mallintamaan rakenteet oikeille paikoille. Tässä työssä Gridin asetuksiin vaikuttavat rakennuksen korkeus ja pilarien paikoitus; keskeisten rakenteiden on hyvä osua gridin leikkauspisteisiin.

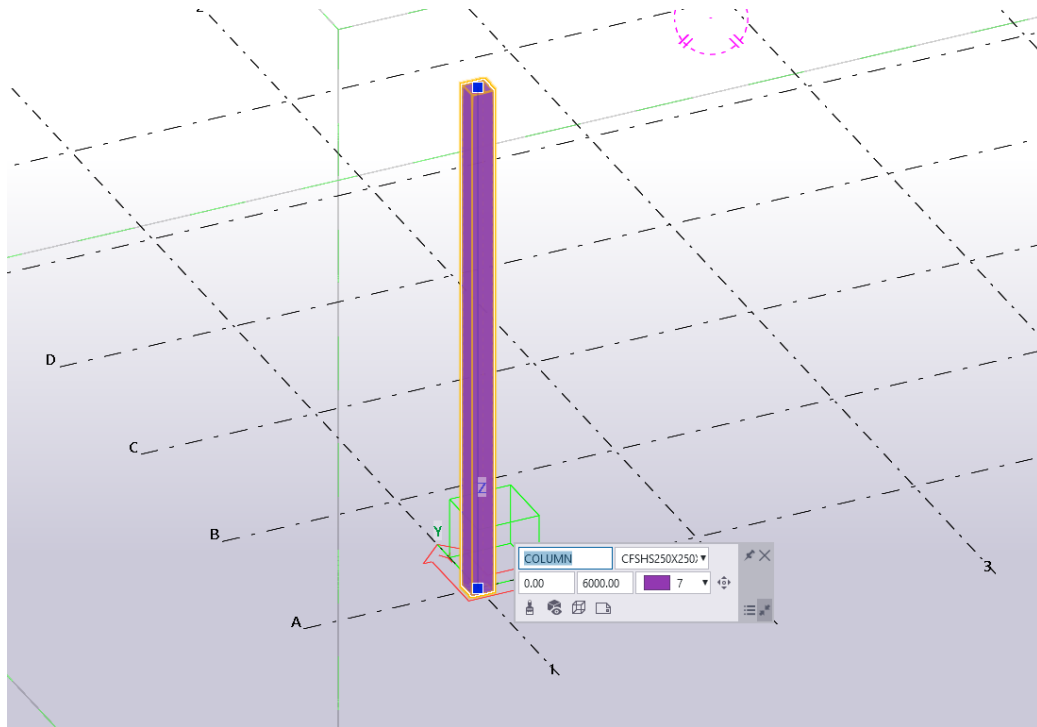
Gridin avulla luodaan myös eri näkymät. Useiden näkymien luominen helpottaa mallintamista, ja yleensä näkymät luodaan gridin eri linjojen mukaan, 3D-näkymän ollessa perusnäköinä.



Kuva 12 Perusnäkö, jossa näkyy gridi

4.3.1 Pilarit

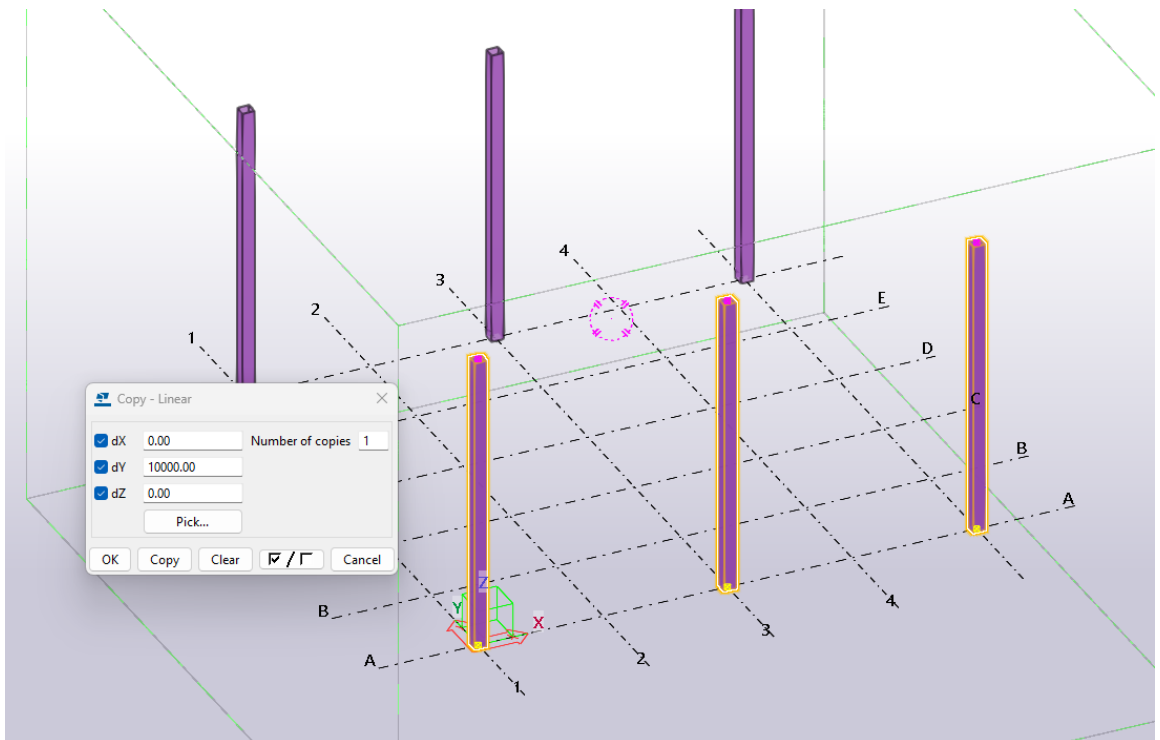
Pilarit luodaan (kuva 13) valitsemalla tässä tapauksessa välilehti "steel", jonka alta löytyy "column"-työkalu.



Kuva 13 Pilarin paikoitus Gridiin

Pilari paikoitetaan gridille kahden ensimmäisen linjan leikkaukseen. Tämän jälkeen valitaan pilarelle haluttu materiaali ja mitat, ja tässä vaiheessa voidaan myös nimetä mallinnettava rakenne. Materiaalit valitaan Teklan omasta kirjastosta, joka on ladattu asennusvaiheessa ja on maakohdainen.

Pilarien lisääminen muihin haluttuihin kohtiin onnistuu nopeasti "copy special" -toiminnolla (kuva 14), joka kopioi halutun rakenteen määritettyyn paikkaan. "Copy special -linear" -työkaluun määritetään haluttu suunta ja kopioiden määrä, jonka jälkeen se suorittaa halutun toiminnon ja kopioi kappaleen.



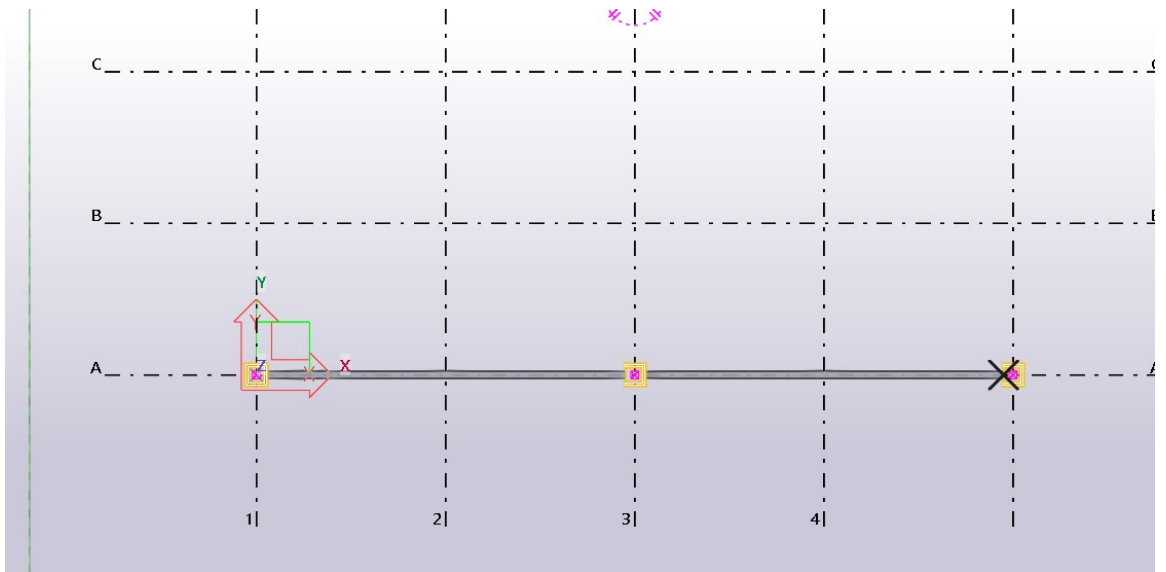
Kuva 14 Copy special

4.3.2 Palkit

Palkit (kuva 15) mallinnetaan 'steel'-välilehden alta löytyvällä 'beam'-työkalulla. Palkkeja on mahdollista mallintaa eri säteille taivutettuina tai leikattuina erilaisiin kulmiin, mutta tässä työssä tarvitsen vain suoraa palkkia, jonka mallintaminen tapahtuu 'beam'-työkalulla.

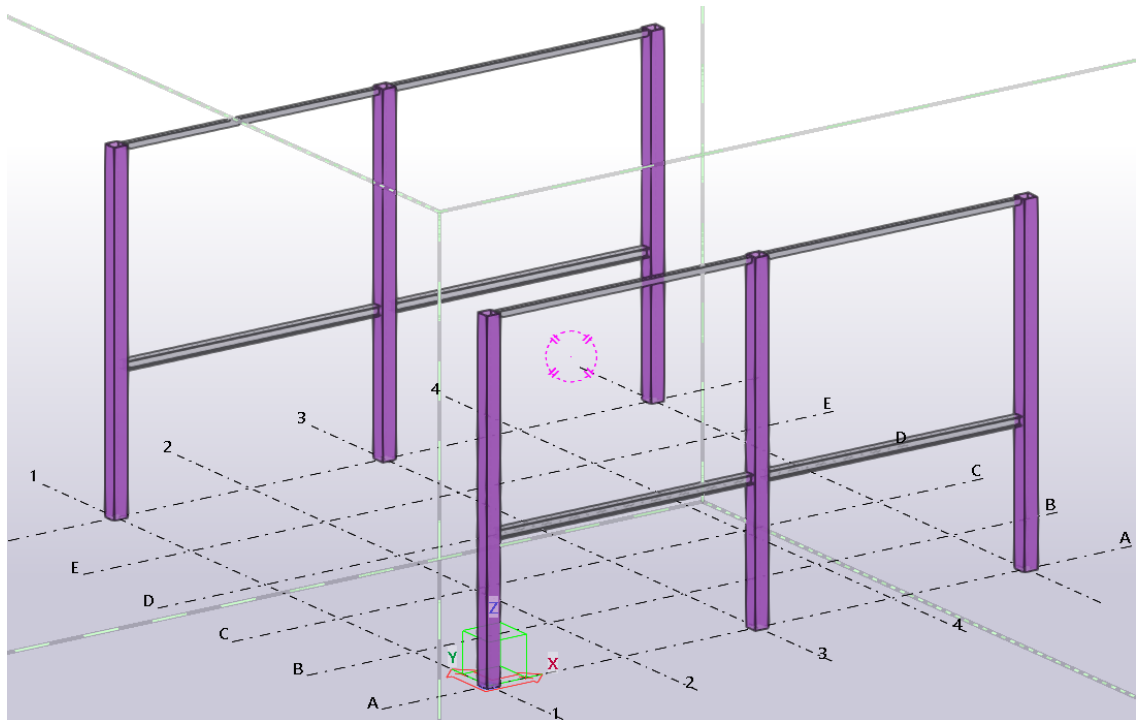
Itse mallintaminen tapahtuu hyvin pitkälti samalla kaavalla kuin pilarin mallinnos: valitaan haluttu korko, eli otetaan auki gridin näkymä tietyltä korolta, ja valitaan haluttu paikka palkille, jolloin palkki saadaan haluttuun korkoon.

Palkille valitaan halutut alku ja loppupisteet ja palkki ilmestyy näkymään, kun loppupiste on valittu. Palkkia voidaan myös kopioida samalla menetelmällä kuin pilaria kopioitiin. (kuva 16)



Kuva 15 Palkki mallinnettuna haluttuun korkoon pilareiden väliin

Seuraavaksi valitaan haluttu taso, jolle välipohjan palkit mallinnetaan, itse mallinnus tapahtuu samalla tavalla kuin ylempien palkkien, mutta materiaalin valinta on eri. (kuva 16)

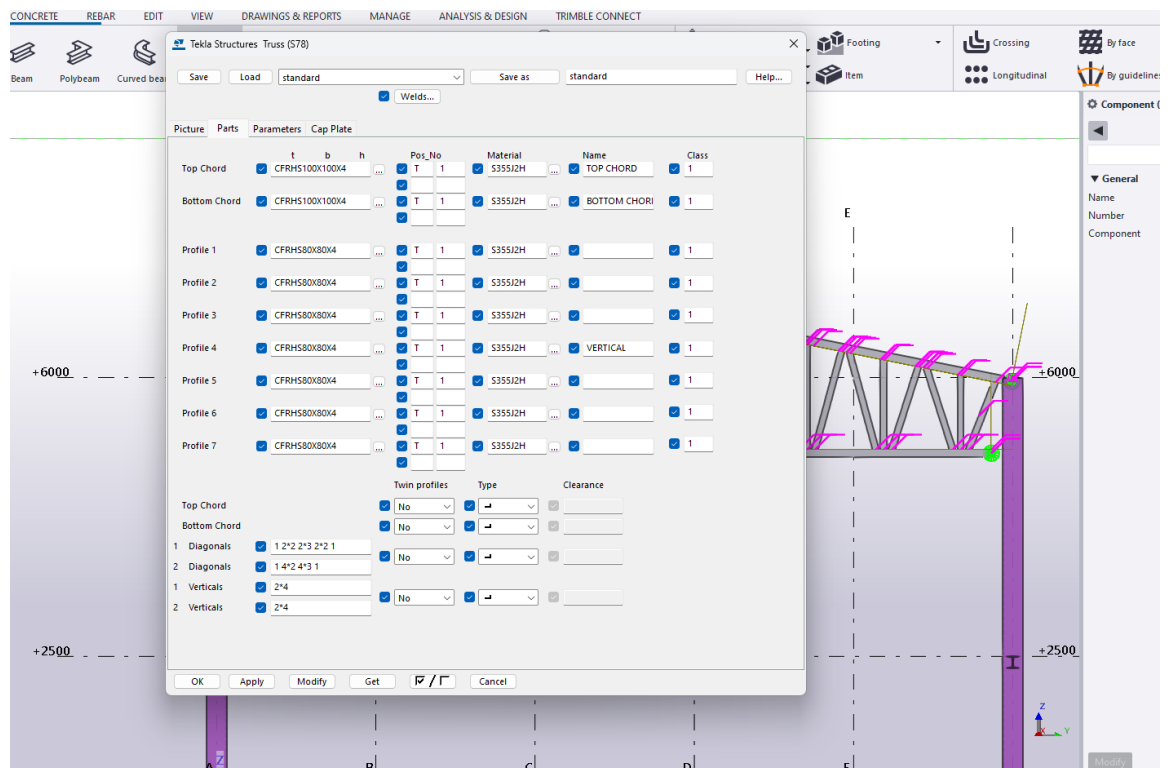


Kuva 16 Näkymä kun palkit on mallinnettu

4.3.3 Kattotuolit

Kattotuolin mallintamisen päätin suorittaa valitsemalla Teklan kirjastosta valmiin kattotuoli komponentin, kirjastossa on valmis kattotuoli-komponentti, joka asettuu paikalle antamalla kattotuolille halutut ääripisteet, joiden päälle piirre luodaan.

Helpointa on aloittaa valitsemalla näkymä, johon kattotuoli halutaan sijoittaa. Tässä tapauksessa valitsin näkymäksi Gridin '1' -linjan mukaisen näkymän. Näkymään sijoitetaan kattotuoli, ja tämän jälkeen se muokataan halutunlaiseksi tietomallissa (kuva 17). Kattotuolin asetuksista muokataan halutut materiaalit ylä- ja alapaarteille sekä diagonaalisauvojen määrä ja materiaali.



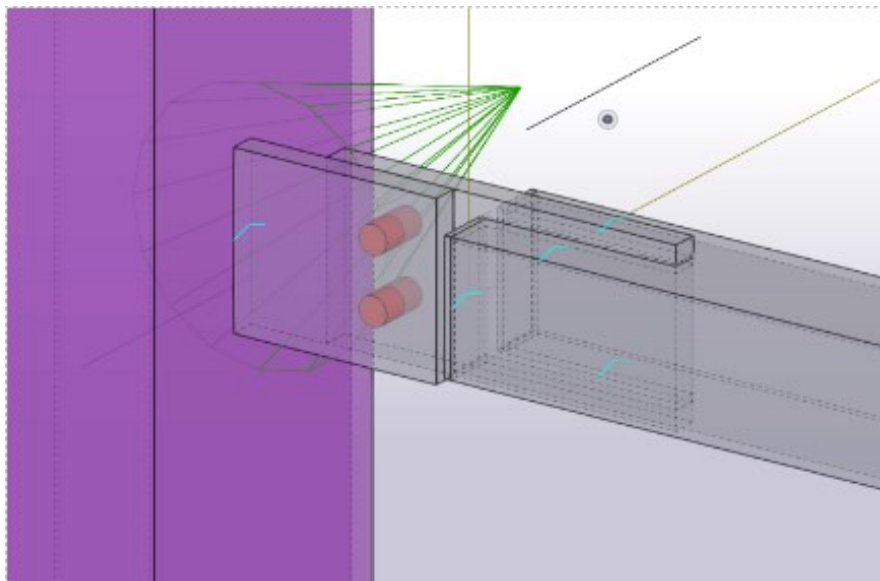
Kuva 17 Kattotuolin default-asetukset

4.3.4 Liitokset ja peruslevyt

Liitosten luominen on hyvin pitkälti samankaltainen prosessi kuin kattotuolin tekeminen malliin. Valitaan ensimmäiseksi Teklan komponenttikirjastosta halutun tyyppinen liitos, tämän jälkeen

päästään valitsemaan paikka. Esimerkiksi valitaan peruslevy kirjastosta ja valitaan gridistä paikaksi "A" ja "1" linjojen leikkaus, kun näkymä on valittu nollatasolle, syntyy piirre nollatasolle haluttuun paikkaan.

Liitoksissa valitaan sopiva liitoskomponentti kirjastosta, tämän jälkeen mallista valitaan pilari, joka maalataan ja tämän jälkeen maalataan poikittainen palkki ja liitos ilmestyy näkymään (kuva 18). Tämän jälkeen päästään muokkaamaan liitoksen asetuksia, jossa voidaan määrittää pulttien sijainti ja koko sekä levyjen koot ja sijainnit.



Kuva 18 Pulttiliitos pilarin ja palkin välissä

4.4 Rakenteiden mitoitus ja FE-analyysi

Kattotuolien materiaalivalinta perustui SSAB:n ohjelman tekemään valistuneeseen arvaukseen, tämän vaiheen jälkeen tein mallinnoksen hallista Tekla Structures -ohjelmistolla, jonka syötin Solidworks -ohjelmistoon.

Solidworks -ohjelmistolla mallin kestävyyttä tarkasteltiin laskentaverkkomenetelmällä, kohdistamalla hallin rakenteisiin voimat, jotka saatiin Tekla TEDDS-laskennan perusteella. FE-analyysin tuloksena saadaan Von Mises -vertailujännitykset, joita verrataan materiaalin myötölujuuteen (355MPa). Laskentaohjelmaan on syötetty materiaalien tiedot ja myötölujuudet, joten se osaa laskea kattotuolien ja rakenteiden painon itsessään. Kuormitustiedot ovat Eurokoodin mukaisia,

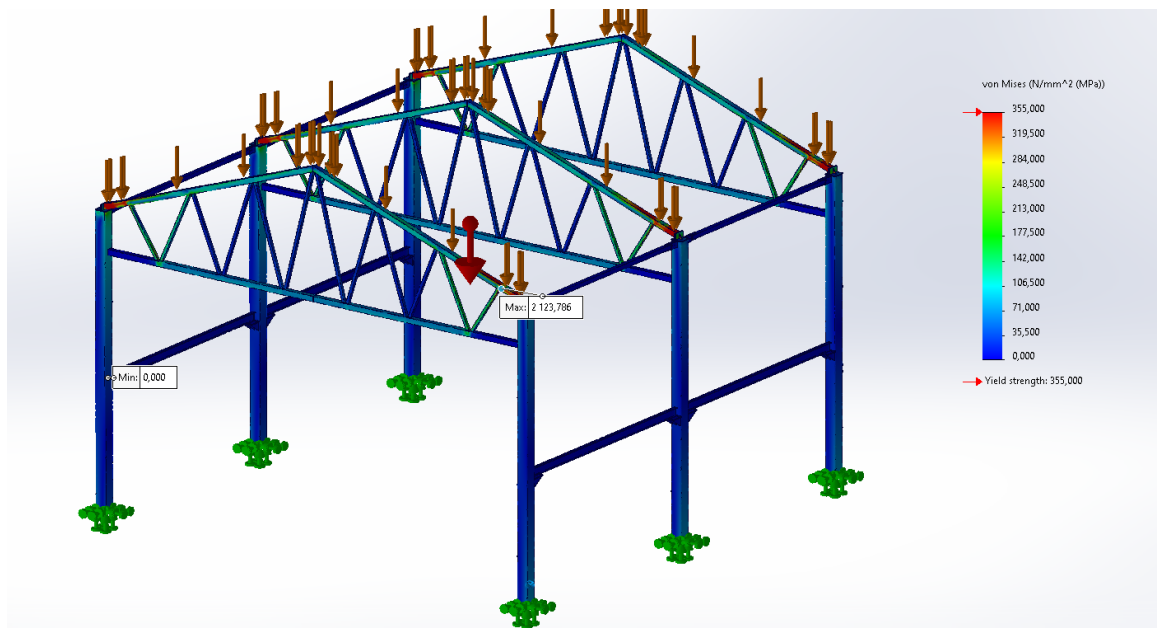
lumi- ja tuulikuorma ovat laskettu Tekla TEDDS -ohjelmistolla, joista tulokset ovat liitteenä (liitteet 1 ja 2).

Lumikuormaksi tämän kokoiselle katolle laskennan perusteella $1,6 \text{ kN/m}^2$ jolloin, kun yläpaarre on $5,2 \text{ m}$ johon lasketaan räystäälle $0,3 \text{ m}$ saadaan katon pinta-alaksi $5,5 \text{ m} * 2 * 10 \text{ m} = 110 \text{ m}^2$, jolloin kuormitus on $110 \text{ m}^2 * \frac{1,6 \text{ kN}}{\text{m}^2} = 176 \text{ kN}$.

Huomioidaan katolle tuulen vaikutus puuskassa, joka on $0,276 \text{ kN/m}^2$

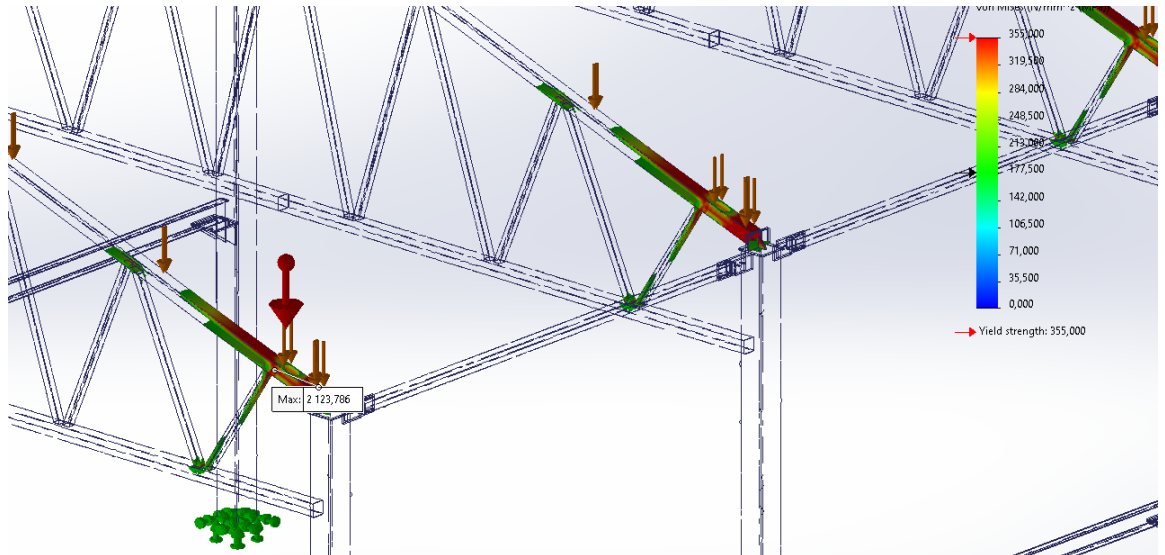
$$176 \text{ kN} + \left(0,276 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 110 \text{ m}^2 \right) = 206,36 \text{ kN}$$

Tämä saatu yhdistetty kuormitus jaetaan tasaisesti kattotuolin yläpaarteiden yläpinnalle. Voiman suunnaksi otetaan painovoiman suunta.



19 Ensimmäinen simulaatio vertailujännityksineen

Kuvasta 19 on huomattavissa kattotuolissa olevat suuret vertailujännitykset, jotka ilmestyvät yläpaarteiden ja pilarin kiinnityskohtaan sekä kattotuolin ulommaisiiin diagonaaleihin.



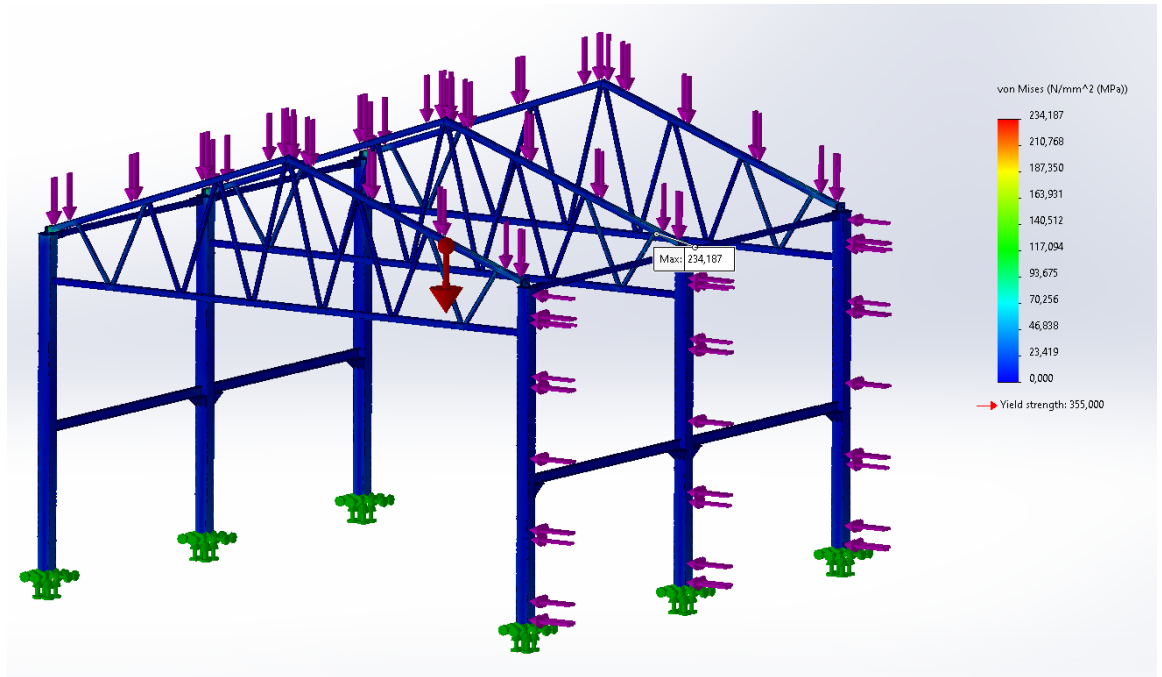
20 ISO-clipping

Kuvassa 20 on suodatettu pois kaikki muut, paitsi suurimman vertailujännityksen kohdat. Yläpaarteen materiaalivalinta osoittautuu liian keveäksi, koska vertailujännitys ylittää materiaalin myötölujuuden huomattavasti. Myös diagonaalisauvojen materiaalivahvuutta on syytä kasvattaa, jotta saadaan kestävä lopputulos.

4.4.1 Toinen FEM-simulaatio

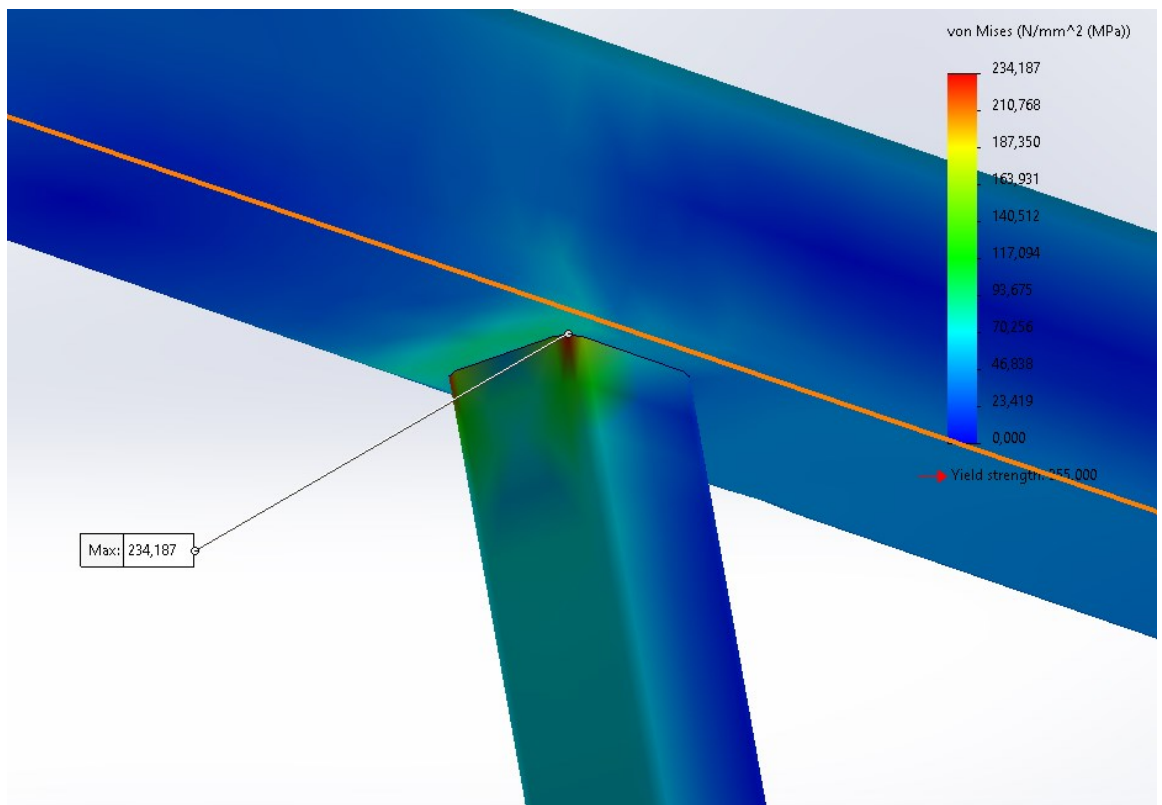
Suoritettun simulaation perusteella materiaalin vahvuutta yläpaarteessa ja diagonaalisauvoissa kasvatettiin.

Toisessa FEM-simulaatiossa päätin kuormittaa katon lumikuorman lisäksi myös samanaikaisesti seinää 44 kN:n kuormituksella, joka vastaa tuulenpaineen puuskassa aiheuttamaa voimaa.



Kuva 21 Kuvassa näkyy, kuinka laskentamallia on kuormitettu

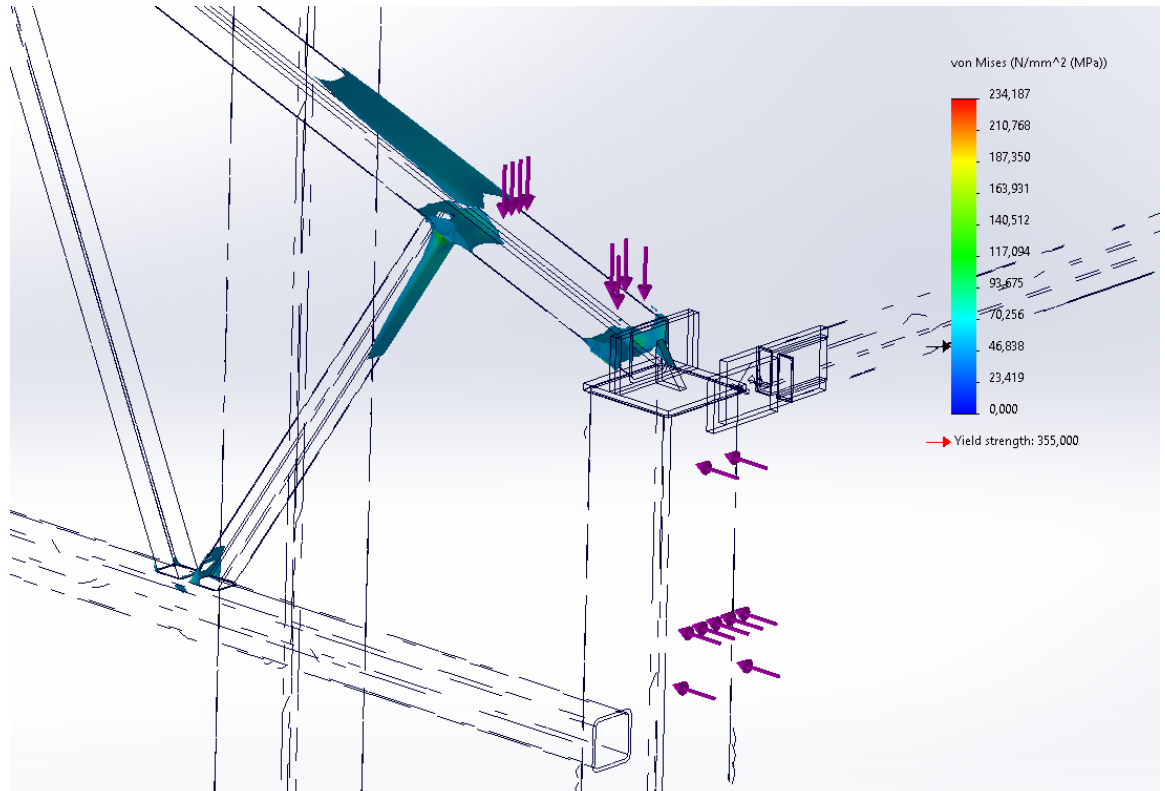
Tässä simulaatiossa oli tarkoitus tarkastella katon ja pilareiden kestävyyttä, kuvassa 21 näkyy kuormituksen suunta ja pinta-alat, joihin kuormitus simulaatiossa on kohdistettu.



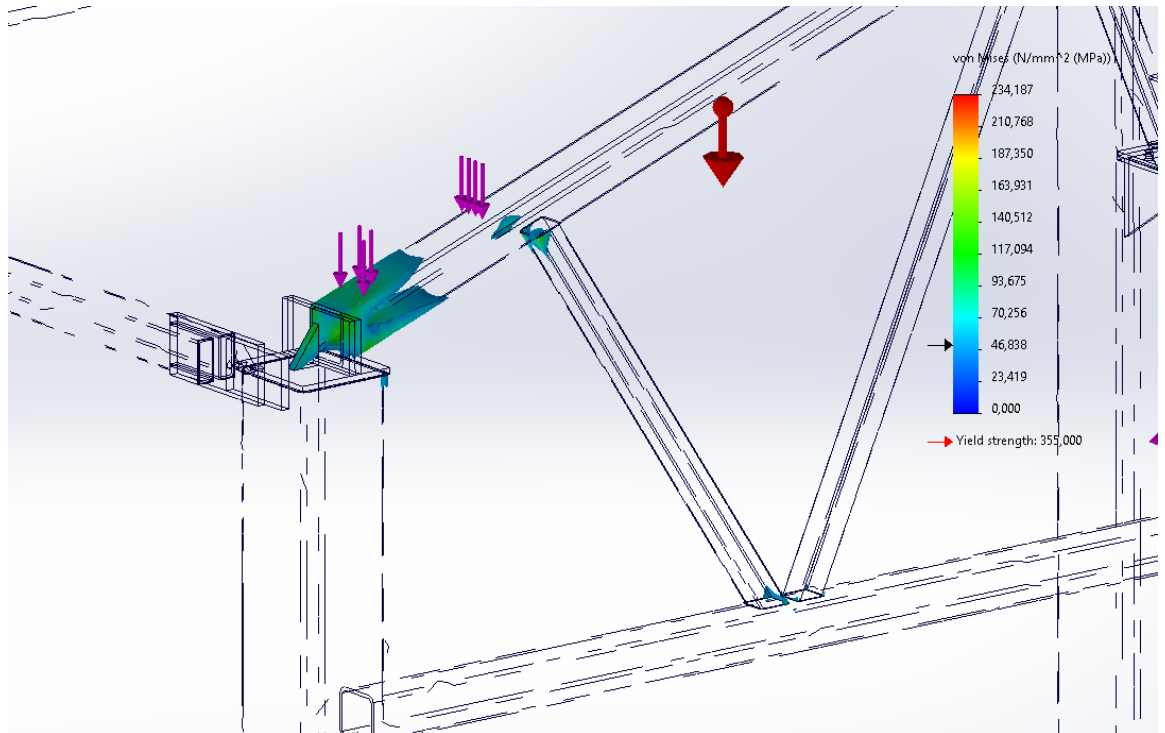
Kuva 22 Suurin pistemäinen jännityspiikki

Kuvan 22 vertailujännitys piikki on korkein, mitä simulaatiossa saatiin, tämän vertailujännityksen avulla saadaan varmuuskertoimeksi $\frac{355 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}} = 1,5$

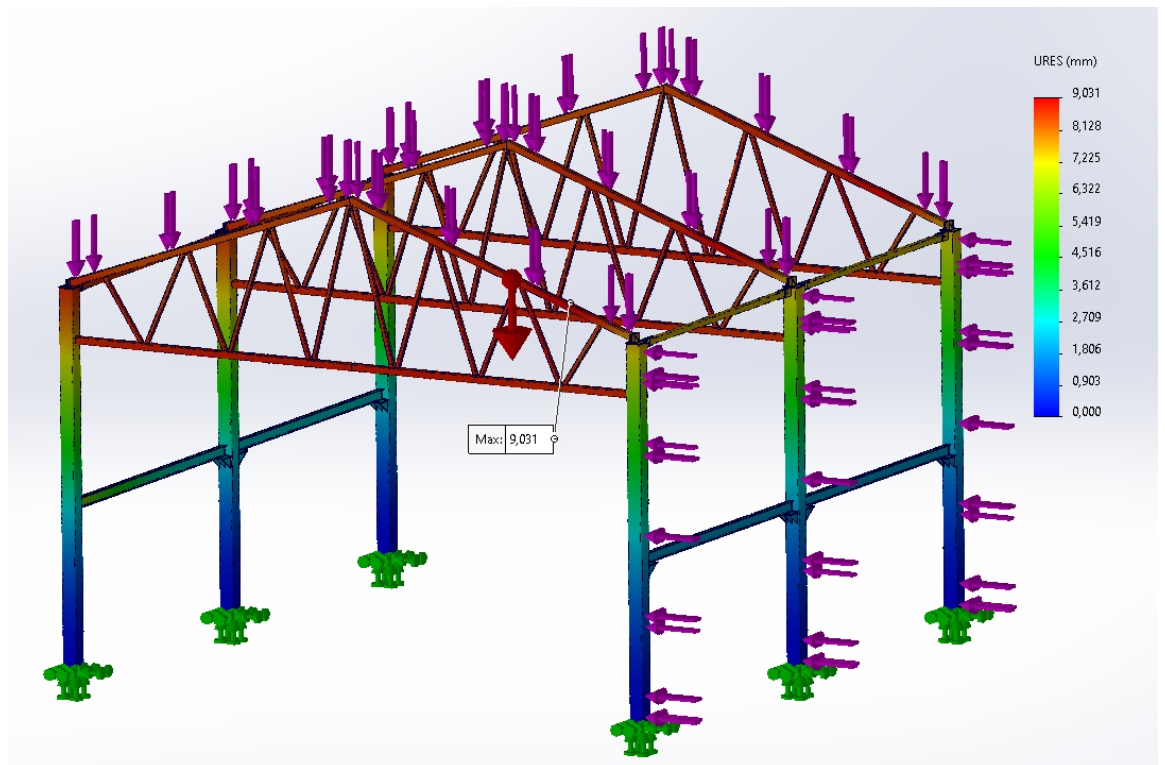
Kuvien 23 ja 24 vertailujännitykset eivät ole korkeita, vaan jäävät kauaksi materiaalin s355 myötörajasta. Näin ollen simulaation perusteella ei ole syytä toimenpiteisiin. Vertailujännitykset myös syntyvät paarteissa ja diagonaaleissa paikkoihin, joita voidaan pitää realistisena.



Kuva 23 Yli 50 MPa vertailujännitykset tuulen puolelta



Kuva 24 Yli 50 MPa vertailujännityksiä tuulen vastakkaisella sivulla



Kuva 25 Suurin taipuma

Kun suurin yksittäinen saatu piikki Von Mises -vertailujännityksessä on n. 235 MPa ja käytetyn materiaalin myötölujuus on 355 MPa, saadaan varmuuskertoimeksi 1,5. Suurin taipuma tulee oletulla tavalla kattotuolin ylimpään paarteeseen, maksimitaipuma tässä on n. 9 mm (kuva 25). Taipuma voidaan hyväksyä Eurokoodi 3 kansallisesta liitteestä (taulukko 4) löytyvän taulukon perusteella, joka antaa katon kannattajille raja-arvot.

Taulukko määrittää taipuman raja-arvon vesikaton pääkannattajille $L/300$, joka on tässä tapauksessa $\frac{5000 \text{ mm}}{300} = 16,67 \text{ mm}$

Rakenteet tulevat näin ollen FEM-laskennan perusteella kestäämään niille tarkoitetun käytön.

4.4.2 Toisen kerroksen tarkastelu

Koska rakennukseen on suunniteltu kaksi kerrosta, rakennetaan toinen kerros poikittaisten HEA-palkkien varaan.

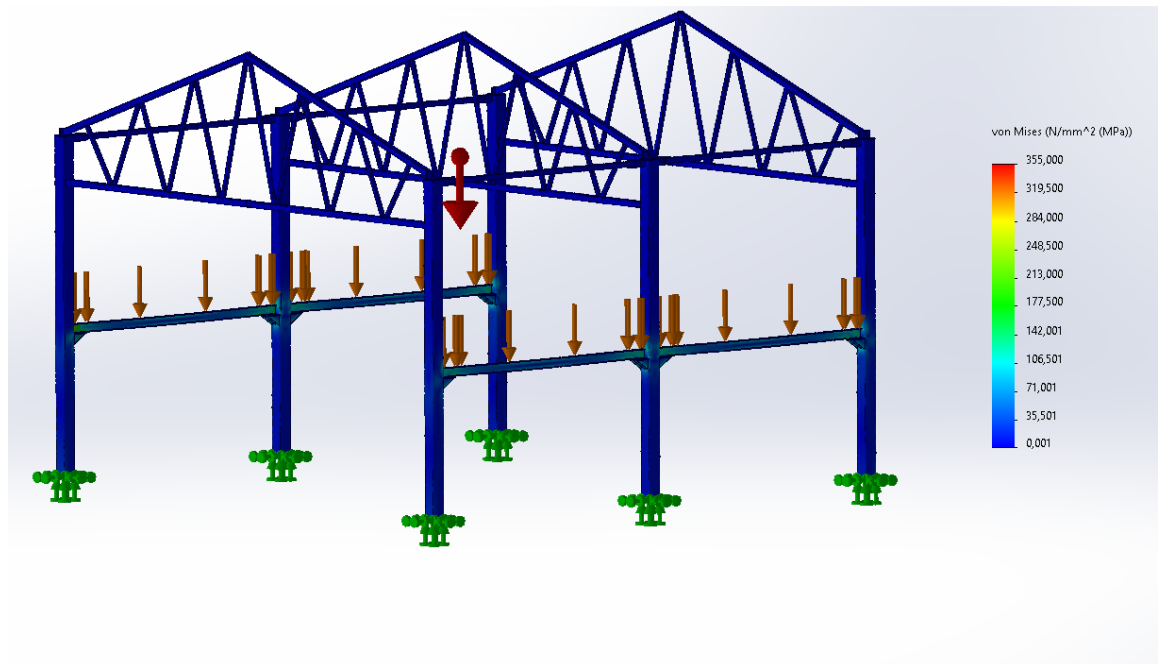
Taulukko 5 Eurokoodi 1:n taulukko 6.2

Taulukko 6.2 Rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormat

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Luokka A		
— Välipohjat	1,5... <u>2,0</u>	<u>2,0</u> ...3,0
— Portaat	<u>2,0</u> ...4,0	<u>2,0</u> ...4,0
— Parvekkeet	<u>2,5</u> ...4,0	<u>2,0</u> ...3,0
Luokka B	2,0... <u>3,0</u>	1,5... <u>4,5</u>
Luokka C		
— C1	2,0... <u>3,0</u>	3,0... <u>4,0</u>
— C2	3,0... <u>4,0</u>	2,5...7,0 (<u>4,0</u>)
— C3	3,0... <u>5,0</u>	<u>4,0</u> ...7,0
— C4	4,5... <u>5,0</u>	3,5... <u>7,0</u>
— C5	<u>5,0</u> ...7,5	3,5... <u>4,5</u>
Luokka D		
— D1	<u>4,0</u> ...5,0	3,5...7,0 (<u>4,0</u>)
— D2	4,0... <u>5,0</u>	3,5... <u>7,0</u>

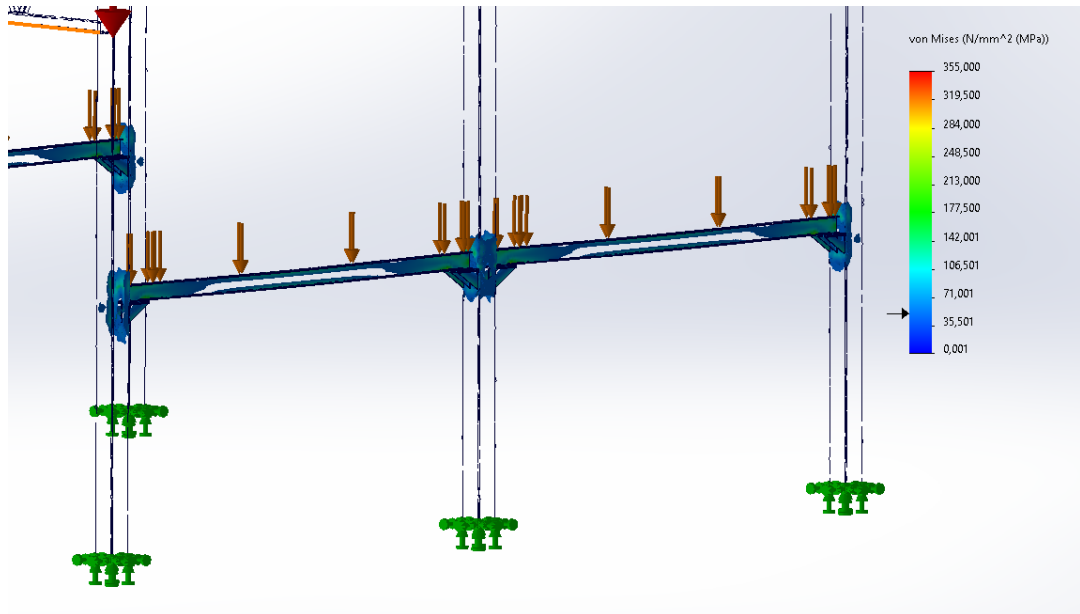
Eurokoodi [11.] antaa toimistorakennuksen (luokka b) välipohjan painoksi 3.0 kN/m² (taulukko 5).

Kun rakennuksen äärimitat ovat 10 m x 10 m, niin suurimmaksi mahdolliseksi kuormituksesi saadaan $100 \text{ m}^2 * \frac{3 \text{ kN}}{\text{m}^2} = 300 \text{ kN}$



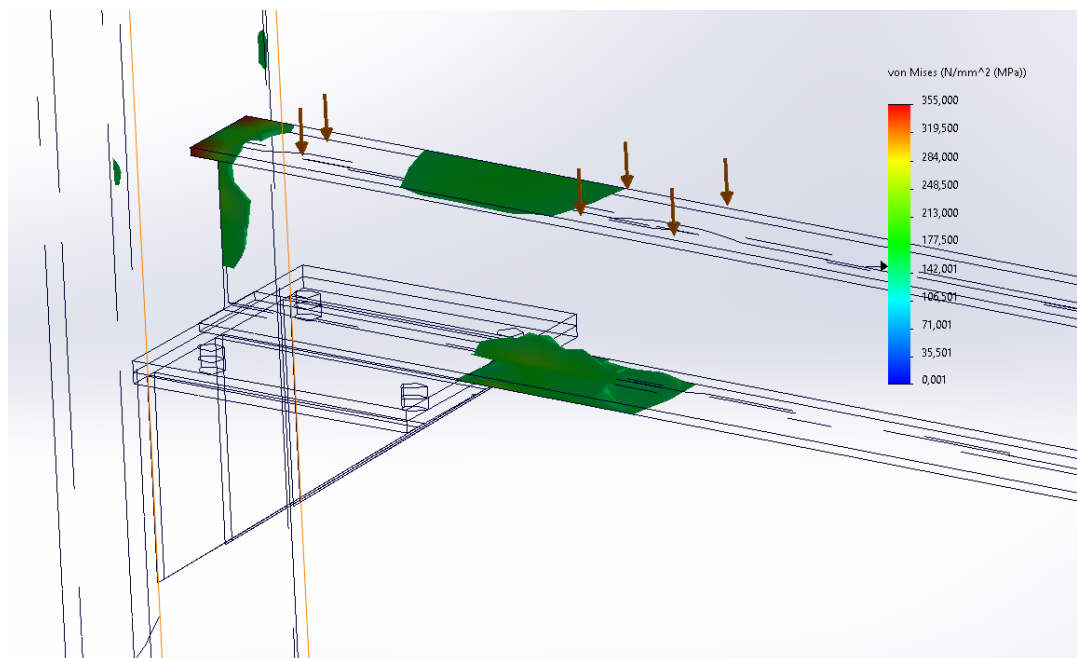
Kuva 26 Välipohjan kuormitus 300kN

Kuvassa 26 näkyy, kuinka välipohjalle varattua palkkia kuormitetaan Eurokoodin mukaisella kuormituksella. Kuvan nuolet osoittavat voiman suunnan ja pinta-alaan mihin voimaa kohdistetaan. Kuvassa 27 näkyy HEA160-palkille muodostuvat yli 50 MPa:n vertailujännitykset, materiaalin myötölujuus on 355 MPa, joten syytä toimenpiteisiin ei simulaation perusteella ole.



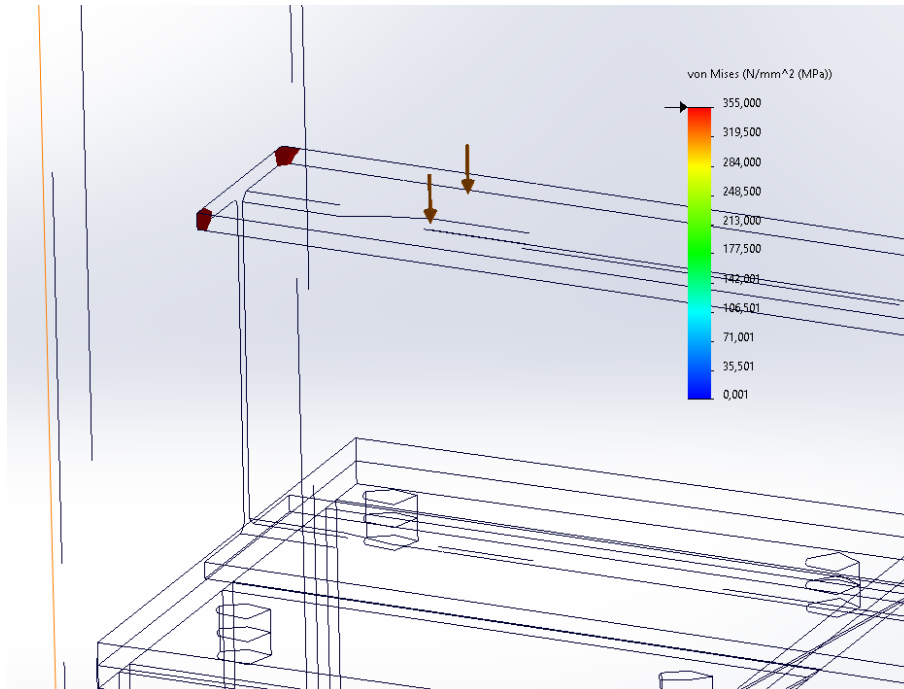
Kuva 27 Iso-clipping yli 50 MPa:n alueet

Kuvassa 28 on eristetty kaikki yli 50 MPa:n vertailujännitykset. Kuvassa 28 näkyy palkkiin syntyvät jännitykset heti konsolin levyn päättymisen jälkeen; palkin alapintaan muodostuu jännitysalue, samoin yläpintaan. Kuitenkaan jännitykset eivät ole suuria, vaan noin 170 MPa:n luokkaa, ja ne jäävät kauas materiaalin 355 MPa myötörajasta.



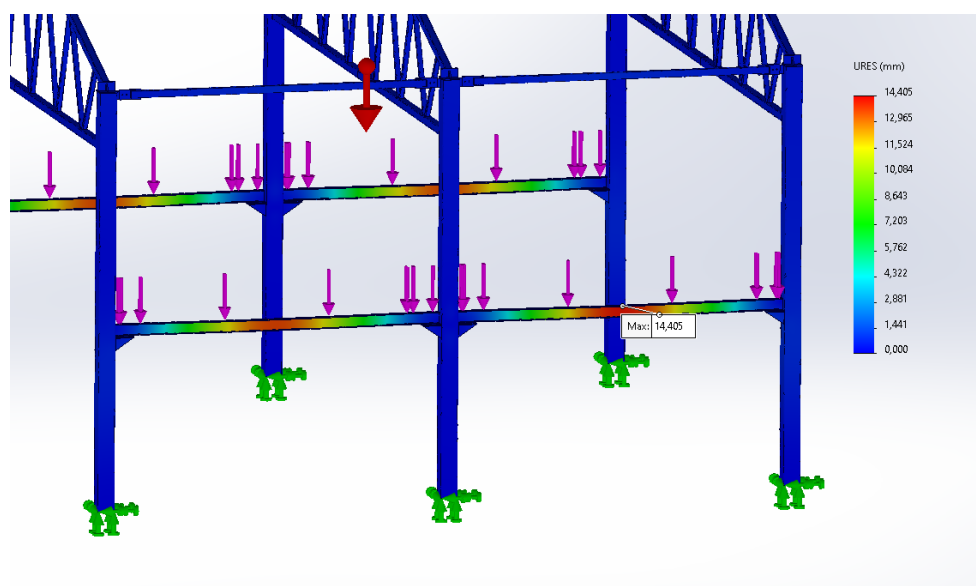
Kuva 28 Iso-clipping yli 150MPa:n alueet

Kuvassa 29 on näkyvissä tyypillinen FEM-laskennassa syntynyt poikkeama, jännituspisteet ovat kohdassa, johon niitä ei voi muodostua, tässä kohdin tulokset voidaan sivuuttaa virheellisinä poikkeamina.



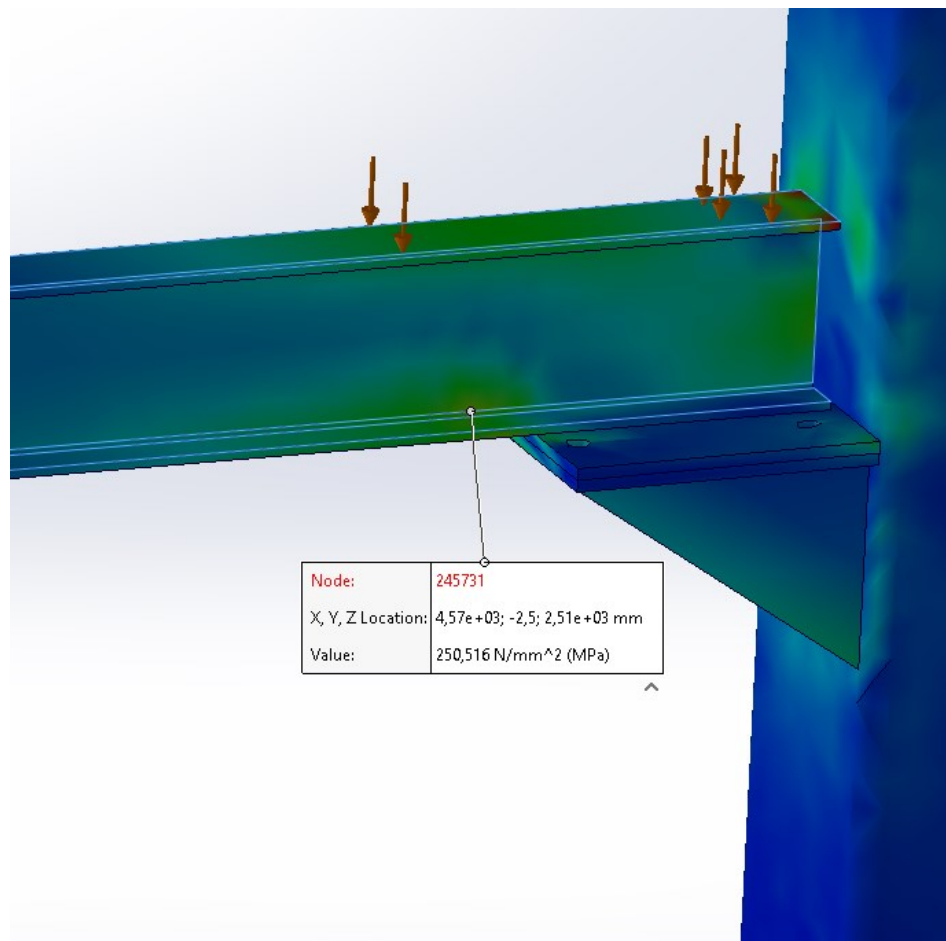
Kuva 29 Iso-clipping materiaalin myötölujuuden ylittävät alueet

Kuvassa 30 on otettu tarkasteluun välipohjan palkin taipuma, joka ylittää Eurokoodin raja-arvon. Tulosta on syytä tarkastella käsin, jotta saadaan selville, mistä taipuma johtuu ja onko se todellinen.



Kuva 30 Suurin taipuma

Kuvassa 31 suurin vertailujännitys on muodostunut heti konsolilevyn päättymisen jälkeen. Kohdassa pätee siis varmuuskerroin $\frac{355\text{MPa}}{250\text{MPa}} = 1,42$



Kuva 31 Suurin vertailujännitys

Yllä olevassa FEM-simulaatiossa HEA-palkkia, jolle välipohjan paino jakautuu, rasitettiin Eurokoodin mukaisella kuormalla. Simulaation tuloksena saatiin Von Mises -vertailujännitys, jota voidaan verrata palkin myötölujuuteen (355 MPa).

Vertailujännitys ylittää materiaalin myötölujuuden ainoastaan HEA-palkin pilarin päähän tulevassa ylänurkassa, jota voidaan pitää laskentatavasta johtuvana singulariteettina ja jättää huomiotta.

Suurin vertailujännitys saavutetaan heti konsolin päähän HEA-palkin alapinnassa. Tässäkin tapauksessa vertailujännitys jää toivottavan marginaalin päähän materiaalin myötölujuudesta ja varmuuskerroin on 1,4.

Suurin taipuma tulee keskelle palkkia, pilareiden väliin, joka on n. 14 mm, koska taipuma ylittää Eurokoodin kansallisessa liitteessä annetut rajat, tarkastetaan tulos käsin.

$$f_m = \frac{5 * q l^4}{384 E I} [12].$$

Jossa: f_m on maksimi taipuma
 q on kuormitustiheys
 E kimmokerroin
 I on jäyhyysmomentti
 l on kokonais pituus

$$f_m = \frac{5 * 15,79 \frac{N}{mm} * 4750^4 mm}{384 * 210000 \frac{N}{mm^2} * 61600000 mm^4}$$

Näin taipumaksi saadaan 8,09 mm [12].

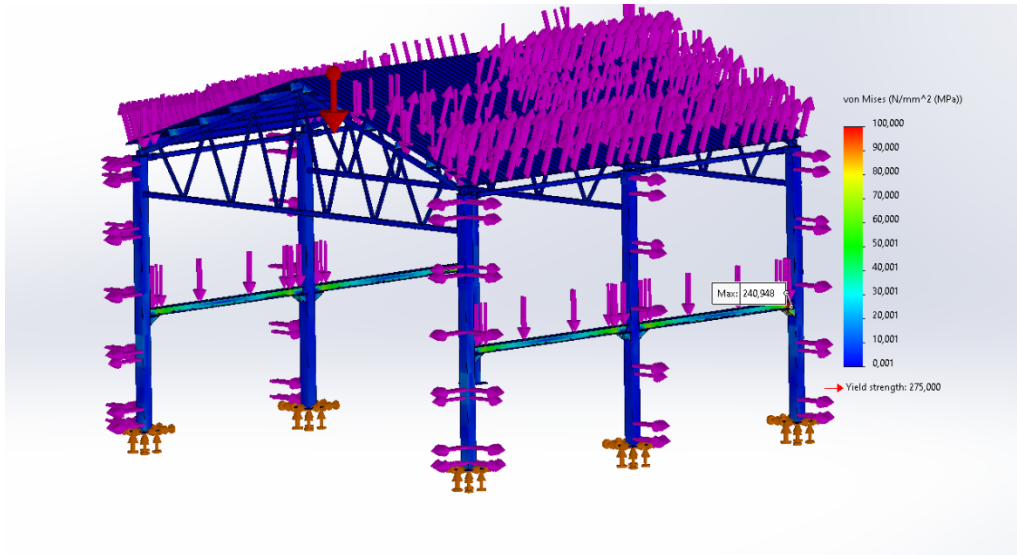
Kuormitustiheys saadaan jakamalla kuorma tasan kaikille neljälle palkille $\frac{300kN}{4} = 75 kN$ ja sitten jakamalla se palkin pituudella 4750 mm, $\frac{75000 N}{4750 mm} = 15,79 \frac{N}{mm}$

Luultavasti Solidworks-ohjelman taipuma on virheellisen materiaalin aiheuttama vääristymä, joten tehdään kolmas simulointi, johon materiaaliksi tarkennetaan HE160A-palkki.

4.4.3 Kolmas simulointi

Kolmanteen simulointiin laitettiin rasittaviksi voimiksi jo edellä simuloidut voima, 176 kN katto-
 paarteille lumikuormasta, 300 kN välipohjaan ja tuulikuorma katolle sekä seinille Eurokoodin
 määräämällä tavalla, laskelmat liitteenä (liitteet 1ja 2). Tässä katolle on mallinnettu Ruukin
 katto-orret, joiden kestävydestä on laskelmat liitteenä. Myös kattopelti on mallinnettu Ruukin
 kattopeltiä vastaavaksi, pellin valinta on tehty Ruukin PURcalc-ohjelmistolla, millä katto-orret
 laskettiin.

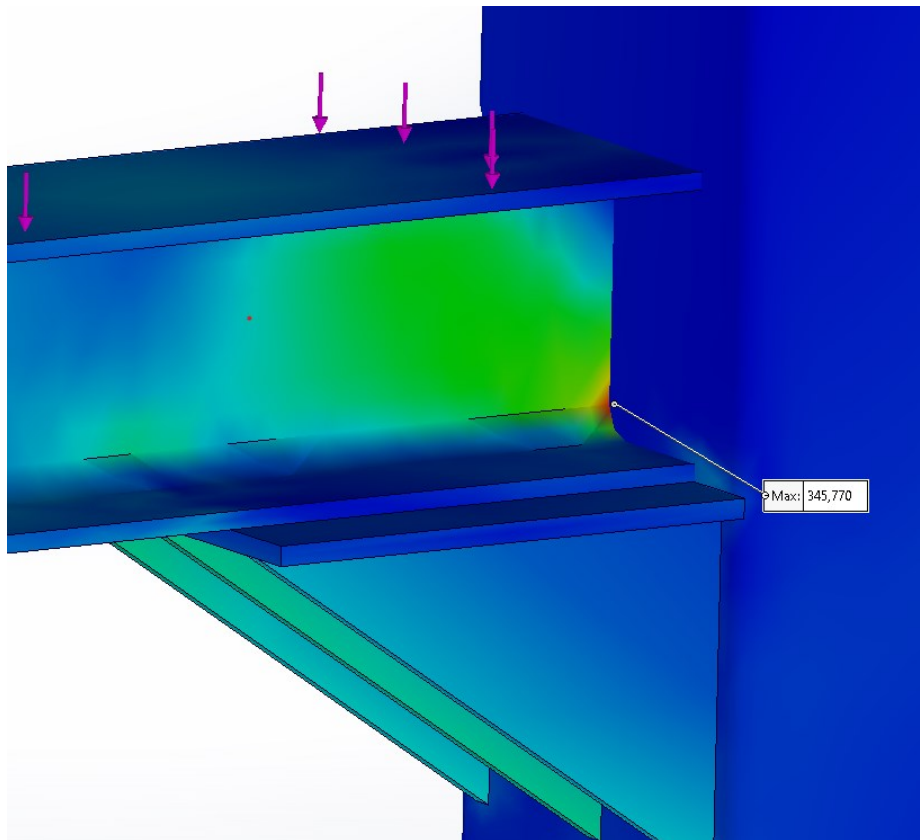
Välipohjan palkin materiaali on korjattu HEA160-palkiksi.



Kuva 32 Simulaatiomalli

Kuvassa 32 näkyy simulaatiossa kuormituksen suunta ja pinta-alat, joihin voimat on kohdistettu simulaatiossa.

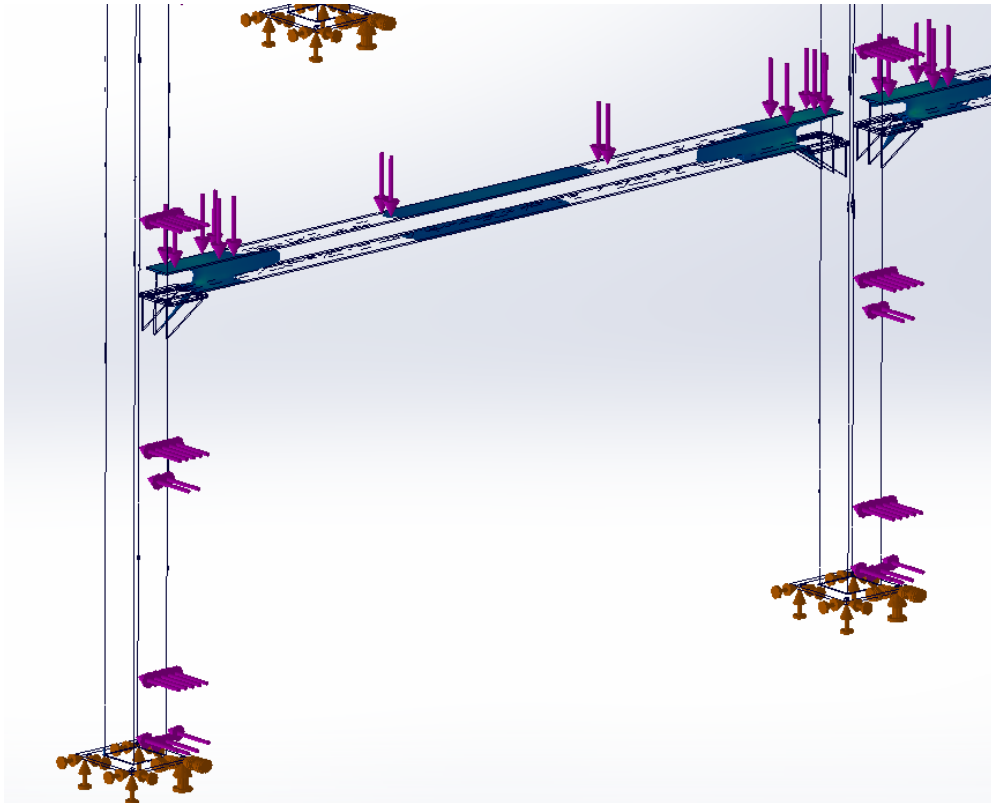
Kuvan 33 maksimi Von Mises -vertailujännitys on palkin reunaan muodostuva yksittäinen singulariteetti, ei aiheuta vaaraa rakenteen pettämiselle.



Kuva 33 Yksittäinen singulariteetti jännityksessä

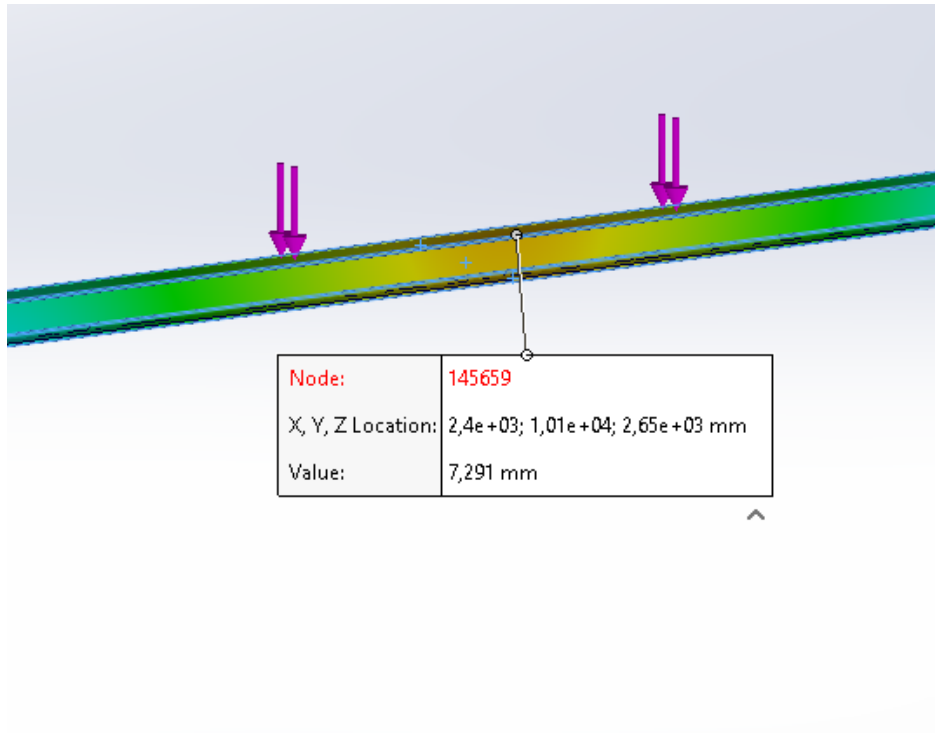
Kuvassa 33 näkyvä jännityspiikki palkin päässä on simulaation suurin vertailujännitys, se on lähellä materiaalin (s355) myötörajaa, mutta ei ylitä sitä. Yksittäisenä poikkeamana se ei aiheuta vaaraa rakenteiden pettämiselle ja näin ollen ei ole syytä toimenpiteisiin.

Konsolipedille (kuvat 33 ja 34) tulevat vertailujännitykset ovat matalia, suuremmille tarkasteluille ei ole tarvetta.



Kuva 34 Iso-Clipping yli 50 MPa

Kuvassa 34 on korostettuna kaikki yli 50 MPa:n vertailujännitykset, suurimmat jännitykset ovat heti konsolipedin päättymisen jälkeen ja keskellä palkkia. Kuitenkin kaikki vertailujännitykset jäävät kauas materiaalin (s_{355}) myötörajasta.



Kuva 35 Välipohjan taipuma

Kuvassa 35 on välipohjan HEA160-palkin taipuma, ensimmäisen simulaation suurempi taipuma oli virheellisen materiaalin aiheuttama vääristymä, materiaalin korjauksen jälkeen taipuma vastaa käsinlaskettua tulosta.

4.5 Tulosten tarkastelu

Useamman simulointikierroksen jälkeen ja materiaalien hienosäädön avulla saatiin rakenteeseen kohdistuvat jännitykset pysymään tasolla, jolla voidaan olla varmoja, ettei rakenteen pettämiselle ole vaaraa.

Rakennetta voitaisiin keventää myös hieman; esimerkiksi pilareiden materiaali 250 mm x 250 mm x 10 mm on järeää tämän kokoiseen halliin, ja materiaalin vaihtaminen kevyempään putkipalkkiin olisi kustannusten kannalta järkevää. Pilarien putkipalkin profiilin valinta nurjahdusta vastaan pystytään tekemään seuraavalla laskutoimituksella:

- Lumikuorma = 176 kN
- Välipohjan kuorma = 300 kN

F_n nurjahdusvoima

L_n palkin pituus

I jäyhyysmomentti

E kimmokerroin

Lasketaan yhdelle pilarille tuleva kuormitus:

$$\frac{176000 \text{ N} + 300000 \text{ N}}{6} = 79333 \text{ N}$$

Otetaan varmuus huomioon $79333 \text{ N} * 3 = 238000 \text{ N}$

Lasketaan valittavan palkin jäyhyysmomentti

$$F_n = \frac{\pi^2 EI}{L_n^2} \Rightarrow I = \frac{F_n L_n^2}{\pi^2 E}$$

$$I = \frac{238000 \text{ N} * 6000^2 \text{ mm}^2}{\pi^2 * 210000 \text{ MPa}} = 413,4 \text{ mm} * 10^4 \text{ mm}^4$$

Sivun pituus	Seinämän pakisuus	Pituus-massa	Poikki-leikka-uksen pinta-ala	Jäyhys-momentti	Jäyhys-säde	Elastinen taivutusvas-tus	Plas-tinen taivutusvas-tus	Vääntö-jähyys	Vääntö-vas-tus	Ulkopinta-ala pit-yks-kohti	Nimil.Esp. tuus/tonni	Sivun pituus
B	T	M	A	I	i	W _{el}	W _{pl}	I _t	C _t	A _s	L ₁₉₉	B
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m	m	mm
70	4,0	7,97	10,1	72,1	2,67	20,6	24,8	119	31,1	0,266	126	120
70	5,0	9,70	12,4	84,6	2,62	24,2	29,6	142	36,7	0,263	103	140
70	6,0	11,3	14,4	95,2	2,57	27,2	33,8	163	41,4	0,259	88,3	140
70	6,3	11,5	14,7	93,8	2,53	26,8	33,8	168	42,1	0,253	86,7	140
80	3,0	7,07	9,01	87,8	3,12	22,0	25,8	140	33,0	0,310	141	140
80	4,0	9,22	11,7	111	3,07	27,8	33,1	180	41,8	0,306	108	140
80	5,0	11,3	14,4	131	3,03	32,9	39,7	218	49,7	0,303	88,7	140
80	6,0	13,2	16,8	149	2,98	37,3	45,8	252	56,6	0,299	75,7	140
80	6,3	13,5	17,2	149	2,94	37,1	46,1	261	57,9	0,293	74,0	140
80	8,0	16,4	20,8	168	2,84	42,1	53,9	307	66,6	0,286	61,1	150
90	3,0	8,01	10,2	127	3,53	28,3	33,0	201	42,5	0,360	125	150
90	4,0	10,5	13,3	162	3,48	36,0	42,6	261	54,2	0,346	95,4	150
90	5,0	12,8	16,4	193	3,43	42,9	51,4	316	64,7	0,343	77,9	150
90	6,0	15,1	19,2	220	3,39	49,0	59,5	368	74,2	0,339	66,2	150
90	6,3	15,5	19,7	221	3,35	49,1	60,3	382	76,2	0,333	64,6	150
90	8,0	18,9	24,0	255	3,25	56,6	71,3	456	88,8	0,326	53,0	150
100	3,0	8,96	11,4	177	3,94	35,4	41,2	279	53,2	0,390	112	150
100	4,0	11,7	14,9	226	3,89	45,3	53,3	362	68,1	0,386	85,2	150
100	5,0	14,4	18,4	271	3,84	54,2	64,6	441	81,7	0,383	69,4	160
100	6,0	17,0	21,6	311	3,79	62,3	75,1	514	94,1	0,379	58,9	160
100	6,3	17,5	22,2	314	3,76	62,8	76,4	536	97,0	0,373	57,3	160
100	8,0	21,4	27,2	366	3,67	73,2	91,1	645	114	0,366	46,8	160
100	10,0	25,6	32,6	411	3,55	82,2	105	750	130	0,357	39,1	160
100	12,0	28,3	36,1	408	3,36	81,6	110	794	136	0,338	35,3	160
100	12,5	29,1	37,0	410	3,33	82,1	111	804	137	0,336	34,4	160
120	3,0	10,8	13,8	312	4,76	52,1	60,2	488	78,2	0,470	92,3	160
120	4,0	14,2	18,1	402	4,71	67,0	78,3	637	101	0,466	70,2	160
120	5,0	17,5	22,4	485	4,66	80,9	95,4	778	122	0,463	57,0	180
120	6,0	20,7	26,4	562	4,61	93,7	112	913	141	0,459	48,2	180
120	6,3	21,4	27,3	572	4,58	95,3	114	955	146	0,453	46,7	180
120	8,0	26,4	33,6	677	4,49	113	138	1163	175	0,446	37,9	180
120	10,0	31,8	40,6	777	4,38	129	162	1376	203	0,437	31,4	180
120	12,0	35,8	45,7	806	4,20	134	174	1518	219	0,418	27,9	180

872

Kuva 36 Neliön muotoisten rakenneputkien kokovalikoima: kaavakirja; s.872

Ensimmäinen sopiva jäyhysmomentti löytyy 120 mm x 120 mm x 5 mm putkipalkista, tämä on mahdollinen korvaaja huomattavasti raskaammalle 250 mm x 250 mm x 10 mm profiilille.

Kattotuolissa vertailujännitykset kasaantuivat oletetusti reunimmisille diagonaalisauvoille ja yläpaarten pilarin puoleiseen päätyyn, tässäkin suhteessa simulaation tulokset ovat realistisia. Ensimmäisessä simulaatiossa huomattiin, että juuri nämä kohdat kattotuolista vaativat suurempaa tarkastelua ja niiden materiaalivahvuutta kasvatettiin, näin kattotuolin kantavuus saatiin tasolle, jolla rakenteen pettämislle ei ole vaaraa.

Pilareille ei synny niin suuria voimia, että rakenteen pettämislle tai pilarin nurjahtamiselle olisi vaaraa. Pilari nurjahtaa, kun rajahoikkuus, mikä määritetty materiaalin mukaan, on pienempi kuin valitun materiaalin hoikkuusluku. Tässä tapauksessa rajahoikkuus on materiaalille S355 $\lambda_c = 85$ ja hoikkuusluku:

λ = hoikkuusluku

L = sauvan pituus

i = jäyhyyssäde

$$\lambda = \frac{Ln}{i}$$

$$\lambda = \frac{6000 \text{ mm}}{97 \text{ mm}} = 61,86$$

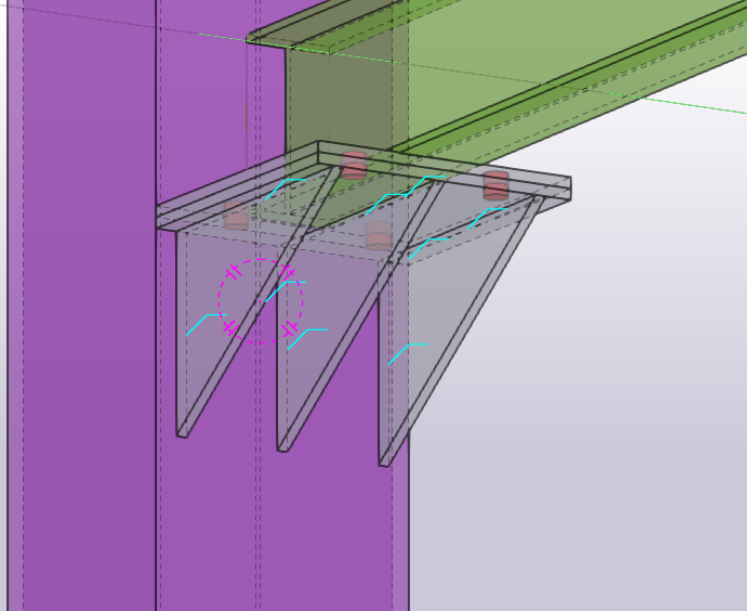
61,86 < 85 pilari menettää kantokykynsä tyssäntymällä.

FEM-laskennan vertailujännityksiä tarkastelemalla selviää, että tyssäntymistä, eli myötäämistä ei pääse tapahtumaan, pilari kestää eikä rakenteen pettämislle ole vaaraa.

4.6 Liitokset

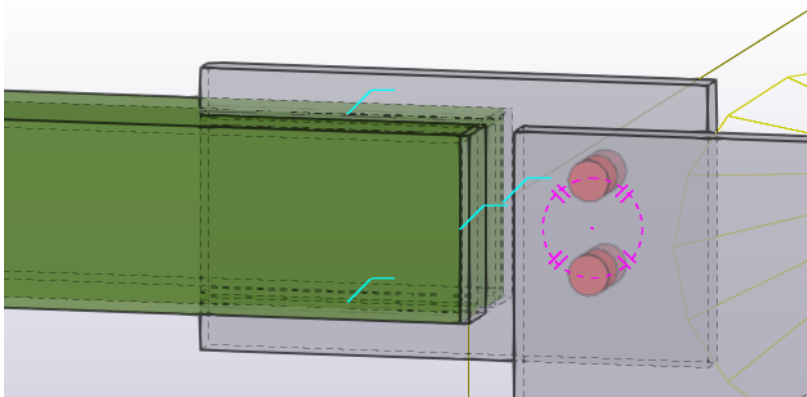
Välipohjan HEA-palkin ja pilarin liitos (kuva 37) on suunniteltu konsoliliitokseksi perinteisen konsolilevyn sijaan, ja pilariin on suunniteltu isompi konsolipeti, lähinnä helpottamaan asennustyötä työmaalla. Nivelellisessä konsoliliitoksessa tulisi huolehtia siitä, että pultit ovat sijoitettuna palkin keskilinjan ja alalaipan välille, jotta palkin yläpään kiertyminen ei rajoitu. Suunnittelussa tulee

kiinnittää huomiota siihen, että palkin pää saa kiertyä mahdollisimman vapaasti, eikä liitokseen tule syntyä huomattavaa momenttia. [13.]

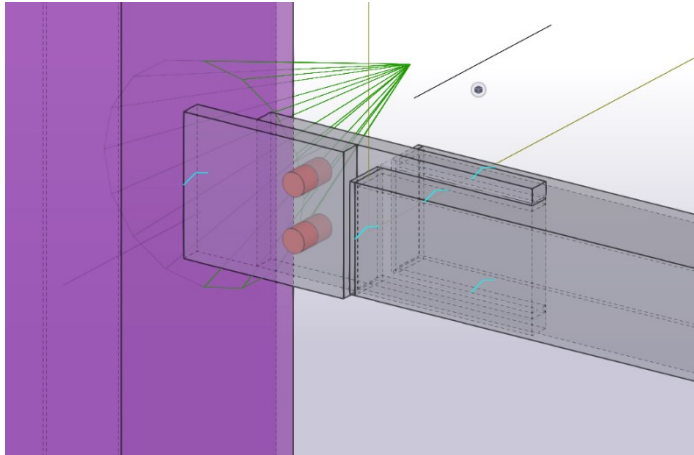


Kuva 37 Välikerroksen I-palkin konsoliliitos

Kuvissa 38 ja 39 on pilareiden yläpään vaakasauva ja sen laippaliitos sekä kattotuolin alapaarteen vaakasauva liitoksineen. Liitokset on toteutettu sideliitoksina, siteen päähän leikataan lovi, johon asetetaan levy, joka hitsataan rakenneputkeen kiinni.



Kuva 38 Vaakasauva



Kuva 39 Kattotuolin alapaarre

Eurokoodi määrittää kestävyden liitokselle seuraavasti: kuva 40

Taulukko 3.2: Ruuvikiinnitysluokat

Luokka	Ehto	Huomautuksia
Leikkausvoiman rasittamat kiinnitykset		
A Reunapuristustyyppinen kiinnitys	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Esijännitystä ei vaadita. Kaikki lujuusluokat 4.6...10.9.
B Käyttörajatilassa liukumisen kestävä kiinnitys	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Esijännitetyt lujuusluokkien 8.8 tai 10.9 ruuvit. Liukumiskestävyys käyttörajatilassa, ks. 3.9.
C Murtorajatilassa liukumisen kestävä kiinnitys	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Esijännitetyt lujuusluokkien 8.8 tai 10.9 ruuvit. Liukumiskestävyys murtorajatilassa, ks. 3.9. $N_{net,Rd}$ ks. 3.4.1(1)c).

Kuva 40 SFS-EN 1993-1-8

Lasketaan kuvan 38 ja 39 liitosten kestävyys, liitos mitoitetaan sen perusteella, kumpaan liitokseen kohdistuu suuremmat voimat.

Taulukko 3.4: Kestävyyksien mitoitusarvot yksittäisille kiinnittimille, joihin kohdistuu leikkaus ja/tai veto

Murtumismuoto	Ruuvit	Niitit
Leikkauskestävyys leikettä kohti	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> - kun ruuvien kierteet ovat leikkaustasossa (A on ruuvien jännityspoikkipinta-ala A_s): - lujuusluokat 4.6, 5.6 ja 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - lujuusluokat 4.8, 5.8, 6.8 ja 10.9: $\alpha_v = 0,5$ - kun ruuvien kierteetön osa on leikkaustasossa (A on ruuvien bruttopoikkileikkauksen pinta-ala): - $\alpha_v = 0,6$ 	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Reunapuristuskestävyys ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <p>missä α_b on pienin arvoista α_d; $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ja 1,0;</p> <p>siirrettävän voiman suunnassa:</p> <ul style="list-style-type: none"> - levyn pään ruuveille: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$; - muille kuin pään ruuveille: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ <p>kohtisuorassa suunnassa siirrettävään voimaan nähden:</p> <ul style="list-style-type: none"> - reunarivin ruuveille: k_1 on pienin arvoista $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ ja 2,5 - muille kuin pään ruuveille: k_1 on pienin arvoista $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ ja 2,5 	
Vetokestävyys ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>Missä $k_2 = 0,63$ uppokantaisille ruuveille, Muissa tapauksissa $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Ruuvien ja mutterin lävistymiskestävyys	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Tarkistus tarpeeton
Yhdistetty leikkaus- ja vetovoima	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

Kuva 41 SFS-EN 1993-1-8

Taulukko 3.1: Ruuvien myötärajan f_{yb} ja vetomurtolujuuden f_{ub} nimellisarvot

Ruuvien lujuusluokka	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Huom: Kansallisessa liitteessä voidaan jättää jotkut ruuvien lujuusluokat pois.

Kuva 42 SFS-EN 1993-1-8

-	$F_{v,Ed}$	ruuvien leikkausvoiman mitoitusarvo murtorajatilassa ruuvia kohti
-	$F_{v,Ed,ser}$	ruuvien leikkausvoiman mitoitusarvo käyttörajatilassa ruuvia kohti
-	$F_{sRd,ser}$	liukumiskestävyyden mitoitusarvo käyttörajatilassa ruuvia kohti
-	$F_{b,Rd}$	ruuvien reunapuristuskestävyyden mitoitusarvo ruuvia kohti
-	$F_{v,Rd}$	ruuvien leikkauskestävyyden mitoitusarvo ruuvia kohti
-	μ	kitkakerroin
-	n	kitkapintojen tai kiinnittimien reikien lukumäärä leikkautumistasossa
-	e_2	kiinnittimen reiän keskiön ja viereisen rakenneosan reunan välinen reunaetäisyys mitattuna kohtisuorassa suunnassa siirrettävään voimaan nähden
-	d	ruuvien nimellishalkaisija, niveltapin halkaisija tai kiinnittimen halkaisija
-	d_0	ruuvien, niveltapin tai niitin reiän halkaisija
-	f_{ub}	ruuvien vetomurtolujuus
-	t	levyn paksuus

$$F_{v,Rd} = \frac{2,5 * 1 * 550 \text{ MPa} * 314 \text{ mm}^2}{1,25} = 120576 \text{ N}$$

- (5) M12 ja M14 ruuveja voidaan käyttää myös 2 mm:n välyksissä rei'issä edellyttäen, että reunapuristuskestävyyteen perustuvan ruuviryhmän kestävyys on suurempi tai yhtä suuri kuin ruuvien leikkauskestävyyteen perustuva ruuviryhmän kestävyys. Lisäksi lujuusluokkien 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 ja 10.9 leikkausvoimakestävyyden mitoitusarvoksi $F_{v,Rd}$ valitaan taulukon 3.4 mukainen arvo **0.85**-kertaisena.

Kuva 43 SFS-EN 1993-1-8

Kerrotaan $F_{v,Rd}$ kuvan 42 kertoimella $F_{v,Rd} = 120576 \text{ N}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 * 550 \text{ MPa} * 22 \text{ mm} * 15 \text{ mm}}{1,25} = 363000 \text{ N}$$

$$F_{pC} = 0,7 * 800 \text{ MPa} * 314 \text{ mm}^2 = 159855 \text{ N}$$

$$F_{sRd} = \frac{1 * 2 * 0,4}{1,25} * 159900 \text{ N} = 102336 \text{ N}$$

3.9.2 Yhdistetty veto ja leikkaus

- (1) Jos liukumisen kestävä kiinnitys rasittaa liukumista aiheuttavan voiman $F_{v,Ed}$ tai $F_{v,Ed,ser}$ lisäksi vetovoima $F_{t,Ed}$ tai $F_{t,Ed,ser}$, liukumiskestävyyden mitoitusarvo ruuvia kohti lasketaan kaavasta:

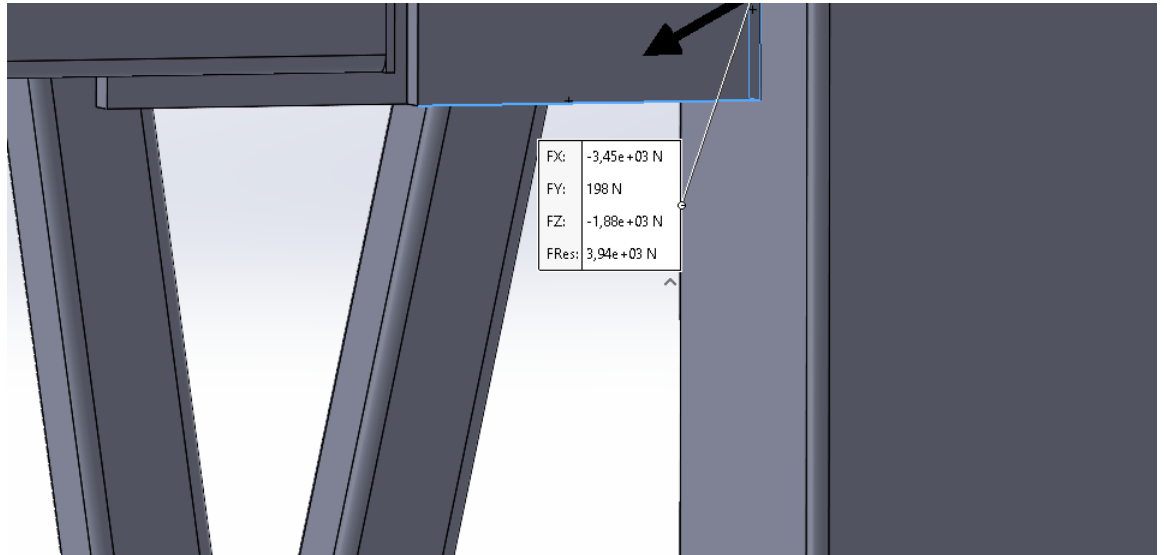
$$\text{kiinnitysluokka B: } F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}} \quad \dots (3.8a)$$

Kuva 44 SFS-EN 1993-1-8

$$F_{sRd,ser} = \frac{1 * 2 * 0,4 (159855 \text{ N} - 0,8 * 4000 \text{ N})}{1,1} = 113930,9 \text{ N}$$

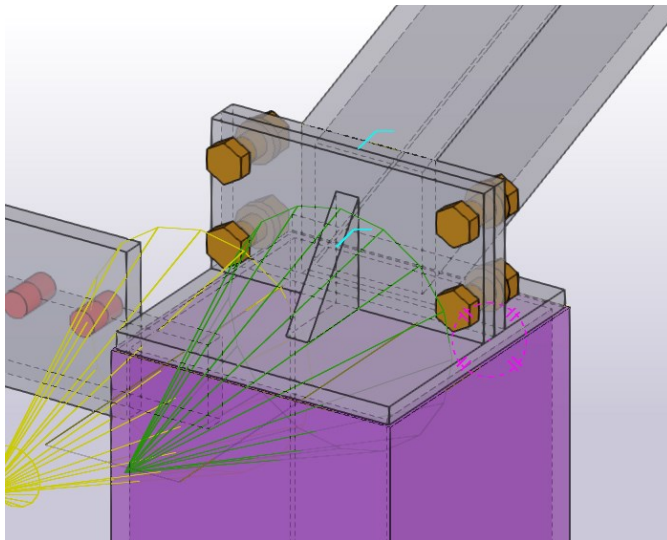
Laskelmien perusteella liitoksen kohdalla Eurokoodin antamat mitoitus ehdot täyttyvät ja liitosta voi käyttää rakenteessa.

Kuvasta 45 saadaan liitokseen vaikuttavat voimat.



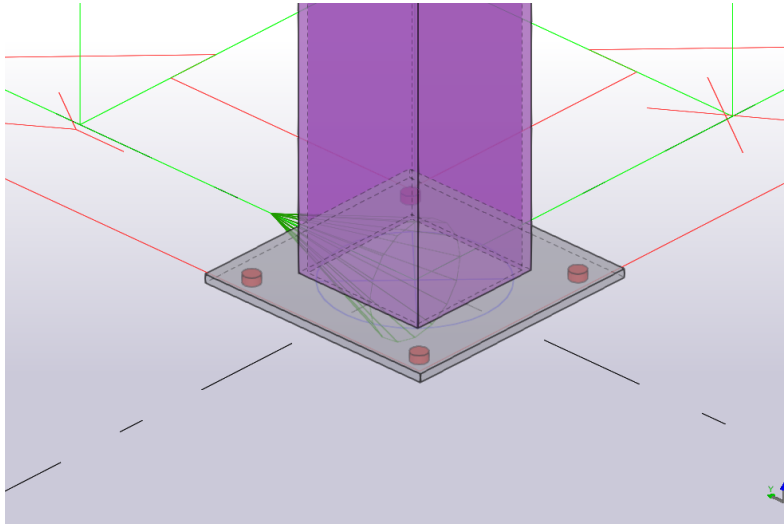
Kuva 45 Resultantti voima, joka vaikuttaa vaakasauvan liitokseen

Ristikon ja pilarin liitos on toteutettu kuvan 46 mukaisella tavalla. Ristikon yläpaarteeseen on hitsattu kiinni levy, joka tulee pilariin hitsattua levyä vasten.



Kuva 46 Kattotuolin yläparre ja pilari

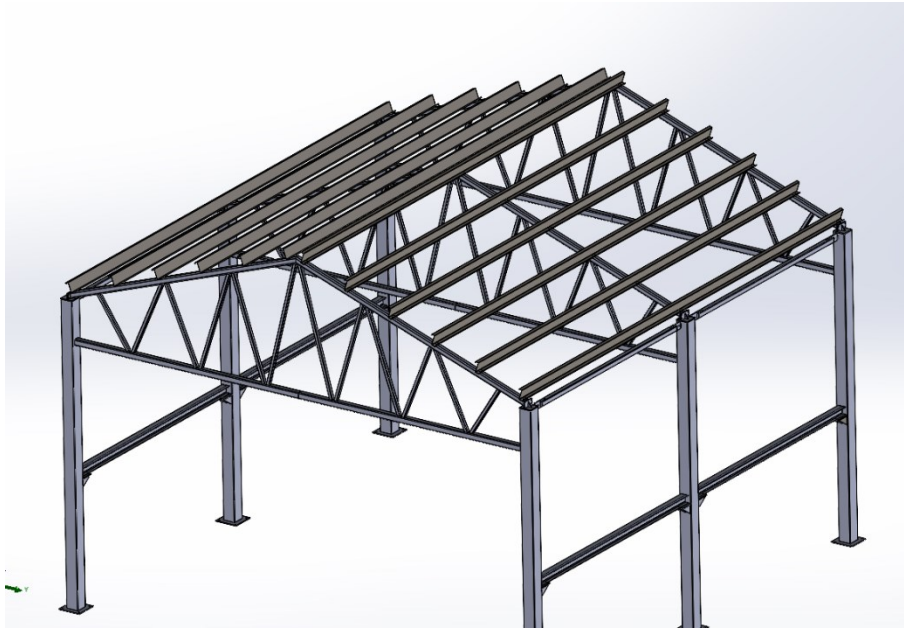
Liitos perustukseen, eli perustusliitos (kuva 47), on toteutettu hitsatulla laipallisella peruslevyllä ja peruspulteilla. Pohjalevy tulee suunnitella riittävän jäykäksi, jotta pilarissa vaikuttavat voimat pystytään siirtämään perustukseen.



Kuva 47 Pilarin peruslevy

4.7 Jäykistävät rakenteet

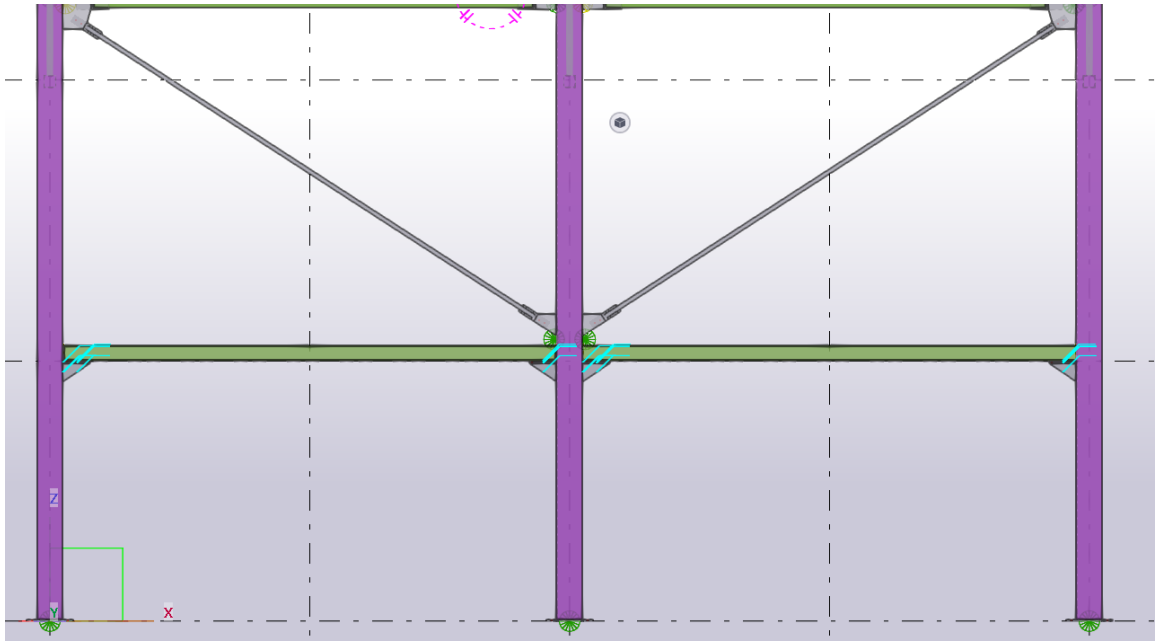
Katto-orret toimivat jäykistävänä rakenteena kattotuoleissa. Suoritin katto-orsille vaadittavan laskennan Ruukin PURCALC-ohjelmistolla, joka ottaa huomioon Eurokoodissa määritetyt kuormat. Orsiväliksi tulee 1000 mm ja valittu orsi on tyypiltään: Ruukki LP-Z200.



Kuva 48 Katto-orret

Kuvassa 48 on ruukin katto-orret mallinnettuna, katto asennetaan orsien päälle. Kuvassa 48 on myös huomattavissa katossa kulkevat katto-orsien paikoitukset, ja kuvassa profiili on Ruukki LP-Z200.

Jos mielitään käyttää pilarien profiilina huomattavasti kevyempää aiemmin mainittua putkipalkkia, on syytä tehdä rakenteisiin jäykistyksiä. Kuvassa 49 on yhdet mahdolliset jäykistimet, joskaan nämä eivät ole optimivaihtoehdot, koska tämän kaltaisten jäykistimien olisi syytä olla mahdollisimman korkeat. Kuitenkin hallin sivuun tulee sisäänkäynti, joten tämä on korkein mahdollinen vaihtoehto ristikolle.



Kuva 49 Jäykistimet

5 Yhteenveto

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli suunnitella teräsrakenteinen runko hallinlaajennukselle, tarkoituksena oli tehdä mallinnos Tekla Structures -ohjelmistolla ja FEM-laskenta Solidworks-ohjelmistolla. Työn tuloksena syntyi toteuttamiskelpoinen malli hallin laajennuksen teräsrungosta, malli täyttää eurokoodin antamat vaatimukset ja on valmis toteutettavaksi. Työssä käsiteltiin eri vaiheita suunnittelussa ja Tekla Structures -ohjelmiston käyttöä, Solidworks Simulation -FEM-laskennasta saatuja tuloksia sekä eri profiilivalintoja. En käynyt läpi opinnäytetyössäni kuvien valmistusta.

Opinnäytetyöprosessi opetti minulle paljon teräsrakenteiden suunnittelusta ja Eurokoodin ymmärtämisestä, sekä sen soveltamisesta teräsrakenteiden suunnittelussa. Opin työn aikana Tekla Structures -ohjelmiston käyttöä sekä Solidworks Simulation -ohjelman käyttöä. Työssä on käytetty erilaisia hyödyllisiä laskentaohjelmia, kuten Tekla TEDDS -ohjelmistoa, jonka käyttäminen osaaminen teräsrakenteiden suunnittelussa on hyödyllistä. Käytin myös osittain käsinlaskentaa mitoitukseen ja FEM-laskennan tulosten tarkastamiseen. Ennen opinnäytetyön aloittamista Tekla Structures -ohjelmisto oli minulle täysin vieras ohjelmisto, mutta työn edetessä opin käyttämään ohjelmistoa, myös Solidworks -ohjelmiston osaaminen syventyi.

Haastavinta työssä oli Tekla Structures -ohjelmiston käyttämisen opettelu sekä normien mukaan rakenteiden mitoittaminen. Työn tavoitteisiin päästiin hyvin, sillä hallin teräsrakenteet saatiin mallinnettua Tekla Structures -ohjelmistolla ja normien noudattaminen on täyttynyt.

Suunnittelussa lähtökohtana käyttämäni SSAB:n ohjelmiston antamat tulokset rakenteiden profiileista olivat joko omasta virheestäni tai ohjelmiston johtuen virheellisiä. Jos tekisin työn uudestaan, käyttäisin suunnittelun lähtökohtana enemmän käsinlaskentana saatuja tuloksia, tai tarkastaisin ainakin osan ohjelmiston antamista tuloksista käsin.

Opinnäytetyön perusteella Tekla Structures -ohjelmisto on huomattavasti monipuolisempi ja nopeampi tämän tyyppisen rakenteen suunnitteluun kuin Solidworks-ohjelmisto. Laskennassa avuksi käytetyt ohjelmistot olivat todella käteviä, ja näitä kannattaa ehdottomasti hyödyntää monipuolisesti tulevaisuudessa.

Lähteet

1. RT 82-10765. ASUIN- JA TOIMISTORAKENNUSTEN TERÄSRAKENTEET. RT-kortisto. Rakennustieto. 2001
2. Teräsarkkitehtuuri. Teräsrakenneyhdistys. [internet]. [viitattu 20.2.2024]. Saatavilla: <https://www.terasrakenneyhdistys.fi>
3. SFS-EN 1991-1-3. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumi-kuormat. Suomen standardisoimisliitto. 2016. Saatavilla: <https://online.sfs.fi>
4. Tiainen T, Papula S. Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus: Eurocode 3 -oppikirja 2020. Teräsrakenneyhdistys; 2020
5. Kinnunen J, Saarinen E, Tiira S, Ulvinen S, Väänänen E. Teräsrakenteiden suunnittelu. Rakennustieto Oy; 2001
6. Pynnönen J. Teräsrakentamisen perusteet: Liitosten ja rakenneosien mitoitus. Helsinki: Rakentajain Kustannus Oy; 1982
7. Jäykistysjärjestelmät. Betoniteollisuus ry. [internet]. [viitattu 20.2.2024]. Saatavilla: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/22083/J%c3%a4ykistysj%c3%a4rjestelm%c3%a4t.pdf>
8. SFS-EN 1991-1-4. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Suomen standardisoimisliitto. 2010. Saatavilla: <https://online.sfs.fi>
9. Tekla Structures. Wikipedia. [internet]. [viitattu 19.2.2024]. Saatavilla: https://en.wikipedia.org/wiki/Tekla_Structures
10. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry. RIL 201-1-2008. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry; 2008
11. SFS-EN 1991-1-1. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Suomen standardisoimisliitto. 2011. Saatavilla: <https://online.sfs.fi>
12. Valtanen E. Tekniikan Taulukkokirja. Mikkeli: Genesis kirjat Oy; 2019

13. Kälkäjä O. YLEISIMMÄT TERÄSRAKENTEIDEN LIITOSTYYPIT JA KIINNITYKSIEN MITOITUKSEN PÄÄPERIAATTEET. [AMK-opinnäytetyö]. Oulun ammattikorkeakoulu; 2020. Saatavilla: <https://core.ac.uk/download/pdf/294817529.pdf>

14. SFS-EN 1993-1-8. Eurokoodi 3: TERÄSRAKENTEIDEN SUUNNITTELU OSA 1-8: LIITOSTEN MITOITUS. Suomen standardisoimisliitto. 2005. Saatavilla: <https://online.sfs.fi>

15. Snow loading

In accordance Snow loading

In accordance with EN1991-1-3:2003+A1:2015 incorporating corrigenda dated December 2004 and March 2009 and the Finnish national annex NA:2016 to EN 1991-1-3:2003+A1:2015

Tedds calculation version 1.0.14

Characteristic ground snow load

Location;	kalajoki
Site altitude above sea level;	A = 70 m
Density of snow;	$\gamma = \mathbf{2.00}$ kN/m ³
Characteristic ground snow load;	$s_k = \mathbf{2.00}$ kN/m ²
Exposure coefficient (Normal);	$C_e = \mathbf{1.0}$
Exposure coefficient factor (NA Table 2);	$C_{e,long} = \mathbf{1.00}$
Thermal coefficient;	$C_t = \mathbf{1.0}$
Snow fence;	Not present

Building details

Roof type;	Duopitch
Width of roof (left on elevation);	$b_1 = \mathbf{5.00}$ m
Width of roof (right on elevation);	$b_2 = \mathbf{5.00}$ m
Slope of roof (left on elevation);	$\alpha_1 = \mathbf{20.00}$ deg
Slope of roof (right on elevation);	$\alpha_2 = \mathbf{20.00}$ deg

Shape coefficients

Shape coefficient roof (Table 5.2);	$\mu_{2,\alpha_1} = \mathbf{0.80}$
Shape coefficient roof (Table 5.2);	$\mu_{2,\alpha_2} = \mathbf{0.80}$

Loadcase 1 Table 5.2

Loading to roof 1 (LHS);	$s_{1,1} = \mu_{2,\alpha_1} \times C_e \times C_{e,long} \times C_t \times s_k = \mathbf{1.60}$ kN/m ²
Loading to roof 2 (RHS);	$s_{2,1} = \mu_{2,\alpha_2} \times C_e \times C_{e,long} \times C_t \times s_k = \mathbf{1.60}$ kN/m ²

Loadcase 2 Table 5.2

Loading to roof 1 (LHS);	$s_{1,2} = 0.5 \times \mu_{2,\alpha_1} \times C_e \times C_{e,long} \times C_t \times s_k = \mathbf{0.80}$ kN/m ²
Loading to roof 2 (RHS);	$s_{2,2} = \mu_{2,\alpha_2} \times C_e \times C_{e,long} \times C_t \times s_k = \mathbf{1.60}$ kN/m ²

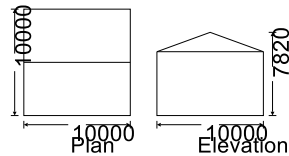
Loadcase 3 Table 5.2

Loading to roof 1 (LHS);	$s_{1,3} = \mu_{2,\alpha_1} \times C_e \times C_{e,long} \times C_t \times s_k = \mathbf{1.60}$ kN/m ²
Loading to roof 2 (RHS);	$s_{2,3} = 0.5 \times \mu_{2,\alpha_2} \times C_e \times C_{e,long} \times C_t \times s_k = \mathbf{0.80}$ kN/m ²

Wind loading

In accordance with EN1991-1-4:2005+A1:2010 and the Finnish national annex

Tedds calculation version 3.0.28



Building data

Type of roof;	Duopitch
Length of building;	L = 10000 mm
Width of building;	W = 10000 mm
Height to eaves;	H = 6000 mm
Pitch of roof;	$\alpha_0 = \mathbf{20.0}$ deg
Total height;	h = 7820 mm

Basic values

Fundamental basic wind velocity;	$V_{b,0} = \mathbf{21.0}$ m/s
Season factor;	$C_{season} = \mathbf{1.00}$
Direction factor;	$C_{dir} = \mathbf{1.00}$
Shape parameter K;	$K = \mathbf{0.2}$
Exponent n;	$n = \mathbf{0.5}$
Air density;	$\rho = \mathbf{1.250}$ kg/m ³
Probability factor;	$C_{prob} = [(1 - K \times \ln(-\ln(1-p)))/(1 - K \times \ln(-\ln(0.98)))]^n =$
1.00	
Basic wind velocity (Exp. 4.1);	$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} \times C_{prob} = \mathbf{21.0}$ m/s
Reference mean velocity pressure;	$q_b = 0.5 \times \rho \times V_b^2 = \mathbf{0.276}$ kN/m ²

Orography

Orography factor not significant;	$C_o = 1.0$
Terrain category;	II
Displacement height (sheltering effect excluded);	$h_{dis} = 0$ mm

The velocity pressure for the windward face of the building with a 0 degree wind is to be considered as 1 part as the height h is less than b (cl.7.2.2)

The velocity pressure for the windward face of the building with a 90 degree wind is to be considered as 1 part as the height h is less than b (cl.7.2.2)

Peak velocity pressure - windward wall - Wind 0 deg and roof

Reference height (at which q is sought);	Z = 6000 mm
Displacement height (sheltering effects excluded);	$h_{dis} = \mathbf{0}$ mm
Roughness length (Table 4.1);	$Z_0 = \mathbf{50}$ mm
Roughness length (Category II);	$Z_{0,II} = \mathbf{50}$ mm
Minimum height (Table 4.1);	$Z_{min} = \mathbf{2000}$ mm
Maximum height;	$Z_{max} = \mathbf{200000}$ mm
Terrain factor;	$k_r = 0.19 \times (z_0 / z_{0,II})^{0.07} = \mathbf{0.190}$

Roughness factor; $c_r = k_r \times \ln(z / z_0) = \mathbf{0.91}$
 Mean wind; $v_m = c_r \times c_o \times v_b = \mathbf{19.1}$ m/s
 Turbulence factor; $k_l = \mathbf{1.0}$
 Turbulence intensity; $I_v = k_l / (c_o \times \ln(z / z_0)) = \mathbf{0.209}$
 Peak velocity pressure; $q_p = (1 + 7 \times I_v) \times 0.5 \times \rho \times v_m^2 = \mathbf{0.56}$ kN/m²

Structural factor

Building type; Other
 Structural factor (Annex D); $c_{sCd} = \mathbf{1.000}$

Peak velocity pressure - windward wall - Wind 90 deg and roof

Reference height (at which q is sought); $z = \mathbf{7820}$ mm
 Displacement height (sheltering effects excluded); $h_{dis} = \mathbf{0}$ mm
 Terrain factor; $k_r = 0.19 \times (z_0 / z_{0,II})^{0.07} = \mathbf{0.190}$
 Roughness factor; $c_r = k_r \times \ln(z / z_0) = \mathbf{0.96}$
 Mean wind; $v_m = c_r \times c_o \times v_b = \mathbf{20.2}$ m/s
 Turbulence factor; $k_l = \mathbf{1.0}$
 Turbulence intensity; $I_v = k_l / (c_o \times \ln(z / z_0)) = \mathbf{0.198}$
 Peak velocity pressure; $q_p = (1 + 7 \times I_v) \times 0.5 \times \rho \times v_m^2 = \mathbf{0.61}$ kN/m²

Peak velocity pressure for internal pressure

Peak velocity pressure – internal (as roof press.); $q_{p,i} = \mathbf{0.61}$ kN/m²

Pressures and forces

Net pressure; $p = c_{sCd} \times q_p \times c_{pe} - q_{p,i} \times c_{pi}$;
 Net force; $F_w = p_w \times A_{ref}$;

Roof load case 1 - Wind 0, $c_{pi} -0.30$, - c_{pe}

Zone	Ext pressure coefficient c_{pe}	Peak velocity pressure q_p , (kN/m ²)	Net pressure p (kN/m ²)	Area A_{ref} (m ²)	Net force F_w (kN)
F (-ve)	-0.77	0.61	-0.28	5.32	-1.50
G (-ve)	-0.70	0.61	-0.24	5.32	-1.29
H (-ve)	-0.27	0.61	0.02	42.57	0.86
I (-ve)	-0.40	0.61	-0.06	42.57	-2.58
J (-ve)	-0.83	0.61	-0.32	10.64	-3.44

Total vertical net force; $F_{w,v} = \mathbf{-7.47}$ kN

Total horizontal net force; $F_{w,h} = \mathbf{1.40}$ kN

Walls load case 1 - Wind 0, $c_{pi} -0.30$, - c_{pe}

Zone	Ext pressure coefficient c_{pe}	Peak velocity pressure q_p , (kN/m ²)	Net pressure p (kN/m ²)	Area A_{ref} (m ²)	Net force F_w (kN)
A	-1.20	0.61	-0.55	12.73	-6.94
B	-0.80	0.61	-0.30	56.37	-17.08
D	0.77	0.56	0.61	60.00	36.88
E	-0.44	0.56	-0.07	60.00	-3.98

Overall loading

Equiv leeward net force for overall section; $F_l = F_{w,WE} = \mathbf{-4.0}$ kN
 Net windward force for overall section; $F_w = F_{w,wD} = \mathbf{36.9}$ kN
 Lack of correlation (cl.7.2.2(3) – Note); $f_{corr} = \mathbf{0.85}$; as h/W is 0.782
 Overall loading overall section; $F_{w,D} = f_{corr} \times (F_w - F_l) + F_{w,h} = \mathbf{36.1}$ kN

Roof load case 2 - Wind 90, c_{pi} -0.30, - c_{pe}

Zone	Ext pressure coefficient c_{pe}	Peak velocity pressure q_p , (kN/m ²)	Net pressure p (kN/m ²)	Area A_{ref} (m ²)	Net force F_w (kN)
F (-ve)	-1.23	0.61	-0.57	5.32	-3.01
G (-ve)	-1.33	0.61	-0.63	5.32	-3.33
H (-ve)	-0.67	0.61	-0.22	42.57	-9.46
I (-ve)	-0.50	0.61	-0.12	53.21	-6.45

Total vertical net force; $F_{w,v} = -20.90$ kN

Total horizontal net force; $F_{w,h} = 0.00$ kN

Walls load case 2 - Wind 90, c_{pi} -0.30, - c_{pe}

Zone	Ext pressure coefficient c_{pe}	Peak velocity pressure q_p , (kN/m ²)	Net pressure p (kN/m ²)	Area A_{ref} (m ²)	Net force F_w (kN)
A	-1.20	0.56	-0.49	12.00	-5.90
B	-0.80	0.56	-0.27	48.00	-12.84
D	0.77	0.61	0.65	69.10	44.84
E	-0.44	0.61	-0.09	69.10	-5.94

Overall loading

Equiv leeward net force for overall section;

$$F_l = F_{w,WE} = -5.9 \text{ kN}$$

Net windward force for overall section;

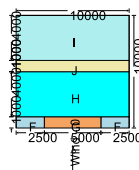
$$F_w = F_{w,WD} = 44.8 \text{ kN}$$

Lack of correlation (cl.7.2.2(3) – Note);

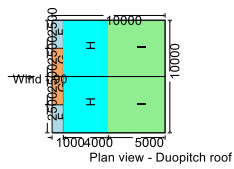
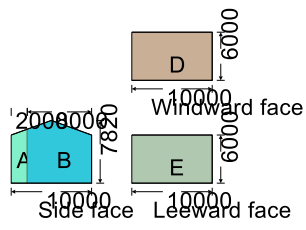
$$f_{corr} = 0.85; \text{ as } h/L \text{ is } 0.782$$

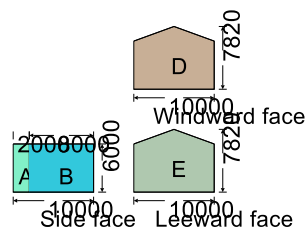
Overall loading overall section;

$$F_{w,D} = f_{corr} \times (F_w - F_l) + F_{w,h} = 43.2 \text{ kN}$$



Plan view - Duopitch roof





16. with EN1991-1-3:2003+A1:2015 incorporating corrigenda dated December 2004 and March 2009 and the Finnish national annex NA:2016 to EN 1991-1-3:2003+A1:2015

17. Tedds calculation version 1.0.14

19. Characteristic ground snow load

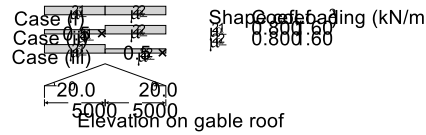
20. Location;	kalajoki
21. Site altitude above sea level;	A = 70 m
22. Density of snow;	$\gamma = 2.00$ kN/m ³
23. Characteristic ground snow load;	$s_k = 2.00$ kN/m ²
24. Exposure coefficient (Normal);	$C_e = 1.0$
25. Exposure coefficient factor (NA Table 2);	$C_{e,long} = 1.00$
26. Thermal coefficient;	$C_t = 1.0$
27. Snow fence;	Not present

28. Building details

29. Roof type;	Duopitch
30. Width of roof (left on elevation);	$b_1 = 5.00$ m
31. Width of roof (right on elevation);	$b_2 = 5.00$ m
32. Slope of roof (left on elevation);	$\alpha_1 = 20.00$ deg
33. Slope of roof (right on elevation);	$\alpha_2 = 20.00$ deg

34. Shape coefficients

35. Shape coefficient roof (Table 5.2);	$\mu_{2,\alpha_1} = 0.80$
36. Shape coefficient roof (Table 5.2);	$\mu_{2,\alpha_2} = 0.80$



37.

38.

40. Loadcase 1 Table 5.2

41. Loading to roof 1 (LHS);

$$s_{1_1} = \mu_{2_a1} \times C_e \times C_{e, \text{long}} \times C_t \times s_k = \mathbf{1.60 \text{ kN/m}^2}$$

42. Loading to roof 2 (RHS);

$$s_{2_1} = \mu_{2_a2} \times C_e \times C_{e, \text{long}} \times C_t \times s_k = \mathbf{1.60 \text{ kN/m}^2}$$

43. Loadcase 2 Table 5.2

44. Loading to roof 1 (LHS);

$$s_{1_2} = 0.5 \times \mu_{2_a1} \times C_e \times C_{e, \text{long}} \times C_t \times s_k = \mathbf{0.80}$$

kN/m²

45. Loading to roof 2 (RHS);

$$s_{2_2} = \mu_{2_a2} \times C_e \times C_{e, \text{long}} \times C_t \times s_k = \mathbf{1.60 \text{ kN/m}^2}$$

46. Loadcase 3 Table 5.2

47. Loading to roof 1 (LHS);

$$s_{1_3} = \mu_{2_a1} \times C_e \times C_{e, \text{long}} \times C_t \times s_k = \mathbf{1.60 \text{ kN/m}^2}$$

48. Loading to roof 2 (RHS);

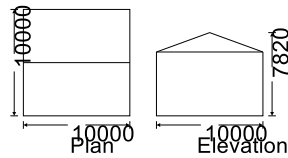
$$s_{2_3} = 0.5 \times \mu_{2_a2} \times C_e \times C_{e, \text{long}} \times C_t \times s_k = \mathbf{0.80}$$

kN/m²

53. Wind loading

54. In accordance with EN1991-1-4:2005+A1:2010 and the Finnish national annex

55. Tedds calculation version 3.0.28



57.

58.

60. Building data

61. Type of roof;

Duopitch

62. Length of building;

L = **10000** mm

63. Width of building;

W = **10000** mm

64. Height to eaves;

H = **6000** mm

66. Pitch of roof;

$\alpha_0 = \mathbf{20.0}$ deg

68. Total height;

h = **7820** mm

70. Basic values

72. Fundamental basic wind velocity;	$V_{b,0} = 21.0$ m/s
73. Season factor;	$C_{season} = 1.00$
74. Direction factor;	$C_{dir} = 1.00$
75. Shape parameter K;	$K = 0.2$
76. Exponent n;	$n = 0.5$
77. Air density;	$\rho = 1.250$ kg/m ³
78. Probability factor;	$C_{prob} = [(1 - K \times \ln(-\ln(1-p)))/(1 - K \times \ln(-\ln(0.98)))]^n = 1.00$
79. Basic wind velocity (Exp. 4.1);	$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} \times C_{prob} = 21.0$ m/s
80. Reference mean velocity pressure;	$q_b = 0.5 \times \rho \times V_b^2 = 0.276$ kN/m ²

82. Orography

83. Orography factor not significant;	$C_o = 1.0$
85. Terrain category;	II
87. Displacement height (sheltering effect excluded);	$h_{dis} = 0$ mm

89. The velocity pressure for the windward face of the building with a 0 degree wind is to be considered as 1 part as the height h is less than b (cl.7.2.2)

91. The velocity pressure for the windward face of the building with a 90 degree wind is to be considered as 1 part as the height h is less than b (cl.7.2.2)

93. Peak velocity pressure - windward wall - Wind 0 deg and roof

94. Reference height (at which q is sought);	$z = 6000$ mm	
95. Displacement height (sheltering effects excluded);		$h_{dis} = 0$ mm
97. Roughness length (Table 4.1);	$z_0 = 50$ mm	
98. Roughness length (Category II);	$z_{0,II} = 50$ mm	
99. Minimum height (Table 4.1);	$z_{min} = 2000$ mm	
100. Maximum height;	$z_{max} = 200000$ mm	
102. Terrain factor;	$k_r = 0.19 \times (z_0 / z_{0,II})^{0.07} = 0.190$	
103. Roughness factor;	$c_r = k_r \times \ln(z / z_0) = 0.91$	
104. Mean wind;	$V_m = c_r \times c_o \times V_b = 19.1$ m/s	
105. Turbulence factor;	$k_l = 1.0$	
106. Turbulence intensity;	$I_v = k_l / (c_o \times \ln(z / z_0)) = 0.209$	
108. Peak velocity pressure;	$q_p = (1 + 7 \times I_v) \times 0.5 \times \rho \times V_m^2 = 0.56$ kN/m ²	

110. Structural factor

112. Building type;	Other
113. Structural factor (Annex D);	$C_{sCd} = 1.000$

115. Peak velocity pressure - windward wall - Wind 90 deg and roof

116. Reference height (at which q is sought);	$z = 7820$ mm	
117. Displacement height (sheltering effects excluded);		$h_{dis} = 0$ mm
119. Terrain factor;	$k_r = 0.19 \times (z_0 / z_{0,II})^{0.07} = 0.190$	
120. Roughness factor;	$c_r = k_r \times \ln(z / z_0) = 0.96$	
121. Mean wind;	$V_m = c_r \times c_o \times V_b = 20.2$ m/s	
122. Turbulence factor;	$k_l = 1.0$	
123. Turbulence intensity;	$I_v = k_l / (c_o \times \ln(z / z_0)) = 0.198$	
125. Peak velocity pressure;	$q_p = (1 + 7 \times I_v) \times 0.5 \times \rho \times V_m^2 = 0.61$ kN/m ²	

127. Peak velocity pressure for internal pressure

128. Peak velocity pressure – internal (as roof press.);	$q_{p,i} = 0.61$ kN/m ²
--	------------------------------------

130. Pressures and forces

132. Net pressure;

$$p = C_{sCd} \times q_p \times C_{pe} - q_{p,i} \times C_{pi};$$

133. Net force;

$$F_w = p_w \times A_{ref};$$

135. Roof load case 1 - Wind 0, c_{pi} -0.30, - c_{pe}

Zone	Ext pressure coefficient C_{pe}	Peak velocity pressure q_p , (kN/m ²)	Net pressure p (kN/m ²)	Area A_{ref} (m ²)	Net force F_w (kN)
F (-ve)	-0.77	0.61	-0.28	5.32	-1.50
G (-ve)	-0.70	0.61	-0.24	5.32	-1.29
H (-ve)	-0.27	0.61	0.02	42.57	0.86
I (-ve)	-0.40	0.61	-0.06	42.57	-2.58
J (-ve)	-0.83	0.61	-0.32	10.64	-3.44

137. Total vertical net force;

$$F_{w,v} = -7.47 \text{ kN}$$

138. Total horizontal net force;

$$F_{w,h} = 1.40 \text{ kN}$$

140. Walls load case 1 - Wind 0, c_{pi} -0.30, - c_{pe}

Zone	Ext pressure coefficient C_{pe}	Peak velocity pressure q_p , (kN/m ²)	Net pressure p (kN/m ²)	Area A_{ref} (m ²)	Net force F_w (kN)
A	-1.20	0.61	-0.55	12.73	-6.94
B	-0.80	0.61	-0.30	56.37	-17.08
D	0.77	0.56	0.61	60.00	36.88
E	-0.44	0.56	-0.07	60.00	-3.98

142. Overall loading

144. Equiv leeward net force for overall section;

$$F_l = F_{w,WE} = -4.0 \text{ kN}$$

145. Net windward force for overall section;

$$F_w = F_{w,WD} = 36.9 \text{ kN}$$

146. Lack of correlation (cl.7.2.2(3) – Note);

$$f_{corr} = 0.85; \text{ as } h/W \text{ is } 0.782$$

147. Overall loading overall section;

$$F_{w,D} = f_{corr} \times (F_w - F_l) + F_{w,h} = 36.1 \text{ kN}$$

149. Roof load case 2 - Wind 90, c_{pi} -0.30, - c_{pe}

Zone	Ext pressure coefficient C_{pe}	Peak velocity pressure q_p , (kN/m ²)	Net pressure p (kN/m ²)	Area A_{ref} (m ²)	Net force F_w (kN)
F (-ve)	-1.23	0.61	-0.57	5.32	-3.01
G (-ve)	-1.33	0.61	-0.63	5.32	-3.33
H (-ve)	-0.67	0.61	-0.22	42.57	-9.46
I (-ve)	-0.50	0.61	-0.12	53.21	-6.45

151. Total vertical net force;

$$F_{w,v} = -20.90 \text{ kN}$$

152. Total horizontal net force;

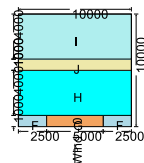
$$F_{w,h} = 0.00 \text{ kN}$$

154. Walls load case 2 - Wind 90, c_{pi} -0.30, - c_{pe}

Zone	Ext pressure coefficient C_{pe}	Peak velocity pressure q_p , (kN/m ²)	Net pressure p (kN/m ²)	Area A_{ref} (m ²)	Net force F_w (kN)
A	-1.20	0.56	-0.49	12.00	-5.90
B	-0.80	0.56	-0.27	48.00	-12.84
D	0.77	0.61	0.65	69.10	44.84
E	-0.44	0.61	-0.09	69.10	-5.94

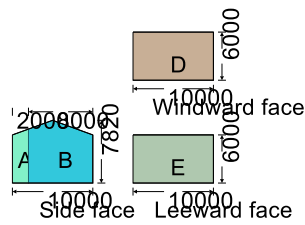
156. Overall loading

- 158. Equiv leeward net force for overall section; $F_l = F_{w,WE} = -5.9$ kN
- 159. Net windward force for overall section; $F_w = F_{w,WD} = 44.8$ kN
- 160. Lack of correlation (cl.7.2.2(3) – Note); $f_{corr} = 0.85$; as h/L is 0.782
- 161. Overall loading overall section; $F_{w,D} = f_{corr} \times (F_w - F_l) + F_{w,h} = 43.2$ kN

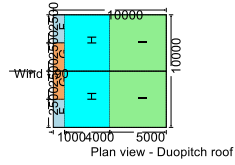


Plan view - Duopitch roof

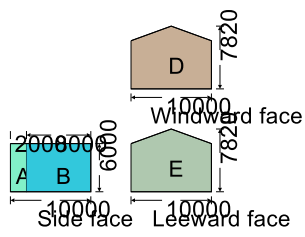
164. 163.



167. 166.



170. 169.



172.
173.
175.
176.

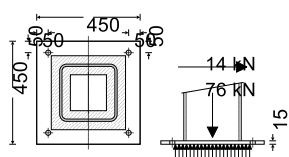
Column base plate design

In accordance with EN1993-1-1:2005 incorporating Corrigenda February 2006 and April 2009,
and EN1993-1-8:2005 incorporating Corrigenda December 2005, September 2006 and July 2009,
and the UK national annex

Tedds calculation version 2.0.11

Design summary

Description	Unit	Design	Resistance	Utilisation	Result
Axial	kN	76	1590.3	0.05	PASS
Weld shear	kN	14	600.4	0.02	PASS
Anchor shear	kN	14	56.7	0.25	PASS

**Design forces**

Design axial force (compression);

$$N_{Ed} = 76 \text{ kN}$$

Design shear force;

$$V_{Ed} = 14 \text{ kN}$$

Design moment;

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

Column Details

Column section;

HFSHS250×250×10.0

Depth;

$$D = 250 \text{ mm}$$

Width;

$$B = 250 \text{ mm}$$

Thickness;

$$t = 10 \text{ mm}$$

Base plate details

Length;

$$h_p = 450 \text{ mm}$$

Width;

$$b_p = 450 \text{ mm}$$

Thickness;

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

Column eccentricity in x-axis;

$$e_{bpx} = 0 \text{ mm}$$

Anchor details

Number of anchors LHS;	$n_1 = 2$
Edge distance in x-axis;	$e_{x1} = 50$ mm
Edge distance in y-axis;	$e_{y1} = 50$ mm
Number of anchors RHS;	$n_2 = 2$
Edge distance in x-axis;	$e_{x2} = 50$ mm
Edge distance in the y-axis;	$e_{y2} = 50$ mm
Anchor diameter;	$d_{a,b} = 20$ mm

Foundation details

Bottom edge distance;	$c_1 = 250$ mm
Right edge distance;	$c_2 = 250$ mm
Foundation depth;	$t_{fnd} = 500$ mm

Concrete details

Concrete strength class;	C25/30
Characteristic compressive cylinder strength;	$f_{ck} = 25$ N/mm ²
Characteristic compressive cube strength;	$f_{ck,cube} = 30$ N/mm ²
Partial factor for concrete;	$\gamma_c = 1.50$
Compressive strength coefficient;	$\alpha_{cc} = 0.85$
Design compressive concrete strength;	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times (f_{ck} / \gamma_c) = 14.17$ N/mm ²

Steel details

Base plate steel grade;	S355
Base plate nominal yield strength;	$f_{yp_plt} = 355$ N/mm ²
Base plate nominal ultimate tensile strength;	$f_{u_plt} = 470$ N/mm ²
Column steel grade;	S355
Column nominal yield strength;	$f_{yp_col} = 355$ N/mm ²
Column nominal ultimate tensile strength;	$f_{u_col} = 470$ N/mm ²
Partial safety factor cross sections;	$\gamma_{M0} = 1.00$
Partial safety factor welds;	$\gamma_{M2} = 1.25$

Foundation bearing strength - EN1992-1-1 Section 6.7

Loaded area;	$A_{c0} = b_p \times h_p = 202500$ mm ²
Design distribution width;	$b_{p,dist} = 950$ mm
Design distribution length;	$h_{p,dist} = 950$ mm
Maximum design distribution area;	$A_{c1} = b_{p,dist} \times h_{p,dist} = 902500$ mm ²
Concentrated design resistance force;	$F_{Rdu} = \text{Min}(A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})}, 3 \times f_{cd} \times A_{c0}) = 6056.3$ kN
Foundation joint material coefficient;	$\beta_j = 0.67$
Design bearing strength of the joint;	$f_{jd} = \beta_j \times F_{Rdu} / (b_p \times h_p) = 19.94$ N/mm ²
Base plate compressive resistance	
Additional bearing width;	$c = t_p \times \sqrt{(f_{yp_plt} / (3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}))} = 36.5$ mm
Effective bearing area;	$A_{eff} = 79762$ mm ²

Design compressive resistance; $N_{c,Rd} = f_{jd} \times A_{eff} = 1590.3 \text{ kN}$

PASS - Design compressive resistance exceeds applied axial load

Weld resistance

Weld leg length; $s_w = 8 \text{ mm}$

Weld throat size; $a_w = 1 / \sqrt{2} \times s_w = 5.7 \text{ mm}$

Material strength for weld; $f_{u,weld} = \text{Min}(f_{u,col}, f_{u,plt}) = 470 \text{ N/mm}^2$

Correlation factor for fillet welds - Tbl 4.1; $\beta_w = 0.9$

Design shear strength - Cls 4.5.3.3(3); $f_{w,d} = f_{u,weld} / (\sqrt{3}) \times \beta_w \times \gamma_{M2} = 241.2 \text{ N/mm}^2$

Design resistance per unit length - Cls 4.5.3.3(2); $f_{w,Rd} = f_{w,d} \times a_w = 1364.5 \text{ N/mm}$

Shear weld

Force in shear weld; $F_{w,v,Ed} = 14 \text{ kN}$

Length of weld; $L_{w,v} = 2 \times (D - 3 \times t) = 440 \text{ mm}$

Design resistance; $F_{w,v,Rd} = f_{w,Rd} \times L_{w,v} = 600.4 \text{ kN}$

PASS - Available strength of weld exceeds force in weld

ANCHOR DESIGN

In accordance with EOTA Technical Report: Design of Bonded Anchors - TR029 Edition June 2007, Amended September 2010.

Manufacturers' anchor data from ETA

Anchor yield strength; $f_{yk} = 640 \text{ N/mm}^2$

Anchor ultimate strength; $f_{uk} = 800 \text{ N/mm}^2$

Effective anchorage depth; $h_{ef} = 120 \text{ mm}$

Minimum concrete thickness; $h_{min} = 176 \text{ mm}$

Minimum spacing; $s_{min} = 120 \text{ mm}$

Minimum edge distance; $c_{min} = 120 \text{ mm}$

Splitting failure spacing; $s_{cr,sp} = 300 \text{ mm}$

Splitting failure edge distance; $c_{cr,sp} = 150 \text{ mm}$

Nominal anchor diameter; $d_{nom} = 20 \text{ mm}$

Concrete partial factors for anchor design - Section 3.2.2.1

Partial safety factor for installation for tension loading;

$$\gamma_{2,t} = 1.20; \text{ (Normal installation safety)}$$

Partial safety factor for installation for shear loading;

$$\gamma_{2,s} = 1.00$$

Partial safety factor for tension loading; $\gamma_{Mc,t} = \gamma_c \times \gamma_{2,t} = 1.80$

Partial safety factor for shear loading; $\gamma_{Mc,s} = \gamma_c \times \gamma_{2,s} = 1.50$

Steel partial factors for anchor design - Section 3.2.2.2

Partial factor for tension loading - Eqn 3.3a; $\gamma_{Ms,t} = \text{Max}(1.2 / (f_{yk} / f_{uk}), 1.4) = 1.50$

Partial factor for shear loading - Eqn 3.3b; $\gamma_{Ms,s} = \text{Max}(1.0 / (f_{yk} / f_{uk}), 1.25) = 1.25$

Resistance to shear loads - Section 5.2.3

Design shear loads

Design shear load on single anchor; $V_{Ed,single} = 3.5 \text{ kN}$

Design shear load on anchor group; $V_{Ed,group1} = 14 \text{ kN}$

Design shear load on anchor group; $V_{Ed,group2} = 14 \text{ kN}$

Steel failure - Section 5.2.3.2

Characteristic shear resistance from ETA;

$$V_{Rk,s} = 141 \text{ kN}$$

Utilisation for steel failure;

$$\beta_{V,s} = V_{Ed, \text{single}} / (V_{Rk,s} / \gamma_{Ms,s}) = 0.031$$

PASS - Steel resistance exceeds the design shear**Concrete pry-out failure - Section 5.2.3.3**

k factor for cracked or un-cracked concrete;

$$k_{1, \text{cone}} = 7.2$$

Characteristic cone failure spacing;

$$s_{Cr,N} = 3 \times h_{ef} = 360 \text{ mm}$$

Characteristic cone failure edge distance;

$$c_{Cr,N} = s_{Cr,N} / 2 = 180 \text{ mm}$$

Concrete cone area of individual anchor - Eqn 5.2b;

$$A_{0c,N} = s_{Cr,N} \times s_{Cr,N} = 129600 \text{ mm}^2$$

Actual area of concrete cone;

$$A_{c,N, \text{pry}} = (c_{Cr,N} + h_p - e_{x1} - e_{x2} + c_{Cr,N}) \times (c_{Cr,N} + p_1 \times (n_1 - 1) + c_{Cr,N}) \\ = 504100 \text{ mm}^2$$

Disturbance of distributed stresses;

$$\psi_{s,N, \text{pry}} = \text{Min}(0.7 + 0.3 \times \text{Min}(c_1 + \text{Min}(e_{y1}, e_{y2}), c_2 + e_{x2}) / c_{Cr,N}, 1) = 1$$

Shell spalling factor - Eqn 5.2d;

$$\psi_{re,N} = \text{Min}(0.5 + h_{ef} / 200 \text{ mm}, 1) = 1$$

Eccentricity of resulting tensile load;

$$e_{N,c} = 0 \text{ mm}$$

Group effect factor - Eqn 5.2e;

$$\psi_{ec,N} = \text{Min}(1 / (1 + 2 \times e_{N,c} / s_{Cr,N}), 1) = 1$$

Initial characteristic resistance - Eqn 5.2a;
mm^{1.5} × 1 N = **51.84 kN**

$$N_{0Rk,c} = k_{1, \text{cone}} \times (f_{ck, \text{cube}} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} \times (h_{ef} / 1$$

Characteristic resistance of anchor;

$$N_{Rk,c, \text{pry}} = N_{0Rk,c} \times A_{c,N, \text{pry}} / A_{0c,N} \times \psi_{s,N, \text{pry}} \times \psi_{re,N} \times$$

$$\psi_{ec,N} = 201.6 \text{ kN}$$

Pry-out factor;

$$k_{\text{pry}} = 2.0$$

Characteristic pry-out failure resistance - Eqn 5.6;

$$V_{Rk, \text{cp}} = k_{\text{pry}} \times N_{Rk,c, \text{pry}} = 403.3 \text{ kN}$$

Utilisation for pry-out failure;

$$\beta_{V, \text{cp}} = V_{Ed, \text{group1}} / (V_{Rk, \text{cp}} / \gamma_{Mc,s}) = 0.052$$

PASS - Pry-out resistance exceeds the design shear**Concrete edge failure - Section 5.2.3.4**

Edge failure factor;

$$k_{1, \text{edge}} = 1.7$$

$$\alpha = 0.1 \times (h_{ef} / (c_2 + e_{x2}))^{0.5} = 0.063$$

$$\beta = 0.1 \times (d_{\text{nom}} / (c_2 + e_{x2}))^{0.2} = 0.058$$

Initial characteristic resistance - Eqn 5.7a;

$$V_{0Rk,c} = k_{1, \text{edge}} \times (d_{\text{nom}} / 1 \text{ mm})^\alpha \times (h_{ef} / 1 \text{ mm})^\beta \times \\ (f_{ck, \text{cube}} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/2} \times ((c_2 + e_{x2}) / 1 \text{ mm})^{1.5} \times 1 \text{ N} \\ = 77.26 \text{ kN}$$

Individual concrete cone area at lateral surface - Eqn 5.7d;

$$A_{0c,v} = 4.5 \times (c_2 + e_{x2})^2 = 405000 \text{ mm}^2$$

Actual concrete cone area at lateral surface;

$$A_{c,v} = (1.5 \times (c_2 + e_{x2}) + \text{Min}(1.5 \times (c_2 + e_{x2}), (c_1 + e_{y2})) + \text{Min}(3 \times (c_2 + e_{x2}), p_2)) \times \text{Min}(1.5 \times (c_2 + e_{x2}), t_{\text{fnd}}) \\ = 495000 \text{ mm}^2$$

Disturbance of distributed stresses fact. - Eqn 5.7e;

$$\psi_{s,v} = \text{Min}(0.7 + 0.3 \times (c_1 + \text{Min}(e_{y1}, e_{y2})) / (1.5 \times (c_2 + e_{x2})), 1) = 0.9$$

Non-proportionality factor - Eqn 5.7f;

$$\psi_{h,v} = \text{Max}((1.5 \times (c_2 + e_{x2}) / t_{\text{fnd}})^{1/2}, 1) = 1$$

Angle between applied load and free edge;

$$\alpha_v = 0$$

Angle of applied load factor - Eqn 5.7g;

$$\psi_{\alpha,v} = \text{Max}(\sqrt{1 / (\cos(\alpha_v)^2 + (\sin(\alpha_v)/2.5)^2)}, 1) = 1$$

Eccentricity of resulting shear load;

$$e_v = 0 \text{ mm}$$

Differential shear load per anchor factor - Eqn 5.7h;

$$\psi_{ec,v} = \text{Min}(1 / (1 + 2 \times e_v / (3 \times (c_2 + e_{x2}))), 1) = 1$$

Reinforcement type factor;

$$\psi_{re,v} = 1; \text{ (No edge reinforcement)}$$

Characteristic resistance - Eqn 5.7;

$$\begin{aligned} V_{Rk,c} &= V_{0Rk,c} \times A_{c,V} / A_{0c,V} \times \psi_{s,V} \times \psi_{h,V} \times \psi_{\alpha,V} \times \psi_{ec,V} \\ &\times \psi_{re,V} \\ &= \mathbf{85 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Utilisation for edge failure;

$$\beta_{V,c} = V_{Ed,group2} / (V_{Rk,c} / \gamma_{Mc,s}) = \mathbf{0.247}$$

PASS - Edge failure resistance exceeds the design shear



PURCALC
hall

v. 1.1.32

2024-03-18 10:02 (GMT)

TULOKSET PÄTEVÄT VAIN RUUKIN
ORSILLE

Projekti: hall

Päivitetty: 2024-03-18 10:01 (GMT)

Luotu: 2024-03-18 09:51 (GMT)

Asiakas: cadmek ky

Kansallinen liite: Suomen NA

Yhteyshenkilö: janne kärjä

Suunnittelijan yhteystiedot: cadmek ky, kamusentie 150

Sähköposti: janne.karja@cadmek.fi

Puhelinnumero: 040-7437918

ID	Rakenneosa	Päivitetty	Luotu
1	Part	2024-03-18 10:01 (GMT)	2024-03-18 09:51 (GMT)



PURCALC
hall

v. 1.1.32
2024-03-18 10:02 (GMT)
TULOKSET PÄTEVÄT VAIN RUUKIN
ORSILLE

Rakenneosa: Part

Päivitetty: 2024-03-18 10:01 (GMT) Versio: 1.1.32 (2023-09-13)

Luotu: 2024-03-18 09:51 (GMT)

Luotettavuusluokka: RC2

Rakennetyyppi: Katto-orsi

Rakenteen kaltevuus: 20 °

Taipumaraja: L/200 (NA:n mukaisesti)

Profiilin tyyppi: Z-profiili

Orren suunta: Pitkittäinen

Alalaipan sivusiirtymä estetty: Ei

Testeihin perustuva mitoitus: Ei

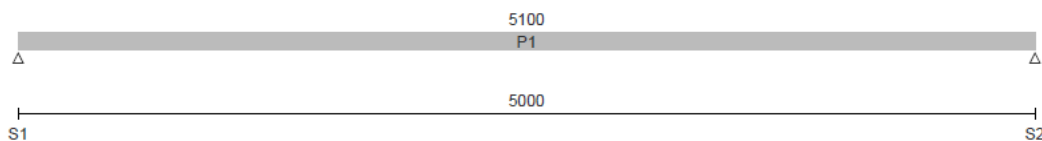
Valitut orret täyttävät mitoitusehdot. Suurin käyttöaste: 93.5 %

Valitut kiinnikkeet täyttävät mitoitusehdot. Suurin käyttöaste: 21.4 %

Rakennemalli

Vasen pääty: Orren pään etäisyys: 50 mm

Oikea pääty: Orren pään etäisyys: 50 mm



Valittu orsi: LP-Z200

Orsiväli: 1000 mm

Orsien kokonaispaino: 4.4 kg/m²

Global warming potential, GWP (A1...A3): 11.5 kg CO₂ eq. / m² Sinkitty

Jänne	Paksuus [mm]	Pituus [mm]
P1	1.5	5100

Tuet ja jatkokset

Tuki	Pitkittäinen tuenta	Jatkostyyppi
S1		Reunatuki
S2		Reunatuki



PURCALC

hall
PART

v. 1.1.32

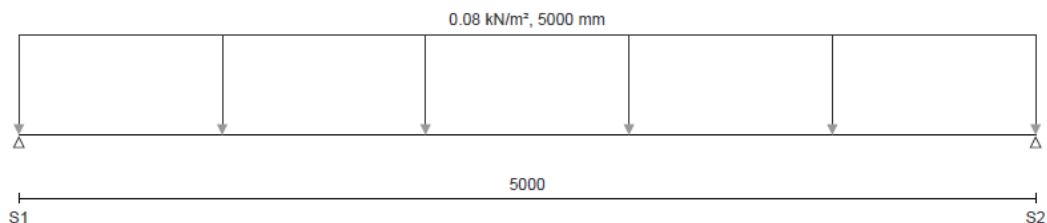
2024-03-18 10:02 (GMT)

TULOKSET PÄTEVÄT VAIN RUUKIN
ORSILLE

Pysyvä kuorma

Rakenteen paino ilman orsia ja levyjä: 0 kN/m²

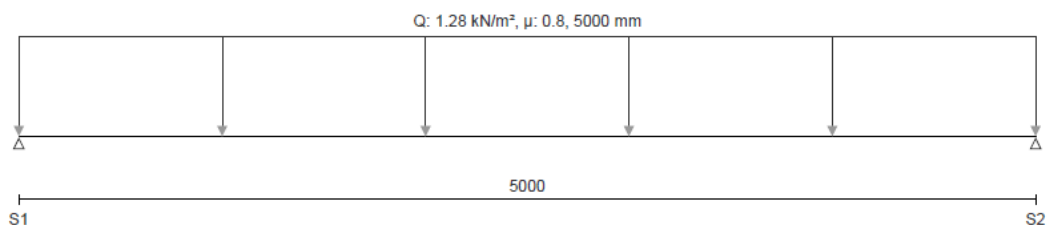
Poimulevyn kokonaispaino: 0.08 kN/m²



Lumikuorma

Peruslumikuorma: 1.6 kN/m²

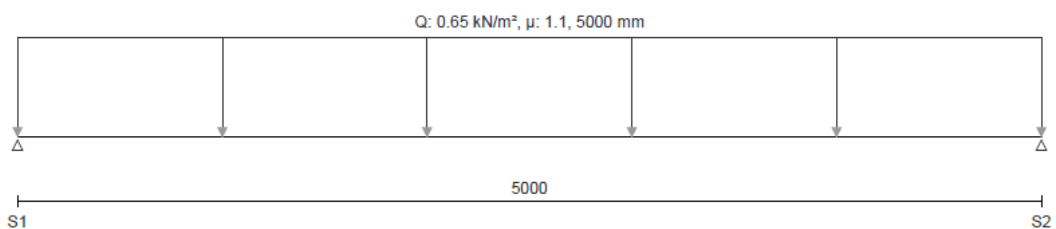
Liikkuvuus: 50 %



Tuulikuorma

Tuulikuorman perusarvo: 0.59 kN/m²

Tapaus 1



Käyttöasteet

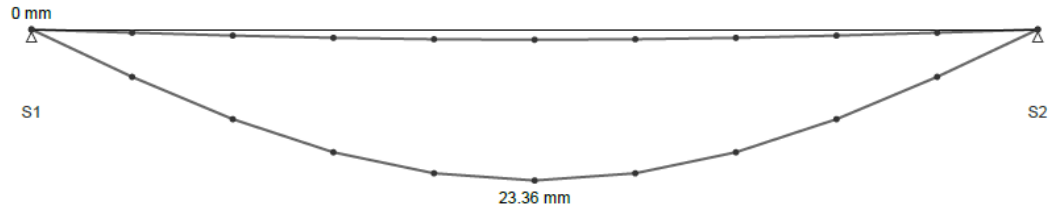
Orsi	M	N	V	N/V/M	σ	D
	[kNm]	[kN]	[kN]		[MPa]	[mm]
P1	7.9 / 9.1 86.8 %	0.0 / 97.2 0.0 %	6.3 / 25.4 24.9 %	86.8 %	-303.8 / 350.0 86.8 %	23.4 / 25.0 93.5 %



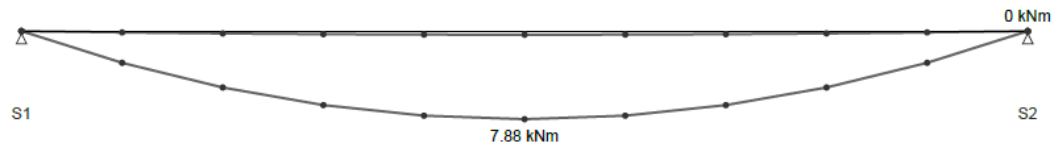
PURCALC
hall
PART

v. 1.1.32
2024-03-18 10:02 (GMT)
TULOKSET PÄTEVÄT VAIN RUUKIN
ORSILLE

Taipuma



Taivutusmomentti



Leikkausvoima



Normaalivoima





PURCALC

hall
PART

v. 1.1.32

2024-03-18 10:02 (GMT)

TULOKSET PÄTEVÄT VAIN RUUKIN
ORSILLE

Tukireaktiot

Murtorajatila

Tuki	Poikittainen suunta		Pitkittäinen suunta	
	Min	Max	Min	Max
	[kN/orsi]	[kN/orsi]	[kN]	[kN]
S1	0.26	6.3	0.0	0.0
S2	0.26	6.3	0.0	0.0

Kiinnikkeet

Orsituen seinämävahvuus: 4 mm

Orsitukien teräslaatu: S355J2 (355/490)

Kiinnitys uumaan: M12 8.8

Ylälaipan tuenta poimulevvyyn

Levyn asento: Leveä laippa ortta vasten

Levyn jatkuvuus: Moniaukkoinen rakenne

Poimulevyn kiinnikkeen suhteellinen paikka ylälaipassa: 50 %

Kiinnitysväli: Joka poimun pohjasta

Poimulevyn nimi: T45-30-905

Levyn nimellispaksuus: 0.6 mm

Tuki	Tukikiinnikkeet kpl / tuki	Käyttöaste	Mitoittava kriteeri
		[%]	
S1	2	21.4	Reunapuristus
S2	2	21.4	Reunapuristus

Kiinnikemäärä

Kokonaismäärä: 4 kpl / orsirivi

Taulukko 3.2: Ruuvikiinnitysluokat

Luokka	Ehto	Huomautuksia
Leikkausvoiman rasittamat kiinnitykset		
A Reunapuristustyypinen kiinnitys	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Esijännitystä ei vaadita. Kaikki lujuusluokat 4.6...10.9.
B Käyttörajatilassa liukumisen kestävä kiinnitys	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Esijännitetty lujuusluokkien 8.8 tai 10.9 ruuvit. Liukumiskestävyys käyttörajatilassa, ks. 3.9.
C Murtorajatilassa liukumisen kestävä kiinnitys	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Esijännitetty lujuusluokkien 8.8 tai 10.9 ruuvit. Liukumiskestävyys murtorajatilassa, ks. 3.9. $N_{net,Rd}$ ks. 3.4.1(1)c).

Taulukko 3.1: Ruuvien myötärajan f_{yb} ja vetomurtolujuuden f_{ub} nimellisarvot

Ruuvien lujuusluokka	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Huom: Kansallisessa liitteessä voidaan jättää jotkut ruuvien lujuusluokat pois.

- (5) M12 ja M14 ruuveja voidaan käyttää myös 2 mm:n välyksisissä rei'issä edellyttäen, että reunapuristuskestävyyteen perustuvan ruuviryhmän kestävyys on suurempi tai yhtä suuri kuin ruuvien leikkauskestävyyteen perustuva ruuviryhmän kestävyys. Lisäksi lujuusluokkien 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 ja 10.9 leikkausvoimakestävyyden mitoitusarvoksi $F_{v,Rd}$ valitaan taulukon 3.4 mukainen arvo 0,85-kertaisena.

Taulukko 3.4: Kestävyyksien mitoitusarvot yksittäisille kiinnittimille, joihin kohdistuu leikkaus ja/tai veto

Murtumismuoto	Ruuvit	Niitit
Leikkauskestävyys leikettä kohti	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> - kun ruuvien kierteet ovat leikkaustasossa (A on ruuvien jännityspoikkipinta-ala A_s): - lujuusluokat 4.6, 5.6 ja 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - lujuusluokat 4.8, 5.8, 6.8 ja 10.9: $\alpha_v = 0,5$ - kun ruuvien kierteetön osa on leikkaustasossa (A on ruuvien bruttopoikkileikkauksen pinta-ala): - $\alpha_v = 0,6$ 	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Reunapuristuskestävyys ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <p>missä α_b on pienin arvoista α_d; $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ja 1,0;</p> <p>siirrettävän voiman suunnassa:</p> <ul style="list-style-type: none"> - levyn pään ruuveille: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$; - muille kuin pään ruuveille: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ <p>kohtisuorassa suunnassa siirrettävään voimaan nähden:</p> <ul style="list-style-type: none"> - reunarivin ruuveille : k_1 on pienin arvoista $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ ja 2,5 - muille kuin pään ruuveille: k_1 on pienin arvoista $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ ja 2,5 	
Vetokestävyys ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>Missä $k_2 = 0,63$ uppokantaisille ruuveille, Muissa tapauksissa $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Ruuvien ja mutterin lävistymiskestävyys	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Tarkistus tarpeeton
Yhdistetty leikkaus- ja vetovoima	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

- (1) Esijännitettyjen lujuusluokkien 8.8 ja 10.9 ruuvien liukumiskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavasta:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} \quad \dots (3.6)$$

3.9.2 Yhdistetty veto ja leikkaus

- (1) Jos liukumisen kestävä kiinnitys rasittaa liukumista aiheuttavan voiman $F_{v,Ed}$ tai $F_{v,Ed,ser}$ lisäksi vetovoima $F_{t,Ed}$ tai $F_{t,Ed,ser}$, liukumiskestävyyden mitoitusarvo ruuvia kohti lasketaan kaavasta:

kiinnitysluokka B:
$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}} \quad \dots (3.8a)$$

Taulukko 17 Kitkapintojen luokat

Pintakäsittely	Luokka ^a	Kitkakerroin μ^b
Pinnat, joilta irtonainen ruoste on poistettu hiekka- tai teräsraepuhalluksella, ei pistemäisiä syöpymiä.	A	0,50
Pinnat, jotka on kuumasinkitty standardin EN ISO 1461 mukaisesti ja pyyhkäisy puhallettu ^c ja pinnoitettu emäksisellä sinkkisilikaattimaalilla, jonka nimellispaksuus on 60 μm^d .	B	0,40
Hiekalla tai teräsrakeilla puhalletut pinnat:		
a) pinnoitettu emäksisellä sinkkisilikaattimaalilla, jonka nimellispaksuus on 60 μm^d ,	B	0,40
b) termisesti ruiskutettu alumiinilla tai sinkillä tai niiden yhdistelmällä korkeintaan 80 μm :n nimellispaksuuteen.		
Pinnat, jotka on kuumasinkitty standardin EN ISO 1461 mukaisesti ja pyyhkäisy puhallettu (tai käsitelty vastaavan vaikutuksen tuottavalla menetelmällä) ^c	C	0,35
Teräsharjalla tai liekipuhalluksella puhdistetut pinnat, irtonainen ruoste poistettu	C	0,30
Käsittelemättömät pinnat	D	0,20

^a Luokat kuten [kohdassa G.6](#).

^b Esijännitysvoiman mahdollinen pieneneminen alkuarvostaan on otettu huomioon näissä kitkakertoimen arvoissa.

^c Ellei vaihtoehtoista vastaavaa prosessia voida esittää, kuumasinkittyjen pintojen pyyhkäisy puhallus tulee suorittaa standardissa EN 15773 esitetyn menetelmin ja ehdoin. Pyyhkäisy puhalluksen jälkeen pinnan mattamaisuus osoittaa, että pehmeää seostamatonta sinkkiä oleva pintakerros on poistettu.

^d Kuivakalvonpaksuus välillä 40 μm - 80 μm .