
Ohutlevykeskuksen kehän analyysi

Ristikkoliitoksen kestävyys eurokoodin, FEM-laskennan sekä kuormituskokeen perusteella



Ammattikorkeakoulun opinnäytetyö

Rakennustekniikka

Visamäki, kevät 2015

Jani Hyyryläinen



VISAMÄKI
Rakennustekniikka
Rakennetekniikka

Tekijä	Jani Hyyryläinen	Vuosi 2015
Työn nimi	Ohutlevykeskuksen kehän analyysi	

TIIVISTELMÄ

Tämän työn tilaajana toimi Ohutlevykeskus, HAMKin vanhin osaamiskeskittymä, jossa työskennellään pääsääntöisesti tutkimuksen ja kehityksen parissa. Opinnäytetyön tarkoituksena oli saada materiaalia opetuskäyttöön ja tutkia teräsrakenteiden liitoksia. Tavoitteena oli saada Robot-malli ja laskelmat Ohutlevykeskuksen kehärakenteesta, jotta niitä voisi mahdollisesti hyödyntää opetuksessa. Lisäksi yksittäisestä liitoksesta oli tarkoitus tehdä tarkempi FEM- malli käyttäen LS-Dyna-ohjelmaa.

Työssä sovellettiin tällä hetkellä voimassa olevia teräsrakenteiden eurokoodeja sekä koulussa opittuja taitoja rakenteiden käyttäytymisestä ja niiden mekaniikasta. Työ toteutettiin pääsääntöisesti Autodesk Robot Structural Analysis Professional -ohjelmalla. Työn tutkimusmenetelminä käytettiin LS-Dyna-ohjelmaa ja todellista koekuormitusta Ohutlevykeskuksen kuormituskehällä.

Päätuloksina työstä saatiin Robot-laskentamalli, tutkimustulos paarten ja uumasauvan liitoksesta sekä FEM-malli LS-Dyna-ohjelmasta. Lisäksi saatiin eurokoodin mukaiset laskelmat osasta Ohutlevykeskuksen uuden hallin kehärakennetta. Tärkeimpänä johtopäätöksenä oli tutkitun liitoksen kestävyys.

Avainsanat FEM-laskenta, kehärakenne, rakenneanalyysi, teräsristikko

Sivut 53 s. + liitteet 25 s.

VISAMÄKI

Degree Programme in Construction Engineering
Structural Engineering

Author

Jani Hyyryläinen

Year 2015

Subject of Bachelor's thesis

Structural analysis of steel frame

ABSTRACT

This Bachelor's thesis was commissioned by the Sheet Metal Centre which is the oldest research centre in HAMK University of Applied Sciences focusing on research and development. The purpose of the thesis was to produce teaching material and to study the joints of steel structures. The goal was to obtain calculations and a calculation model of the steel frame of the new Sheet Metal Centre building using the Autodesk Robot Structural Analysis Professional program to be used in teaching. In addition, the aim was to draw up a more detailed FEM (finite element method) model of one specific joint using the LS-Dyna program.

Valid Eurocodes on steel structures were applied and the knowledge of structural behavior and structural mechanics learned during studies was also used. The thesis was mainly carried out with Autodesk Robot Structural Analysis Professional program. LS-Dyna program and a real loading test in old the Sheet Metal Centre were used as research methods.

As a result of the thesis a Robot calculation model, the test results of a specific joint and finite element method model of LS-Dyna program were obtained. In addition, calculations were obtained on a part of the steel frame of the new Sheet Metal Centre building complying with the Eurocodes. The main conclusion was that the specific joint can withstand the incoming loading and stresses.

Keywords FEM, steel frame, structural analysis, steel truss.

Pages 53 p. + appendices 25 p.

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	1
2	KEHÄN ALKUTIEDOT.....	1
2.1	Kuormat.....	2
2.1.1	Omapaino	2
2.1.2	Lumi- ja tuulikuorma.....	4
2.1.3	Hyötykuorma.....	11
2.2	Materiaalit	11
2.2.1	Betoni	11
2.2.2	Raudoitus.....	11
2.2.3	Teräs	15
2.3	Varmuuskertoimet.....	15
2.3.1	Kuormien ja kuormitusyhdistelmien osavarmuuskertoimet.....	15
2.3.2	Materiaalin varmuuskertoimet.....	16
2.3.3	Seuraamusluokat.....	16
3	KEHÄN ANALYYSI.....	17
3.1	Rakenneanalyysi.....	17
3.1.1	Rakenteen mallinnus ja perusoletukset	17
3.1.2	Liitosten mallinnus	18
3.1.3	Rakenteen ja maan välinen vuorovaikutus	18
3.2	Kokonaistarkastelu	18
3.2.1	Rakenteen siirtymätilan vaikutukset.....	18
3.2.2	Kehän stabiilius	19
3.3	Epätarkkuudet.....	19
3.3.1	Perusteet	19
3.3.2	Epätarkkuudet kehien kokonaisanalyysissä	20
3.3.3	Sauvojen epätarkkuudet.....	22
3.4	Analyysimenetelmät.....	22
3.4.1	Yleistä.....	22
3.4.2	Kimmenteorian mukainen kokonaistarkastelu	22
3.5	Kehälle tulevat kuormat	22
3.5.1	Murtorajatila	23
3.5.2	Käyttörajatila	24
3.5.3	Tarkasteltavat kuormitusyhdistelmät.....	24
3.6	Kehän rakennemalli.....	24
3.6.1	Ristikoiden rakennemallit.....	25
3.6.2	Ristikon sauvojen nurjahduspituudet	26
3.6.3	Ristikon taipumien arviointi	26
3.7	Kehän mitoittaminen	26
3.7.1	Keskipilari	27
3.7.2	Ristikon sauvavoimat	31
3.7.3	Suuremman ristikon yläparre.....	34
3.7.4	Suuremman ristikon alaparre	38
3.7.5	Suuremman ristikon diagonaalit 35 ja 36.....	38
4	RAKENNEOSAN KESTÄVYYS	41

4.1	Eurokoodi	41
4.1.1	Laskenta.....	43
4.1.2	Tulokset	45
4.2	LS-Dyna	45
4.2.1	Ristikon osan 3D-malli.....	45
4.2.2	3D-mallin dimensioiden tuonti.....	45
4.2.3	Alkutiedot	46
4.2.4	Laskenta.....	46
4.2.5	Tulokset	46
4.3	Koekuormitus	48
4.3.1	Koejärjestely	49
4.3.2	Kuormitus	49
4.3.3	Tulokset	49
5	JOHTOPÄÄTÖKSET	51
5.1	Kehän osien käyttöasteet	51
5.1.1	Tarkasteltava koekappale	51
5.2	FEM-ohjelmien hyöty	51
5.3	Käsinlaskennan tarkkuus.....	51
	LÄHTEET	53

Liite 1	Tarkasteltava liitos (24)
Liite 2	Rakennneosien käyttöasteet
Liite 3	Kuormitukset ja kuormitusyhdistelmät
Liite 4	Piirustus koejärjestelystä
Liite 5	Koekappale ilman muutoksia
Liite 6	Koekappale muutoksilla

1 JOHDANTO

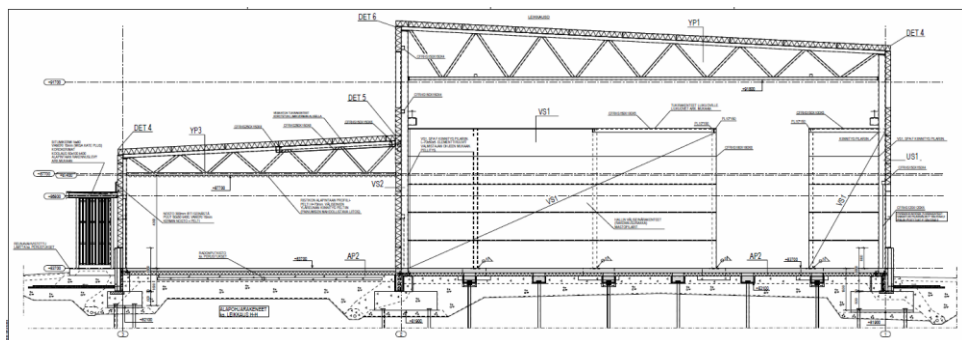
Nykyään rakennesuunnittelussa käytetään entistä enemmän FEM-laskentaohjelmia, mikä on johtanut siihen, että käsinlaskeminen on vähentynyt ja aikaisemmin siihen käytetty aika on pystytty käyttämään muihin suunnittelutehtäviin. Osittain tästä syystä käsinlaskentataito on vähenevässä, mistä voi seurata rakenteiden toiminnan ymmärtämisen väheneminen. Kuitenkin laskentaohjelmien käyttö on tuonut ajallista säästöä ja vähentänyt käsinlaskettaessa tapahtuvia tavanomaisia virheitä. Laskentaohjelmiakin käytettäessä tulee kuitenkin olla kriittinen saatuja tuloksia kohtaan, sillä laskentaohjelmillakin voi tehdä virheitä.

Laskentaohjelman oikeanlaisella käytöllä kuitenkin saavutetaan tarkempia laskelmia suurempien rakennekokonaisuuksien laskennassa, ja myös ajallinen hyöty on huomattava. Säästynyttä aikaa voidaan käyttää muihin suunnittelutehtäviin tai useamman rakenneosan tarkempaan analyysiin kuten vaativiin ristikkorakenteisiin.

Viime vuosien aikana Suomessa on muutama halli sortunut osittain tai kokonaan. Tulevaisuudessa olisi hyvä, että tämän kaltaisilta tapahtumilta vältyttäisiin. Sen vuoksi suunnittelijoilla olisi hyvä olla käsinlaskentataito tallettuna, jotta he pystyvät olemaan kriittisiä tekemäänsä suunnittelutyötä kohtaan ja jotta oma käsitys rakenteiden toiminnasta säilyy. Tavoitteena on, että suunnittelija ohjaa ohjelmaa eikä ohjelma suunnittelijaa.

2 KEHÄN ALKUTIEDOT

Tarkasteltava kehä on Visamäkeen valmistuvan uuden Ohutlevykeskuksen E-moduulilinjalla. Tutkittava kehä koostuu kolmesta teräspilarista ja kahdesta teräsristikosta. Pilarit ovat alapäästään kiinnitetty paaluanturoiden pilastereihin.



Kuva 1. Ohutlevykeskuksen rakenneleikkaus D-D (Rakennepiirustus RAK 8. Pasi Reijomaa, Insinööritoimisto TasoPlan Oy.1.4.2014).

2.1 Kuormat

Kuormat luokitellaan vaikutusajan mukaan pysyviin kuormiin (G), muuttuviin kuormiin (Q) ja onnettomuuskuormiin (A). Kuorma voi olla myös välitön, välillinen, kiinteä, liikkuva, staattinen tai dynaaminen. (RIL 201-1-2011, 29.)

2.1.1 Omapaino

Rakenteen omapaino luetaan pysyväksi kuormaksi. Rakenteen omapaino koostuu pääasiassa rakenteen materiaalista ja sen massasta sekä rakenteeseen tuetuista rakenteista.

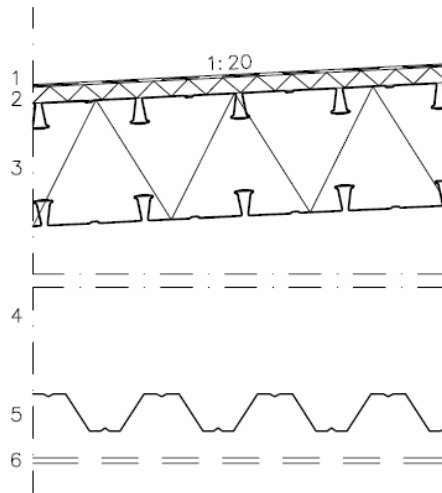
Tarkasteltavan kehän omapaino koostuu pääasiassa pilareista, ristikoista, anturoista, nosturista ja nosturiradasta sekä kattorakenteesta. Kehässä on kaksi erilaista kattorakennetta, YP1 ja YP3.

Pilareiden, ristikoiden, nosturin ja nosturiradan omapaino saadaan Robot Structural Analysis -ohjelmasta.



1	PVC-kate
30 mm	2 Jäykkä mineraalivilla, esim. OL-TOP
230 mm	3 Kattoelementti

Kuva 2. Ohutlevykeskuksen yläpohjarakenne YP1 (Rakennepiirustus RAK 1. Jukka Lanki, Insinööritoimisto TasoPlan Oy.1.4.2014).



	1	PVC-kate
30 mm	2	Jäykkä mineraalivilla, esim. OL-TOP
230 mm	3	Kattoelementti
900–1500 mm	4	Väli-tila
70 mm	5	Poimupelti 70/0,7
	6	Alakatto huoneselityksessä määriteltyihin tiloihin

Kuva 3. Ohutlevykeskuksen yläpohjarakenne YP3 (Rakennepiirustus RAK 1. Jukka Lanki, Insinööritoimisto TasoPlan Oy.1.4.2014).

Rakenteen omanpainon määrittäminen:

PVC-kattoelementti 230 mm

$$\xi_{\text{katto.elem}} := 0.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kantava poimulevy 0,9 mm T130M-75L-930

$$\xi_{\text{Poimulevy}} := 0.114 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kattorakenteen omapaino ilman ristikköä

$$\xi_{\text{YP3}} := \xi_{\text{katto.elem}} + \xi_{\text{Poimulevy}} = 0.214 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

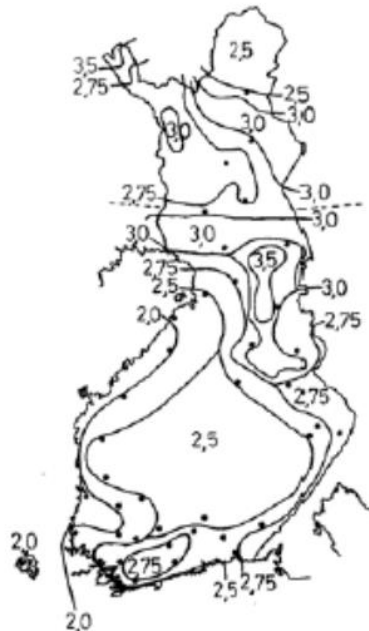
$$\xi_{\text{YP1}} := \xi_{\text{katto.elem}} = 0.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nosturi

$$\xi_{\text{nosturi}} := 38.09 \text{kN}$$

2.1.2 Lumi- ja tuulikuorma

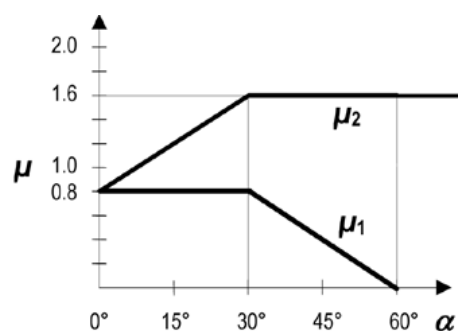
Lumikuorma on muuttuva kiinteä kuorma, joka luokitellaan staattiseksi (RIL 201-1-2011, 90).



Kuva 4. Eurokoodin mukaiset maanpinnan lumikuorman ominaisarvot s_k (RIL 201-1-2011, 92).

Eurokoodeissa annetaan sijainnista riippuva maanpinnan lumikuorman ominaisarvo, joka kerrotaan katon kaltevuuden perusteella määritetyllä muotokertoimella μ_i . Lumikuorma lasketaan kaavalla:

$$q_k = \mu_i * s_k$$



Kuva 5. Lumikuorman muotokertoimet μ_i (RIL 201-1-2011, 95).

Kuvassa 5 esitetyt muotokertoimet ovat voimassa, kun lunta ei estetä liukumasta. Jos räystäällä on lumiaste tai kaide, tulee muotokertoimelle käyttää vähintään arvoa 0,8. (RIL 201-1-2011, 95).

Jos lumella on mahdollisuus kinostua, kuten tilanteissa jossa katolla on korkeuseroja ja seinämäisiä kohtia, lumikuorman muotokertoimet määritellään seuraavilla kaavoilla:

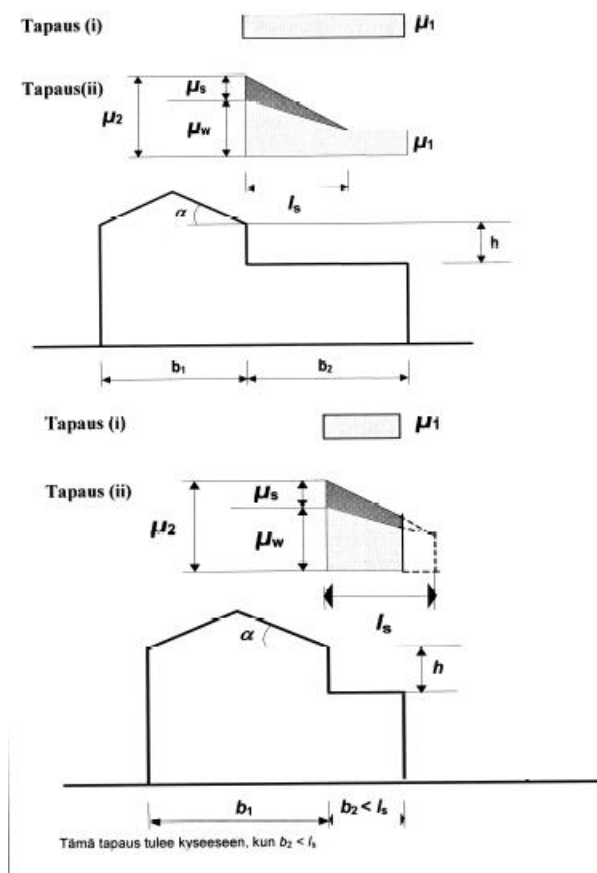
$$\mu_1 := 0.8 \quad \text{jos alempi katto on tasakatto}$$

$$\mu_2 := \mu_s + \mu_w$$

missä

μ_s ylemmältä katolta liukuvan lumen aiheuttama lumikuorma

μ_w tuulesta johtuvan lumikuorman muotokerroin



Kuva 6. Korkeampaa rakennuskohdetta vasten olevien kattojen lumikuorman muotokertoimet (RIL 201-1-2011, 100).

Liukumisesta johtuvan lumikuorman muotokertoimen määrittäminen:

$$\text{kun } \alpha \leq 15^\circ \quad \mu_s := 0$$

kun $\alpha \geq 15^\circ$ μ_s määritellään lisäkuormasta, joka on 50 % ylemmän katon viereisen lappeen lasketusta maksimilumikuormasta, jos katolla ei ole liukuesteit

Tuulesta johtuvan lumikuorman muotokertoimen määrittäminen:

$$\mu_w := \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h} < \gamma \cdot \frac{h}{S_k}$$

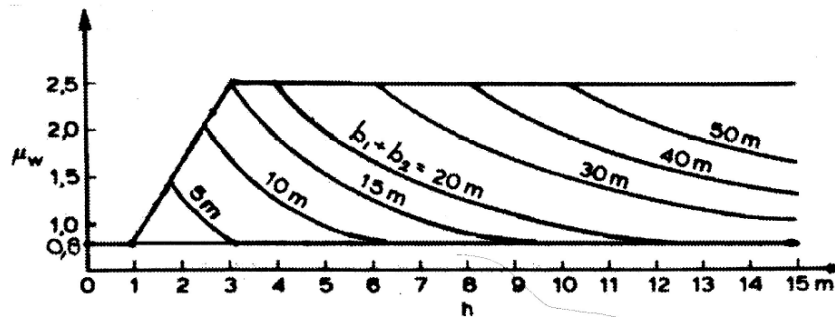
missä

h	kattojen tasoero
b ₁ ja b ₂	rakennusosien pituus
γ	lumen tilavuuspaino 2 kN/m ²
S _k	ominaislumikuorma maassa

Kertoimen μ_w vaihteluväli on:

0.8 ≤ μ _w ≤ 2.5	jos alemman katon pinta-ala ≥ 6 m ²
0.8 ≤ μ _w ≤ 1.5	jos alemman katon pinta-ala = 2 m ²
μ _w := 0.8	jos alemman katon pinta-ala ≤ 1 m ²

Tuulesta johtuvan lumikuorman muotokertoimen voi myös määrittää kuvasta 6, kun S_k = 2,5 kN/m², alempi katto ≥ 6 m².



Kuva 7. Tuulesta johtuvan lumikuorman muotokerroin, kun S_k=2,5 kN/m², alempi katto ≥ 6 m² (RIL 201-1-2011, 101).

Lumen kinostumispuuden määrittäminen:

Kinostumispuudeus $l_s := 2 \cdot h$ kuitenkin $2\text{m} \leq l_s \leq 6\text{m}$

Tarkasteltavalle kehälle tulevan lumikuorman määrittäminen:

Katon kaltevuuden ollessa <15 deg

$$\mu_i := 0.8 \quad C_e := 1 \quad C_t := 1 \quad S_k := 2$$

Lumikuorma maassa Hämeenlinnassa:

$$q_{sk} := \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lumen kinostuminen YP1:

Vieressä olevalta katolta ei liu'u lunta, joten vain tuuli aiheuttaa lisäkinostumista.

Tasoero $h := 4.931\text{m}$ Kinostumispuite $l_s := 2 \cdot h = 9.862\text{m}$

kuitenkin $2\text{m} \leq l_s \leq 6\text{m}$

Tuulesta johtuva lumikuorman muotokerroin

h kattojen tasoero
 b_1 ja b_2 rakennus osien pituus
 γ lumen tilavuuspaino 2 kN/m^3
 S_k ominaislumikuorma maassa

$b_1 := 21.130\text{m}$ $b_2 := 12.230\text{m}$ $\gamma := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $h := 4.931\text{m}$

$$\mu_w := \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h} < \gamma \cdot \frac{h}{S_k}$$

$$\frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h} = 3. \qquad \gamma \cdot \frac{h}{S_k} = 3.$$

kuitenki $0.8 \leq \mu_w \leq 2.5$ jos alemman katon pinta-ala $\geq 6\text{m}^2$

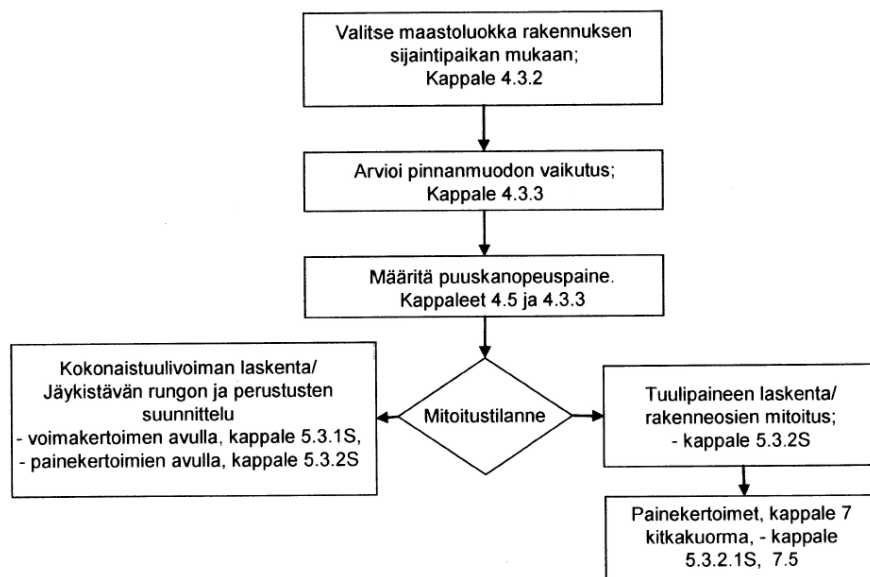
joten $\mu_w := 2.5$

$$q_{sk2} := \mu_w \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 6.2$$

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. (RIL 201-1-2011, 123.)

Tuulikuorma esitetään yksinkertaistettuina paineina ja voimina. Ne luokitellaan muuttuviksi kiinteiksi kuormiksi. Tuulikuormien ominaisarvot määritetään tuulennopeuden ja nopeuspaineen perusarvoista. Perusarvot on määritelty niin, että vuotuinen ylittymistodennäköisyys on 0,02. (RIL 201-1-2011, 123.)

Kokonaistuulivoiman laskentamenetelmät on jaettu mataliin, alle 15 metriä korkeisiin ja korkeisiin rakennuksiin. Nämä menetelmät on säädettyjä yksinkertaistuksia eurokoodin mukaisesta menetelmästä. (RIL 201-1-2011, 123.)



Kuva 8. Kulkukaavio tuulivoiman laskentaa varten (RIL 201-1-2011, 124).

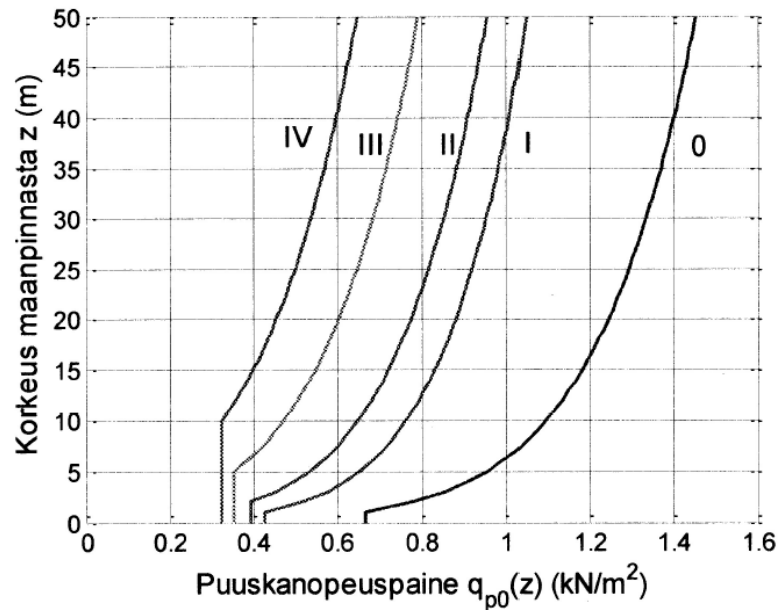
Tuulen voimakkuus riippuu ympäröivästä maastosta. Eurokoodissa on viisi eri maastoluokkaa, 0–IV. Jos rakennus on muutoskohdan lähellä, käytetään sileämmän maastoluokan arvoja tietyin reunaehdoin. (RIL 201-1-2011, 126.)



Kuva 9. Maastoluokat (RIL 201-1-2011, 127).

Maaston pinnanmuodoilla on myös vaikutusta tuulen nopeuspaineeseen, mitä ei huomioida maastoluokissa. Tämän takia tuulen nopeuspainetta täytyy lisätä, jos rakennus on mäellä tai harjanteella. Nopeuspainetta lisätään kertoimella, joka riippuu mäen tai harjanteen kaltevuudesta ja rakennuspaikasta. (RIL 201-1-2011, 129.)

Maaston ollessa tasainen voidaan tuulen nopeuspaine määrittää modifioimattoman perusarvon avulla. Laskennan lähtökohtana on tuulen nopeuspaineen ominaisarvo, joka on esitetty korkeuden funktiona kuvassa 10. (RIL 201-1-2011, 132.)



Kuva 10. Nopeuspaineen ominaisarvo eri maastoluokissa tasaisessa maastossa (RIL 201-1-2011, 132).

Kun rakennuksen korkeus on pienempi kuin sen leveys ja kun käytetään kaikissa korkeusasemissa harjalla vallitsevaa arvoa, rakennukseen kohdistuva kokonaisvoima voidaan laskea seuraavalla lausekkeella (RIL 201-1-2011, 136):

$$F_w := C_s \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_p(h) \cdot A_{ref}$$

missä

F_w kokonaistuulivoima (kN)

$C_s \cdot C_d$ rakennekerroin, matalilla rakennuksilla voidaan käyttää arvoa =1,0

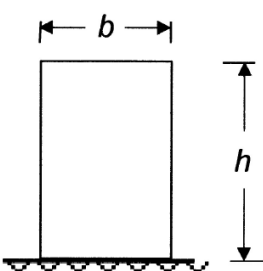
C_f voimakerroin

$q_p(h)$ maaston pinnan muodon mukaan modifioitu nopeuspaine, joka määritetään rakennuksen harjan korkeudella eli $Z = H$

A_{ref} tuulikuorman vaikutusala $A_{ref} := b \cdot h$
missä b on rakennuksen leveys tuulen näkemänä

Rakennuksen pohjan ollessa teräväsärmäinen suorakaide saadaan voimakerroin määriteltyä hoikkuusluvun avulla taulukosta 1. Hoikkuusluvun ja sivusuhteen avulla saadaan taulukosta 2 määritettyä voimakertoimen arvo. (RIL 201-1-2011, 136–137.)

Taulukko 1. Tehollinen hoikkuus suorakulmaisen poikkileikkauksen omaaville matalille ja korkeille rakennuksille (RIL 201-1-2011, 136).

Rakenteen mittasuhteet, tuuli kohtisuoraan tasoa vasten	Tehollinen hoikkuus λ
	kun $h < 15$ m, $\lambda = 2 h/b$ kun $h \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 h/b$ Välialueella 15 m $< h < 50$ m sovelletaan interpolointia. Huom: Tämä ohje ei koske hyvin hoikkia rakennuksia, joille $\lambda > 10$.

Taulukko 2. Sivusuhteesta ja hoikkuudesta riippuvat voimakertoimien arvot (RIL 201-1-2011, 137).

λ	Sivusuhte d/b								
	0,1	0,2	0,5	0,7	1	2	5	10	50
≤ 1	1,2	1,2	1,37	1,44	1,28	0,99	0,60	0,54	0,54
3	1,29	1,29	1,48	1,55	1,38	1,07	0,65	0,58	0,58
10	1,40	1,40	1,60	1,68	1,49	1,15	0,70	0,63	0,63

Tarkasteltavan kehän tuulikuorman määrittäminen:

Rakennus kuuluu maastoluokkaan 3.

Rakennuksen mitat $d := 33.480\text{m}$ $b := 48.740\text{m}$ $h := 10.68\text{m}$

$$\text{Sivusuhte} \quad \frac{d}{b} = 0.687$$

Nopeuspaineen ominaisarvo

$$q_p := 0.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad C_s := 1 \quad C_d := 1$$

Koko rakennuksen voimakerroin

Kun rakennuksen korkeus on alle 15 m

$$\text{Tehollinen hoikkuus} \quad \lambda := 2 \cdot \frac{h}{b} = 0.438 \quad \text{jolloin} \quad C_f := 1.44$$

$$q_{wk} := C_s \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_p = 0.691 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.1.3 Hyötykuorma

Hyötykuormat ovat muuttuvia, liikkuvia kuormia. Jos samaan aikaan esiintyy eri luokkiin kuuluvia kuormia, niistä otetaan huomioon määräävä kuormitustapa. Suunniteltaessa hyötykuorma tulee sijoittaa siten, että sillä on epädullisin vaikutus. (RIL 201-1-2011, 59–61.)

Tutkittavan kehän kannalta ainut hyötykuorma on nosturista johtuva hyötykuorma.

2.2 Materiaalit

Työssä käydään läpi tarkasteltavan kehän kantokyvyn kannalta tärkeät materiaalit. Näitä ovat anturan ja pilasterin betoni sekä niiden raudoitus, teräspilarit ja kattoristikot teräsosineen.

2.2.1 Betoni

Paaluanturoissa on käytetty K35-2-XC2-100V-betonia. Eurokoodin mukainen vastaava betoni on C30/37-2-XC2-100V. Käytettävän betonin kuu- tiolujuus on 35 MPa, ja se kuuluu vaativuusluokkaan kaksi.

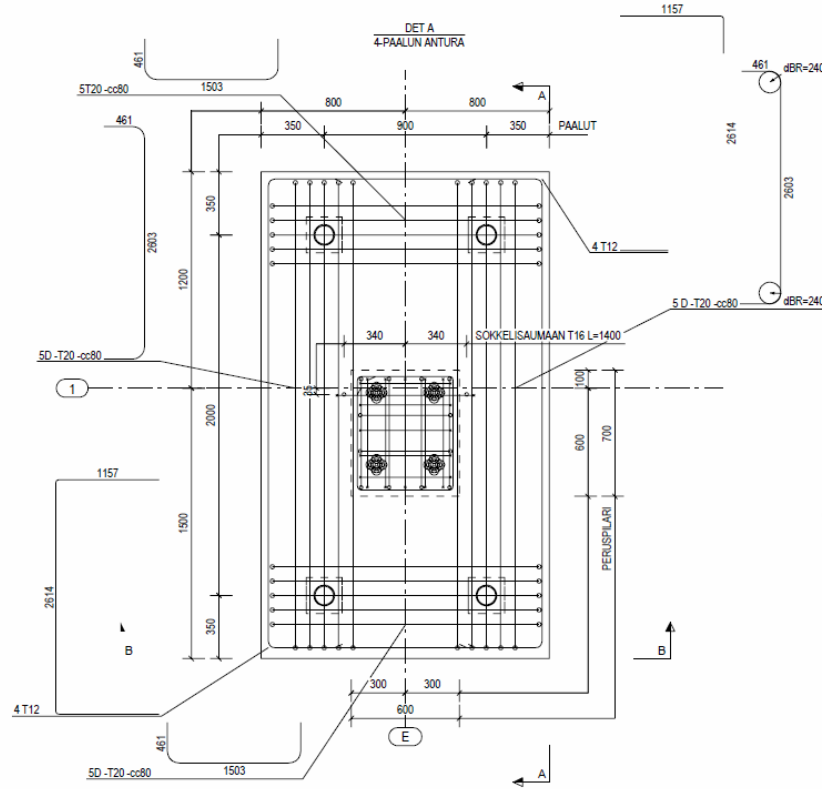
Betonin säilyvyydelle on asetettu XC2-rasitusluokka ja 100 vuoden käyttöikä. Rasitusluokka XC2 tarkoittaa rakennetta, joka on märkä tai harvoin kuiva. Esimerkiksi tähän rasitusluokkaan kuuluvat sellaiset betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa, kuten perustukset.

Teräksiä suojaavan betonipeitteen nimellisarvo on 35 mm ja asennustoleranssi +/-10 mm.

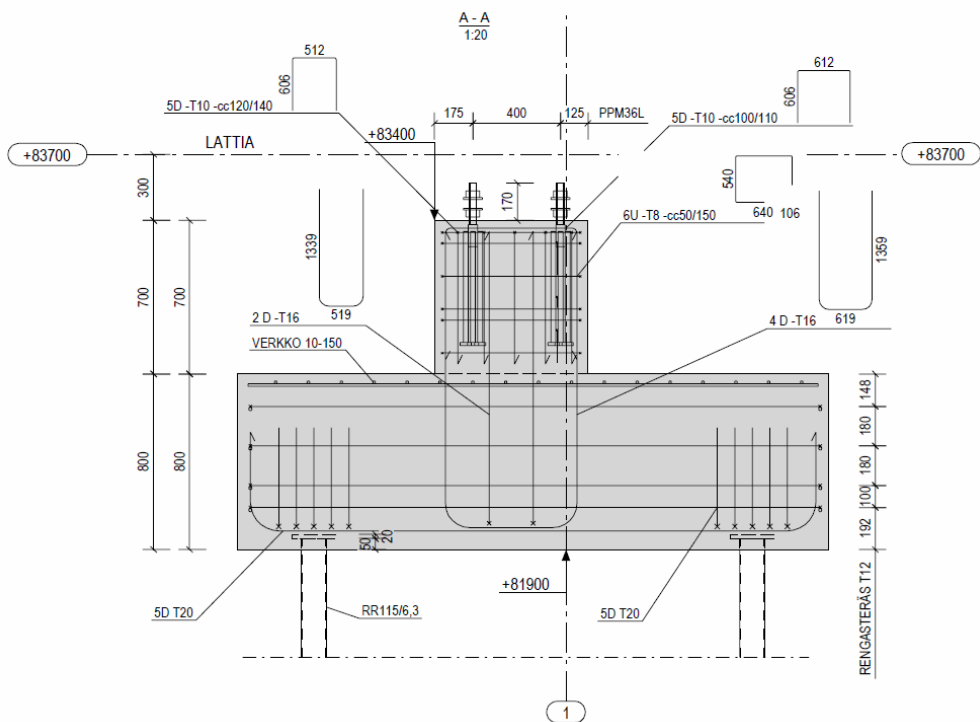
2.2.2 Raudoitus

Paaluanturoiden ja pilastereiden raudoituksena on käytetty betoniteräsluokkia A500HW ja B500K. Vastaavat eurokoodin mukaiset luokat ovat B500B ja B500A.

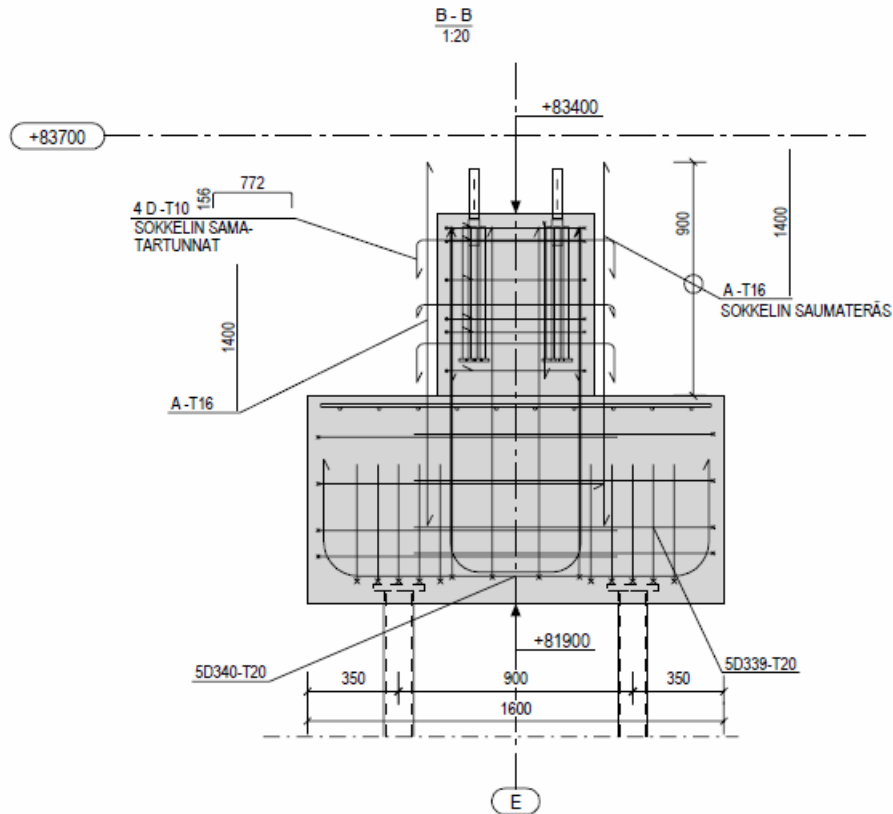
A500HW tarkoittaa sellaista hitsattavaa kuumavalssattua harjatankoa, jonka myötölujuuden ominaisarvo on 500 MPa. B500K tarkoittaa kylmämuokattua harjatankoa, jonka myötölujuuden ominaisarvo on 500 MPa.



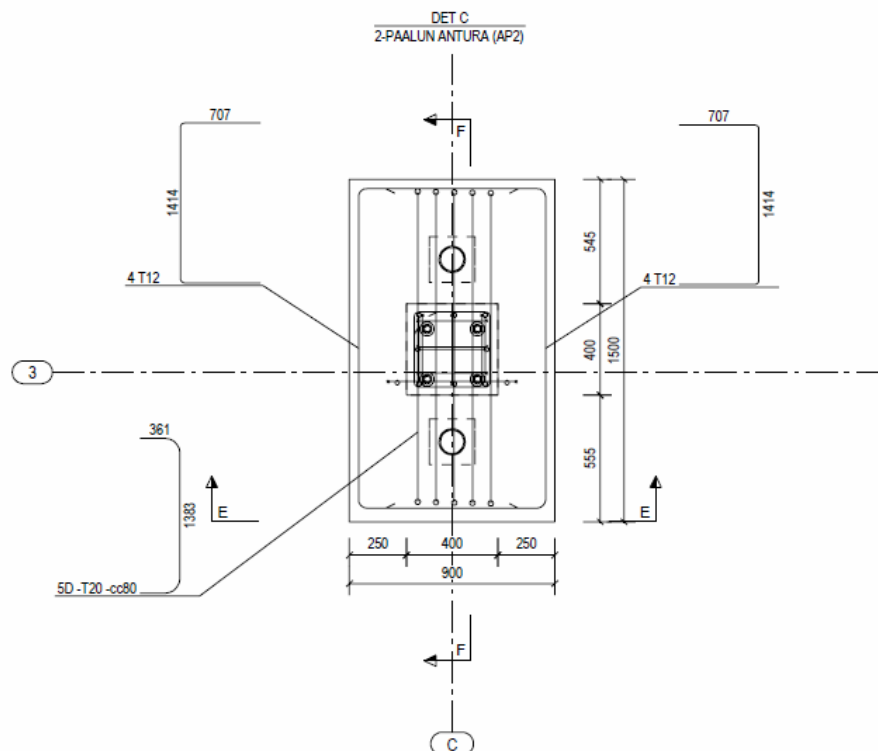
Kuva 11. Moduulilinjolla 1 ja 2 olevien anturoiden raudoitus (Rakennepiirustus RAK 7. Pasi Reijomaa, Insinööritoimisto TasoPlan Oy. 1.4.2014).



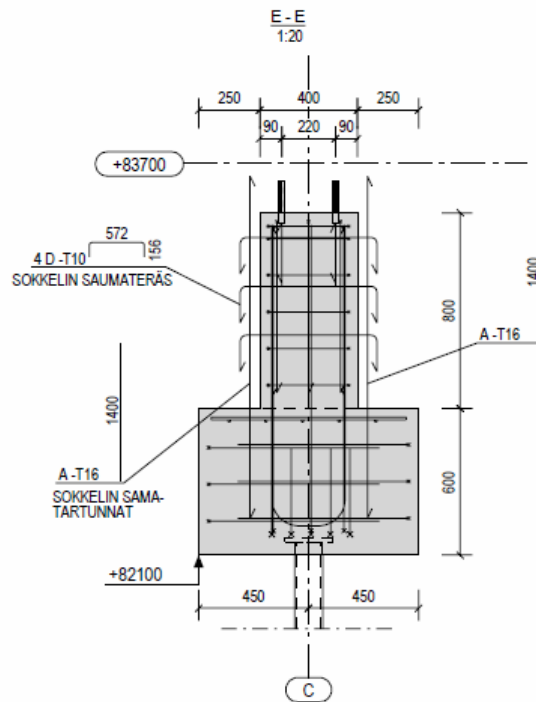
Kuva 12. Moduulilinjolla 1 ja 2 olevien anturoiden leikkaus A-A (Rakennepiirustus RAK 7. Pasi Reijomaa, Insinööritoimisto TasoPlan Oy. 1.4.2014).



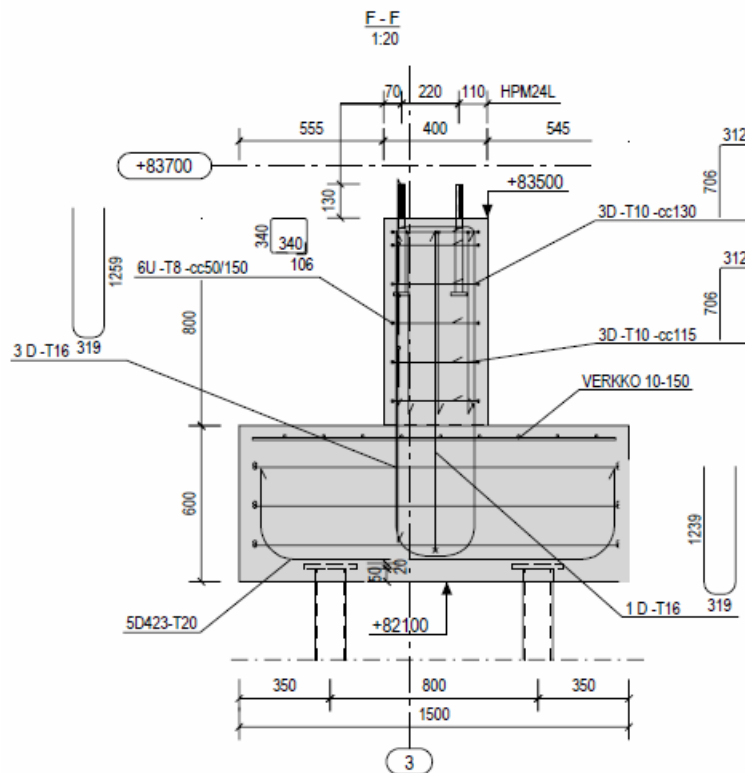
Kuva 13. Moduulilinjoilla 1 ja 2 olevien anturoiden leikkaus B-B (Rakennepiirustus RAK 7. Pasi Reijomaa, Insinööritoimisto TasoPlan Oy. 1.4.2014).



Kuva 14. Moduulilinjalla 3 olevien anturoiden raudoitus (Rakennepiirustus RAK 7. Pasi Reijomaa, Insinööritoimisto TasoPlan Oy. 1.4.2014).



Kuva 15. Moduulijonalla 3 olevien anturoiden leikkaus E-E (Rakennepiirustus RAK 7. Pasi Reijomaa, Insinööritoimisto TasoPlan Oy. 1.4.2014).



Kuva 16. Moduulijonalla 3 olevien anturoiden leikkaus F-F (Rakennepiirustus RAK 7. Pasi Reijomaa, Insinööritoimisto TasoPlan Oy. 1.4.2014).

2.2.3 Teräs

Tarkasteltavassa kehässä on käytetty seuraavia teräksiä:

- putkipalkit S355J2H
- lattateräkset S355J2
- peruspultit PPM36L ja HPM24L
- pultit M20

Sisäpuolisten teräsrakenteiden rasitusluokka on C1.

2.3 Varmuuskertoimet

Rakenteiden kokonaisvarmuus on monen tekijän summa. Kokonaisvarmuus koostuu kuormien ja kuormitusyhdistelmien osavarmuuskertoimista, materiaalin varmuuskertoimista ja seuraamusluokista.

2.3.1 Kuormien ja kuormitusyhdistelmien osavarmuuskertoimet

Muuttuvan kuorman arvo on muotoa $F_k = \psi Q$, jossa ψ on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin. Yhdistelykertoimia on kolme, ψ_0 , ψ_1 ja ψ_2 , ja niitä käytetään eri tilanteissa. (RIL 201-1-2011, 30.)

Taulukko 3. Suomen kansallisen liitteen mukaiset yhdistelykertoimet rakennuksille (RIL 201-1-2011, 36).

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30 kN < ajoneuvon paino ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso EN 1991-1-3)*, kun			
$s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma (jään painosta johtuva)**)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

2.3.2 Materiaalin varmuuskertoimet

Betonin osavarmuuskertoimet riippuvat mitoitusilanteesta.

Taulukko 4. Murtorajatilojen materiaaliosavarmuusluvut (SFS-EN 1992-1-1 + AC:2007, 26).

Mitoitusilanteet	betonin γ_c	betoniteräksen γ_s	jänneteräksen γ_s
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15
Onnettomuus	1,2	1	1

Rakenteiden suunnittelussa käytettävät teräsrakenteiden osavarmuusluvut:

- Poikkileikkausten kestävyys poikkileikkausluokasta riippumatta $\gamma_{M0} = 1$
- Sauvojen kestävyys stabiiliuden suhteen, kun laskelmat tehdään sauvan tarkastuksena $\gamma_{M1} = 1$
- Poikkileikkausten kestävyys vetomurtumisen suhteen $\gamma_{M2} = 1,25$

(SFS-EN 1993-1-1:2006, 48.)

2.3.3 Seuraamusluokat

Seuraamusluokat jaetaan kolmeen luokkaan, jotka määräytyvät mahdollisen vahingon suuruudesta. Vahinkoihin luetaan ihmishenkien menetykset, taloudelliset menetykset, sosiaaliset ja ympäristövahingot. Mitä suurempi vahinko on mahdollinen, sitä suurempi seuraamusluokka ja kuormakerroin.

Taulukko 5. Seuraamusluokat ja luotettavuusluokat (RIL 201-1-2011, 24).

Seuraamusluokan (CC) kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä	Luotettavuusluokka/ kuormakerroin K_{FI}
CC3 Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä, kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näytelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esim. suuret mastot ja tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä.	RC3 $K_{FI} = 1,1$
CC2 Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.	RC2 $K_{FI} = 1,0$
CC1 Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esim. varastot. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa, kuten - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana - standardin EN 1993-1-3:n rakenneluokien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet - standardin EN 1993-1-3:n rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille ³⁾ .	RC1 $K_{FI} = 0,9$

3 KEHÄN ANALYYSI

3.1 Rakenneanalyysi

Rakenneanalyysin tarkkuus riippuu rakennemallien tarkkuuksista ja käytetyistä analyysimenetelmistä. Rakenteen erilaiset osat tulee mallintaa riittäväällä tarkkuudella, jotta ne vastaavat mahdollisimman hyvin tarkasteltavaa rakennetta.

3.1.1 Rakenteen mallinnus ja perusoletukset

Analyysin täytyy perustua rakennemalleihin, jotka ovat sopivia kyseiseen käyttötarkoitukseen tarkasteltavassa rajatilassa. Rakennemallin ja laskelmien perusoletusten täytyy kuvata riittävästi rakenteellista käyttäytymistä sopivalla tarkkuudella tarkasteltavassa rajatilassa. Lisäksi niiden tulee ku-

vata poikkileikkausten, sauvojen, liitosten ja tukien oletettavaa käyttäytymistä. Suunnitteluoletusten täytyy olla yhteensopivia käytetyn analyysimenetelmän kanssa. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 29.)

3.1.2 Liitosten mallinnus

Liitosten käyttäytymisen vaikutus analyysissä huomioidaan kolmella liitoksen toimintamallilla (SFS-EN 1993-1-1:2006, 29):

- nivelliitos, jolloin voidaan olettaa, että liitos ei siirrä taivutusmomenteja
- jäykkä liitos, jolloin voidaan olettaa, että liitoksen käyttäytyminen ei vaikuta rakenneanalyyysiin
- osittain jäykkä liitos, jolloin liitoksen käyttäytyminen otetaan huomioon rakenneanalyyysissä.

Tarkasteltavan kehän pilareiden alapään liitokset mallinnettiin jäykkinä liitoksina ja yläpään liitokset ala- ja yläpaarteisiin nivelellisillä liitoksilla. Ala- ja yläpaarteen liitokset epäkeskisyyselementteihin mallinnettiin jäykkinä liitoksina. Epäkeskisyyselementtien liitokset uumasauvoihin mallinnettiin nivelellisillä liitoksilla.

3.1.3 Rakenteen ja maan välinen vuorovaikutus

Tukien muodonmuutosominaisuudet huomioidaan, jos niiden vaikutus on merkittävä. Tässä opinnäytetyössä ei tarkastella rakenteen ja maan välistä vuorovaikutusta. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 30.)

3.2 Kokonaistarkastelu

Kokonaistarkastelussa rakennetta tarkastellaan kokonaisuutena, sekä pienempinä osina. Kokonaistarkastelussa tulee huomioida rakenteen siirtymätilan vaikutukset sekä kehän stabiilius. Nämä tulee huomioida, koska siirtymätilan vaikutukset voivat oleellisesti muuttaa rakenteen käyttäytymistä ja johtaa stabiiliuden menetykseen.

3.2.1 Rakenteen siirtymätilan vaikutukset

Rakenteen sisäiset voimat ja momentit voidaan määrittää ensimmäisen kertaluvun teorian mukaan käyttäen rakenteen alkuperäistä geometriaa tai toisen kertaluvun teorian mukaan huomioimalla rakenteen muodonmuutosten vaikutukset. Toisen kertaluvun vaikutukset huomioidaan, jos niiden aiheuttamat rasitukset muuttavat merkittävästi rakenteen käyttäytymistä. Ensimmäisen kertaluvun teoriaa voidaan käyttää, jos siirtymien aiheuttamat voimien ja rasitusten muutokset verrattuna ensimmäisen kertaluvun teorian arvoihin ovat riittävän pieniä. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 30–31.)

Rakenteen siirtymätilojen vaikutukset tarkasteltavalle kehälle päädyttiin tekemään toisen kertaluvun teorian mukaisesti.

3.2.2 Kehän stabiilius

Rakenteen muodonmuutokset huomioiden kehän tai sen osien stabiilius tarkastetaan huomioimalla epätarkkuudet ja toisen kertaluvun vaikutukset. Epätarkkuudet ja toisen kertaluvun vaikutukset voidaan huomioida ottamalla molemmat huomioon kokonaistarkastelussa, ottamalla ne osittain huomioon kokonaistarkastelussa tai ottamalla ne huomioon osittain yksittäisten rakenneosien tarkastelussa kehän tyyppin ja kokonaistarkastelun mukaan. Yksittäisten rakenneosien tarkastelussa tulee huomioida tarkoituksenmukaiset nurjahduspituudet. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 31–32.)

Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan myös huomioida käyttämällä vaihteittaisia tai iteratiivisia menetelmiä. Tarkoituksenmukaisilla suurennustekijöillä voidaan tehdä ensimmäisen kertaluvun mukainen analyysi kehille, joissa ensimmäinen nurjahdusmuoto on määräävä. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 31–32.)

Kun yksittäisten sauvojen toisen kertaluvun vaikutukset ja sauvojen epätarkkuudet huomioidaan kokonaisuudessaan kokonaistarkastelussa, eurokoodin kohdan 6.3 mukaisia yksittäisten sauvojen stabiiliustarkasteluja ei tarvitse suorittaa. Jos näitä ei huomioida kokonaan kokonaistarkastelussa, yksittäisten sauvojen stabiiliustarkastelu tulee suorittaa eurokoodin kohdan 6.3 mukaisesti huomioiden kokonaistarkastelussa huomioimattomat asiat. Tällöin käytetään kokonaistarkastelun mukaisia sauvan pään momentteja ja voimia, joihin sisältyvät kokonaisvaikutukset ja globaalien epätarkkuuksien vaikutukset tarvittaessa. Tällöin systeempituksia käytetään nurjahduspituuksina laskelmissa. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 32–33.)

Jos kehän stabiilius lasketaan käyttämällä eurokoodin kohdan 6.3 mukaista ekvivalentin pilarin menetelmää, nurjahduspituudet määritetään rakenteen kokonaisnurjahdusmuodon mukaan, jossa huomioidaan sauvojen ja liitosten jäykkyys, plastisten nivelten muodostuminen sekä aksiaalisten voimien jakaantuminen mitoituskuormien vaikuttaessa. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 33.)

3.3 Epätarkkuudet

Rakenteissa on aina pientä epätarkkuutta, jotka usein kasvattavat rakenteiden kuormituksia ja aiheuttavat mahdollisesti ongelmia rakenteiden yhteensovittamisessa. Tämän takia epätarkkuudet tulee ottaa huomioon riittävällä tarkkuudella.

3.3.1 Perusteet

Rakennelaskelmissa huomioidaan tarkoituksellisesti kuormittamattoman rakenteen epätarkkuuksien vaikutukset, alkujännitykset ja geometriset epätarkkuudet, joita ovat poikkeama pystysuoruudessa, suoruudessa, tasaisuudessa tai yhteensopivuudessa sekä liitosten epäkeskeisyydet. Laskelmissa käytetään ekvivalenteja geometrisia epätarkkuuksia, joissa huomioidaan kaikäntyyppisten epätarkkuuksien mahdolliset vaikutukset. Huo-

mioitavat epätarkkuudet ovat rakenteen ja jäykistysjärjestelmien globaalit epätarkkuudet sekä sauvojen paikalliset epätarkkuudet. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 33.)

3.3.2 Epätarkkuudet kehien kokonaisanalyysissä

Gloaalien ja paikallisten epätarkkuuksien oletettu muoto voidaan johtaa rakenteen kimmoteorian mukaisesta nurjahdusmuodosta tarkasteltavassa nurjahdustasossa. Symmetrinen ja epäsymmetrinen nurjahdusmuoto otetaan huomioon laskettaessa tasossa ja tasoa vastaan kohtisuorassa tapahtuvaa nurjahdusta. Kestävyyttä laskettaessa käytetään aina epäedullisinta suuntaa ja muotoa. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 33.)

Sivusiirtyvien kehien sauvojen nurjahduksessa epätarkkuuksien vaikutukset huomioidaan kehän rakenneanalyysissä käyttämällä alkusivusiirtymän muodossa olevaa ekvivalenttia sivusiirtymää ja yksittäisten sauvojen alkukaarevuuden muodossa olevia epätarkkuuksia. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 33.)

Epätarkkuudet lasketaan seuraavasti:

globaalit alkusivusiirtymät

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

missä ϕ_0 on perusarvo: $\phi := \frac{1}{200}$

α_h on pilareihin sovellettava korkeuden h pienennystekijä:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{mutta} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

h on rakenteen korkeus metreinä

α_m on pienennystekijä, joka ottaa huomioon rivissä olevien pilarien lukumäärän:

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m on niiden rivissä olevien pilarien lukumäärä, joiden kantama pystysyntyinen kuorma NEd on vähintään 50 % tarkasteltavassa pystysuuntaisessa tasossa olevan pilarin keskimääräisestä kuormasta

sauvojen paikallinen suhteellinen alkuepätarkkuus alkukaarevuuden muodossa taivutusnurjahdusta varten on:

$$\frac{e_0}{L}$$

missä L on sauvan pituus

Tarkasteltavaan keuhän tulevat globaalit epätarkkuudet:

Globaalit alkusivusiirtymät

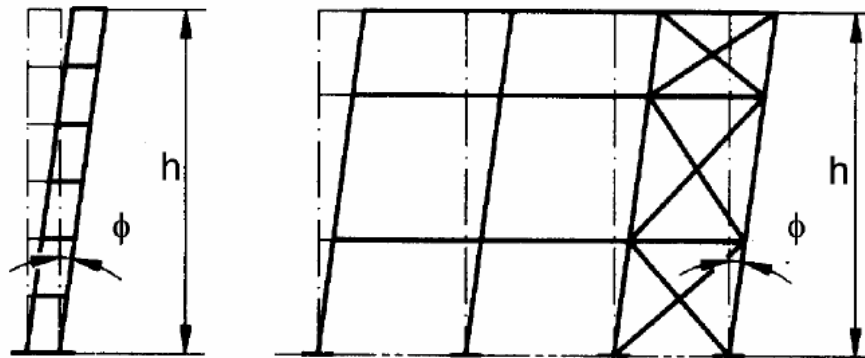
$$\Phi_0 := \frac{1}{200} \quad h := 10.512 \quad m := 2$$

$$\alpha_h := \frac{2}{\sqrt{h}} = 0.617 \quad \text{mutta} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\alpha_h := \frac{2}{3}$$

$$\alpha_m := \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$$\Phi := \Phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 2.887 \times 10^{-3}$$



Kuva 17. Ekvivalentit sivusiirtymät (SFS-EN 1993-1-1:2006, 34).

Taulukko 6. Paikallisen alkukaarevuuden muodossa olevan alkuepätarkkuuden e_0 mitoitusarvot (SFS-EN 1993-1-1:2006, 34).

Taulukko 6.1 mukainen nurjahduskäyrä	Kimmenteorian mukainen analyysi	Plastisuusteorian mukainen analyysi
	e_0/L	e_0/L
a_0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

3.3.3 Sauvojen epätarkkuudet

Sauvojen paikallisen alkukaarevuuden muodossa olevat alkuepätkkyyksien vaikutukset sisältyvät nurjahduskäyriin. Jos käytetään toisen kertaluvun teoriaa, epätarkkuus huomioidaan eurokoodin kohtien 5.2 ja 5.3 mukaisesti (SFS-EN 1993-1-1:2006, 40).

3.4 Analyysimenetelmät

Tarkasteltavalle rakenteelle on valittava aina sopiva analyysimenetelmä. Analyysi menetelmä riippuu käytettävistä rakenteista, koska jokaiselle rakenteelle ei sovi sama analyysimenetelmä. Analyysimenetelmiä ovat kimmoteorian ja plastisuusteorian mukaiset kokonaistarkastelut.

3.4.1 Yleistä

Sisäiset voimat ja momentit voidaan laskea joko kimmoteorian tai plastisuusteorian kokonaistarkastelun mukaisesti. Kimmoteorian mukainen kokonaistarkastelu soveltuu kaikkiin tapauksiin. Plastisuusteorian kokonaistarkastelua voidaan käyttää, jos rakenteen sauvoilla ja liitoksilla on riittävä kiertymiskyky plastisten nivelten kohdilla. Plastisen nivelen syntyminen aiheuttaa vaatimuksen sauvan poikkileikkaukselle. Poikkileikkauksen tulee olla kaksoissymmetrinen tai yhden akselin suhteen symmetrinen siinä tasossa, jossa plastisen nivelen kiertyminen tapahtuu. Lisäksi poikkileikkauksen tulee täyttää eurokoodin kohdan 5.6 vaatimukset. Eurokoodissa EN 1993-1-8 on esitetty vaatimukset plastisen nivelen syntymisestä liitokseen. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 41.)

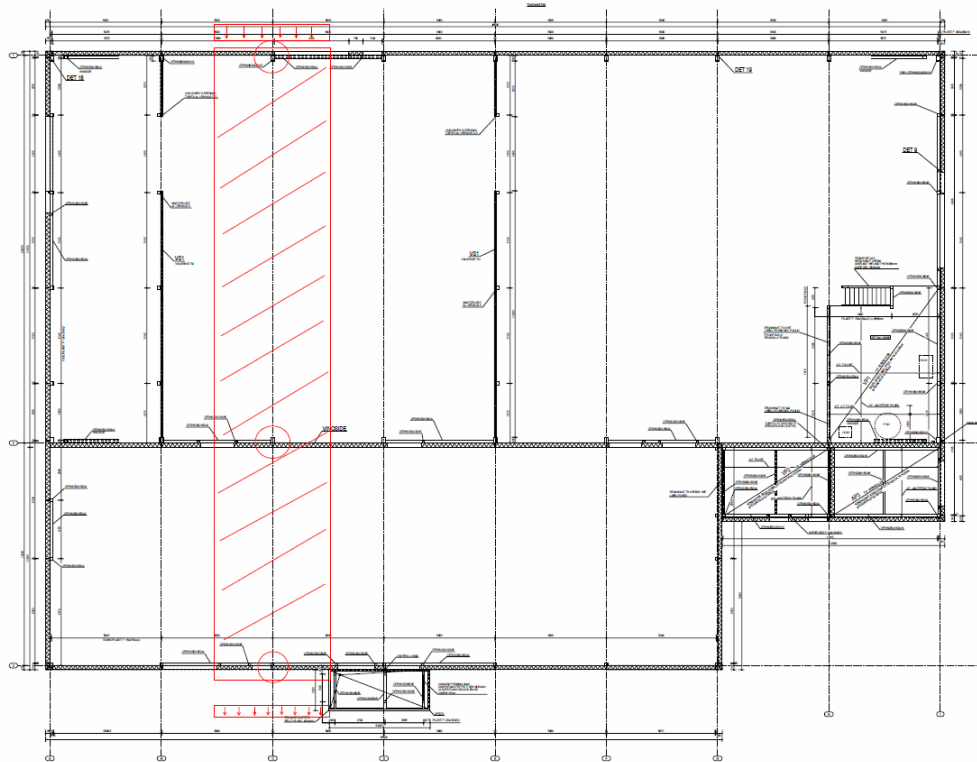
3.4.2 Kimmoteorian mukainen kokonaistarkastelu

Kimmoteorian mukaisen kokonaistarkastelun perusoletuksena on, että materiaalin jännitys-venymäkäyttäytyminen on lineaarinen riippumatta jännitustasosta. Vaikka poikkileikkausten kestävyys laskettaisiin plastisuusteorian mukaisesti, sisäiset voimat ja momentit voidaan laskea kimmoteorian mukaisen kokonaistarkastelun mukaisesti. (SFS-EN 1993-1-1:2006, 41.)

Tarkasteltavaan kehään tehtiin kimmoteorian mukainen kokonaistarkastelu.

3.5 Kehälle tulevat kuormat

Kehälle tulevat kuormat koostuvat rakenteiden omista painoista, lumi-kuormasta sekä tuulen paineesta ja imusta. Tarkasteltava kehä kerää kuormia 6 m:n levyiseltä alueelta.



Kuva 18. Ohutlevykeskuksen runkopiirustus, jossa on esitetty kuormaa keräävä alue (Rakennepiirustus RAK 5. Pasi Reijomaa, Insinööritoimisto TasoPlan Oy. 1.4.2014).

3.5.1 Murtorajatila

Eri murtorajatiloja on kuusi erilaista, joista tarkastellaan (STR) murtorajatilaa. Kyseisessä murtorajatilassa tarkastellaan rakenteen tai rakenneosien sisäistä vaurioitumista ja liian suuria siirtymätiloja silloin, kun rakennusmateriaalien lujuus on määräävä. (RIL 201-1-2011; 2011, 35.)

Mitoitusehto on $E_d \leq R_d$, jossa rakenteille tulevien voimasuureiden tulee olla pienemmät kuin vastaavat rakenteiden kestävyysmitoitussarvot (RIL 201-1-2011; 2011, 35).

STR:

$$1,15K_{FI}G + 1,5K_{FI}Q_1 + 1,5K_{FI}(\psi_0Q_2 + \psi_0Q_3), \quad \text{kuitenkin vähintään } 1,35K_{FI}G, \text{ jossa}$$

G = pysyvä kuorma

Q_1 = määräävä muuttuva kuorma

Q_2 = muuttuva kuorma 2

Q_3 = muuttuva kuorma 3

Jos pysyvien kuormien vaikutus on edullinen, käytetään kaavaa

$$0,9K_{FI}G + 1,5K_{FI}Q_1 + 1,5K_{FI}(\psi_0Q_2 + \psi_0Q_3), \quad \text{kuitenkin vähintään } 0,9K_{FI}G$$

3.5.2 Käyttörajatila

Huomioitavia käyttörajatiloja ovat siirtymät, värähtelyt ja vauriot. Siirtymät voivat aiheuttaa muutoksia ulkonäköön, käyttäjien mukavuuteen sekä rakenteiden ja laitteiden toimivuuteen. Siirtymät voivat aiheuttaa myös vaurioita pinnoitteille ja ei-kantaville rakenteille. Värähtelevät rakenteet saavat ihmiset tuntemaan olonsa epämukavaksi, ja ne voivat rajoittaa rakenteen käyttökelpoisuutta. Vauriot vaikuttavat todennäköisesti ulkonäköön sekä rakenteen säilymiseen ja toimivuuteen. (RIL 201-1-2011, 40.)

Mitoitusehto on $E_d \leq C_d$, jossa käyttökelpoisuus kiteereissä määriteltyjen kuormien vaikutusten mitoitusarvon tulee olla pienempi kuin käyttökelpoisuus kiteerien mukainen rajoittava mitoitusarvo (RIL 201-1-2011, 40).

Käyttökelpoisuus kiteereihin kuuluvat rakenteen jäykkyys ja rakenteiden keskinäisiin sijainteihin liittyvät kiteerit, ja ne määritellään hankekohtaisesti. Taipumat ja vaakasiirtymät lasketaan tarkoituksen mukaisia kuormitusyhdistelmiä ja käyttökelpoisuus määritelmiä huomioiden (RIL 201-1-2011, 40).

Tavallinen kuormitusyhdistelmä:

$$G + Q_1 + \psi_0 Q_2 + \psi_0 Q_3$$

Tätä yhdistelmää käytetään palautuville rajatiloille, joissa kuorman poistussa muodonmuutokset palautuvat (RIL 201-1-2011, 40).

3.5.3 Tarkasteltavat kuormitusyhdistelmät

Kesä: rakenteiden omapaino + 100 %:n tuulikuorma

$$1,15K_{FI}G + 1,5K_{FI}Q_W + 1,5K_{FI}Q_{nosturi},$$

Kevät: rakenteiden omapaino + 100 %:n tuulikuorma + 70 %:n lumikuorma

$$1,15K_{FI}G + 1,5K_{FI}Q_W + 1,5K_{FI}(0,7Q_S + 1,0Q_{nosturi}),$$

Talvi: rakenteiden omapaino + 100 %:n lumikuorma + 60 %:n tuulikuorma

$$1,15K_{FI}G + 1,5K_{FI}Q_S + 1,5K_{FI}(0,6Q_W + 1,0Q_{nosturi}),$$

3.6 Kehän rakennemalli

Tarkasteltava kehä koostuu kolmesta mastopilarista ja kahdesta teräsristikosta. Pilareiden alapään liitokset mallinnetaan jäykkinä liitoksina ja yläpään liitokset nivelellisinä. Ristikoiden ylä- ja alapäärre mallinnetaan jatkuvana, ja uumasauvojen ja paarteiden liitoskohtiin mallinnetaan epäkes-

kisyselementti, joka välittää epäkeskisyydestä johtuvat sauvanpäämomentit parresauvoille. Uumasauvat on mallinnettu olevan päistään kiinni epäkeskisyyselementeissä nivelellisin liitoksin.

3.6.1 Ristikoiden rakennemallit

RHS-ristikoiden elastinen analyysi suoritetaan yleensä olettamalla, että kaikki sauvat ovat toisissaan kiinni nivelellisin liitoksin. Silloin liitospisteiden epäkeskisyys painopisteakselilta pitää olla tiettyjen raja-arvojen sisällä $e \leq 0.25h_0$. Kyseiset epäkeskisyydet aiheuttavat taivutusmomenttia, joka pitää huomioida käytettäessä nivelliitosanalyysiä parresauvoissa. Momentti huomioidaan jakamalla se liitoskohdassa molemmille puolille parresauvojen jäykkyyksien suhteessa. (Packer, Wardenier, Zhao, van der Vegte & Kurobane 2009, 21.)

Jos epäkeskisyyden raja-arvon ylittää, sillä voi olla haitallinen vaikutus liitoksen kestävyysasteeseen, jolloin epäkeskisyydestä johtuva momentti pitää jakaa liitoksen sauvojen kesken. Jos momentti jaetaan uumasauvoille, tulee liitoksen kapasiteetti tarkistaa jokaisen uumasauvan normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutukselle. (Packer ym. 2009, 22.)

Jäykän kehän analyysiä ei suositella useimman tasomaisen, kolmioidun ja yhden paarteen suoraan hitsattuihin ristikoihin, koska sillä on tapana liioitella uumasauvojen momenteja ja normaalivoimien jakaantuminen on silti samanlainen kuin nivelliitosanalyysissä. (Packer ym. 2009, 22.)

Sauvojen liitoskohtien väliin kohdistuvista kuormituksista johtuvat momentit tulee aina huomioida paarteen mitoituksessa. (Packer ym. 2009, 22.)

Tietokoneohjelmia käytetään usein ristikoiden analyysissä, jolloin paarteet voidaan mallintaa jatkuvina ja uumasauvojen kiinnitys nivelellisinä liitoksina, jotka ovat tietyllä epäkeskisyydellä parresauvojen painopisteakselilta. Silloin uumasauvojen ja paarteen väliin mallinnetaan erittäin jäykkä linkki. Tämän tavan etuna on, että taivutusmomentit saadaan valmiiksi jaettuina ristikolle niitä tapauksia varten, joissa ne joudutaan huomioimaan paarteen mitoituksessa. (Packer ym. 2009, 22.)

Sekundääriset momentit, jotka johtuvat uumasauvojen jäykästä kiinnityksestä paarteen joustavaan pintaan, voidaan jättää yleensä huomioimatta sauvojen ja liitoksien osalta edellyttäen, että liitoksella on kiertymis- ja muodonmuutospotentiaali uudelleen jakaa rasitukset paikallisen myötämisen jälkeen. Näin voidaan tehdä, jos tiettyjen kaavojen arvot täyttyvät. Varsinkin hitseillä täytyy olla kyky jakaa jännitykset uudelleen ilman ennenaikaista murtumista. Tämä saavutetaan, jos noudatetaan tiettyjä suosituksia. (Packer ym. 2009, 22.)

Ristikon paarteissa voidaan käyttää plastista suunnittelua niin, että paarre on jatkuva ja uumasauvat ovat siinä kiinni nivelellisin liitoksin. Näin voidaan tehdä edellyttäen, että poikkileikkaus kuuluu plastisiin poikkileik-

kausluokkiin ja että hitseillä on sama kapasiteetti kuin uumasauvoilla. (Packer ym. 2009, 23.)

3.6.2 Ristikon sauvojen nurjahduspituudet

Puristetun sauvan efektiivinen pituus KL voi aina olla ristikossa $1,0L$. Kuitenkin päädyn kiinnitys on usein läsnä RHS-ristikoissa, mutta on osoitettu, että K on yleensä pienempi kuin 1 . Jos sauvoille haetaan minimipainoa ja samanaikaisesti suurinta mahdollista kestävyyttä, tällöin K -arvo on lähellä 1 :tä. Mikäli ristikon sauvoille käytetään useampia erikokoisia poikkileikkauksia niin, että kaikkien käyttöasteet ovat lähes samat, on K :n suositeltu arvo 1 . (Packer ym. 2009, 23.)

Yksinkertaistettujen sääntöjen mukaan RHS-paarteen nurjahduspituus KL on:

- ristikon tason suunnassa $KL = 0,9L$, jossa L on liitoskohtien välin pituus
- ristikon tasoon nähden kohtisuorassa suunnassa $KL = 0,9L$, jossa L on sivuttaistukien välien etäisyys
- RHS-uumasauvan nurjahduspituus $KL = 0,75L$ molemmissa tasoissa.

Nämä K :n arvot pätevät vain HS-sauvojen osalta, jotka ovat liitetty koko ympärysmittan matkalta ilman rajausta ja litistystä. Lisäksi tiettyjen dimensioiden tulee täytyä. (Packer ym. 2009, 23.)

Tarkasteltavan kehän ristikoiden uumasauvojen nurjahduspituutena on käytetty $1,0L$.

3.6.3 Ristikon taipumien arviointi

Käyttörajan kuormilla laskettaessa täysin nivelellisellä mallilla saadaan yliarvioitua taipumia. Mallilla, jolla paarteet mallinnetaan jatkuvina ja uumasauvojen (gap-joint) liitokset nivelellisinä, saadaan tarkempi kuva taipumista, mutta tällä mallilla kokonaistaipumista tulee ~15 % liian pieniä johtuen liitoksien joustavuudesta. Kuitenkin kokonaistaipumaa voidaan arvioida kertomalla taipuma $1,15$. (Packer ym. 2009, 24.)

3.7 Kehän mitoittaminen

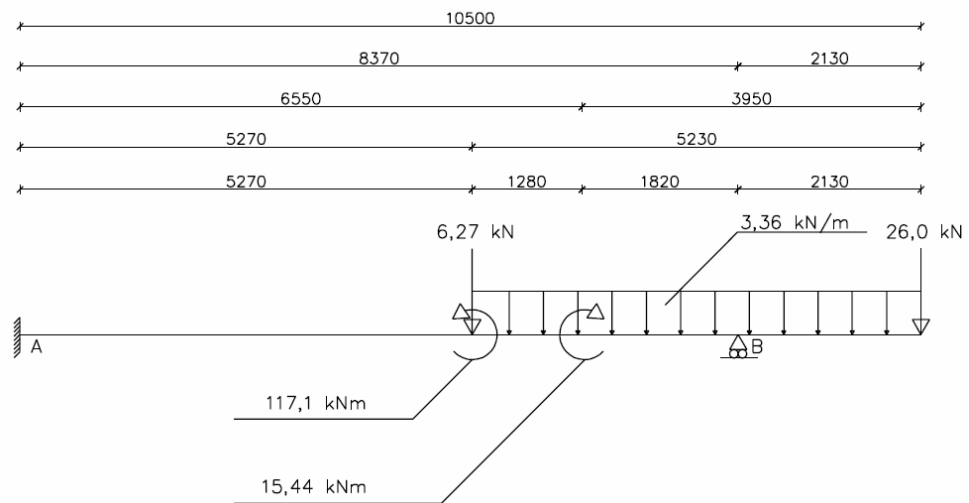
Tarkasteltavan kehän mitoittamisessa käytetään Robotista saatuja kuormitustietoja, joiden avulla valitaan muutama mitoittettava osa. Osat mitoitetaan niillä kuormitusyhdistelmän arvoilla, joilla kyseessä olevalle osalle tulee suurimmat rasitukset. Mitoitus tapahtuu eurokoodien mukaisesti. Tässä vaiheessa tarkastellaan vain kyseisten osien poikkileikkausten oike-

aa kokoa. Myöhemmässä vaiheessa tarkastellaan tarkemmin valittua liitoskohtaa.

3.7.1 Keskipilari

Keskipilarille tulevat vaakakuormat ja niiden aiheuttamat momentit pystytään määrittämään käsin riittävällä tarkkuudella. Saatuja arvoja voidaan verrata Robotista saatuihin taivutusmomentin arvoihin. Yksinkertaistuksen vuoksi laskelmissa on käytetty Robotista saatuja vaakakuormien arvoja.

Käsin laskettaessa irrotetaan keskipilari muusta rakenteesta ja lasketaan pilarille välittyvät vaakakuormat. Pilari lasketaan yksiaukkoisena palkkina, jossa toisessa päässä on jäykkä tuki ja toisessa niveellinen tuki alapuoleisen kuvan mukaisesti.



Kuva 19. Keskipilarin yksinkertaistettu rakennemalli

Keskipilari

$$F_1 := 26\text{kN} \quad L_1 := 10.5\text{m} \quad x_1 := 2.13\text{m} \quad E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I := 3.0 \cdot 10^6 \text{mm}^4$$

$$F_2 := 6.27\text{kN} \quad L_2 := 10.5\text{m} \quad x_2 := 8.37\text{m}$$

$$F_3 := 17.6\text{kN} \quad L_3 := 7.885\text{m}$$

$$L_4 := 8.37\text{m}$$

$$M_1 := 117.1\text{kN} \cdot \text{m} \quad L_5 := 5.27\text{m}$$

$$M_2 := 15.44\text{kN} \cdot \text{m} \quad L_6 := 6.55\text{m}$$

Taipuman määrittäminen niveltuen kohdalla:

$$y_1 := \frac{F_1 \cdot L_1^3}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left[2 - 3 \cdot \left(\frac{x_1}{L_1} \right) + \left(\frac{x_1}{L_1} \right)^3 \right] = 11.146 \text{ m}$$

$$y_2 := \frac{F_2 \cdot L_2^2}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3x_2 - 0.5 \cdot L_2) = 0.908 \text{ m}$$

$$y_3 := \frac{F_3 \cdot L_3^3}{3 \cdot E \cdot I} = 4.565 \text{ m}$$

$$\theta_3 := \frac{F_3 \cdot L_3^2}{2 \cdot E \cdot I} = 0.868$$

$$y_4 := y_3 + (x_2 - L_3) \cdot \theta_3 = 4.986 \text{ m}$$

$$y_5 := \frac{M_1 \cdot L_5^2}{2 \cdot E \cdot I} = 2.581 \text{ m}$$

$$\theta_5 := \frac{M_1 \cdot L_5}{E \cdot I} = 0.98$$

$$y_6 := y_5 + (x_2 - L_5) \cdot \theta_5 = 5.618 \text{ m}$$

$$y_7 := \frac{M_2 \cdot L_6^2}{2 \cdot E \cdot I} = 0.526 \text{ m}$$

$$\theta_7 := \frac{M_2 \cdot L_6}{E \cdot I} = 0.161$$

$$y_8 := y_7 + (x_2 - L_6) \cdot \theta_7 = 0.818 \text{ m}$$

Kokonaistaipuma tuella B

$$y_{\text{tot}} := y_1 + y_2 + y_4 - y_6 + y_8 = 12.24 \text{ m}$$

Tukireaktioiden määrittäminen:

$$B_y := \frac{y_{\text{tot}} \cdot 3E \cdot I}{x_2^3} = 39.452 \cdot \text{kN}$$

$$A_y := -B_y + 6.27 \text{ kN} + 5.23 \text{ m} \cdot 3.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 26 \text{ kN} = 10.39 \cdot \text{kN}$$

Pilarin juuren tukimomentin määrittäminen:

$$a_1 := 3.1\text{m} \quad b_1 := 5.27\text{m}$$

$$a_2 := 1.55\text{m} \quad b_2 := 6.82\text{m} \quad F_5 := 3.1\text{m} \cdot 3.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 10.416 \cdot \text{kN}$$

$$a_3 := 5.27\text{m}$$

$$a_4 := 6.55\text{m}$$

$$a_5 := 2.13\text{m}$$

$$a_6 := 1.065\text{m} \quad F_6 := 2.13\text{m} \cdot 3.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 7.157 \cdot \text{kN}$$

$$M_{A1} := \frac{F_2 \cdot a_1 \cdot b_1 \cdot (2 \cdot a_1 + b_1)}{2 \cdot L_4^2} = 8.385 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A2} := \frac{F_5 \cdot a_2 \cdot b_2 \cdot (2 \cdot a_2 + b_2)}{2 \cdot L_4^2} = 7.796 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta_1 := \frac{-M_1 \cdot L_4}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left[2 - 6 \cdot \left(\frac{a_3}{L_4} \right) + 3 \cdot \left(\frac{a_3}{L_4} \right)^2 \right] = 0.153$$

$$\theta_2 := \frac{M_2 \cdot L_4}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left[2 - 6 \cdot \left(\frac{a_4}{L_4} \right) + 3 \cdot \left(\frac{a_4}{L_4} \right)^2 \right] = -0.029$$

$$M_{B1} := F_1 \cdot a_5 = 55.38 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B2} := F_6 \cdot a_6 = 7.622 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B3} := M_{B1} + M_{B2} = 63.002 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta_4 := \frac{-M_{B3} \cdot L_4}{6 \cdot E \cdot I} = -0.14$$

Pilarin juuren kokonais kiertymä

$$\theta_A := \theta_1 + \theta_2 + \theta_4 = -0.016$$

Ohutlevykeskuksen kehän analyysi

Kiertymän muuttaminen momentiksi:

$$M_{A3} := \frac{\theta_A \cdot 3 \cdot E \cdot I}{L_4} = -3.671 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Pilarin juuren kokonais momentti:

$$M_A := M_{A1} + M_{A2} + M_{A3} = 12.51 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentit eri pisteissä:

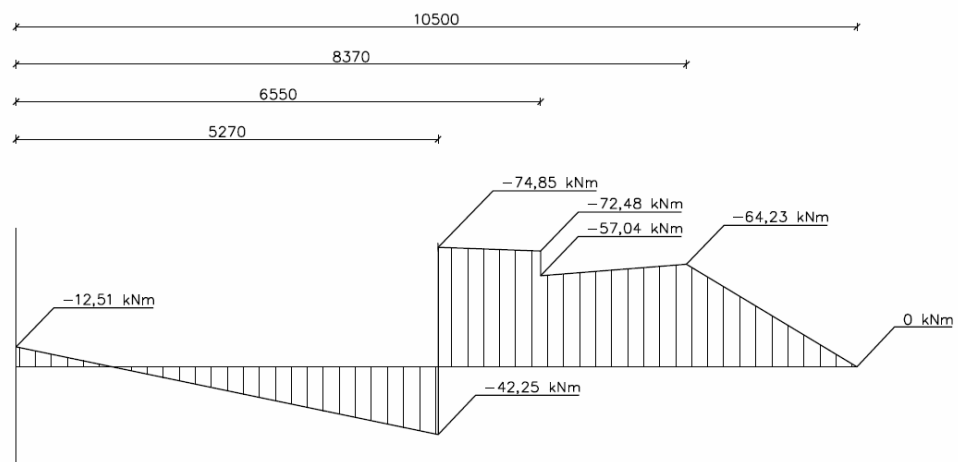
$$M_{5,27\text{m}} := A_y \cdot 5.27\text{m} - M_A = 42.247 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5,27\text{m}} := A_y \cdot 5.27\text{m} - M_1 - M_A = -74.853 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{6,55\text{m}} := A_y \cdot 6.55\text{m} - M_1 - M_A - F_2 \cdot 1.28\text{m} - 3.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.28\text{m} \cdot 0.62\text{m} = -72.484 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{6,55\text{m}} := A_y \cdot 6.55\text{m} - M_1 - M_A + M_2 - F_2 \cdot 1.28\text{m} - 3.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.28\text{m} \cdot 0.62\text{m} = -57.044 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{8,37\text{m}} := A_y \cdot 8.37\text{m} - M_1 - M_A + M_2 - F_2 \cdot 3.1\text{m} - 3.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 3.1\text{m} \cdot 1.55\text{m} = -64.227 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

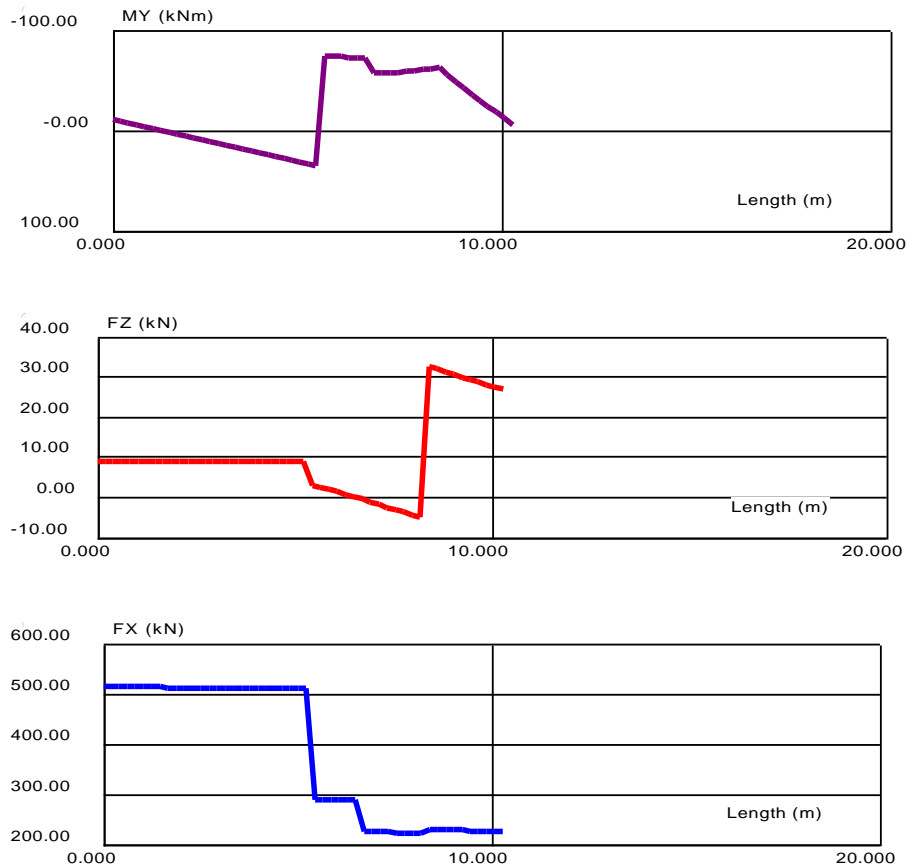


Kuva 20. Keskipilarin käsin laskettu momenttikuvaaja.

Vertailtaessa käsinlaskennan ja lineaarisella analyysillä Robotista saatuja momenttikuvioita voidaan todeta, että momenttikuvaajat ovat hyvin lähellä toisiaan. Tämän takia Robot-mallia voidaan pitää luotettavana.

Results: Bar no. 6

Case 6 COMB1 (Linear analysis)



Kuva 21. Kuormitusyhdistelmän 1 momentti-, leikkaus- ja normaalivoimakuvajaajat

Taulukko 7. Bar no. 6 RRHS 300x200x10 Length=10,512 (m) Case 6 COMB1

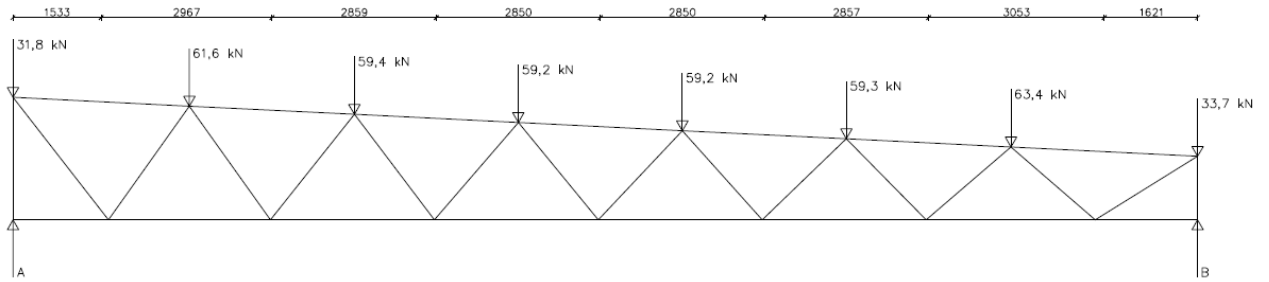
	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MAX for bar 6	512,36	32,32	35,53
at point:	0,0	8,410	5,256
MIN for bar 6	221,62	-5,18	-73,28
at point:	8,199	8,199	5,466

3.7.2 Ristikön sauvavoimat

Isomman ristikon sauvojen normaalivoimat voidaan ratkaista käsin käyttäen Ritterin menetelmää, jossa osa sauvoista katkaistaan ja lasketaan momentit tiettyjen pisteiden suhteen.

Ritterin menetelmää käytettäessä tehdään muutama oletus. Oletetaan, että tarkasteltava ristikko koostuu sauvoista, jotka ovat nivelellisesti kiinni toisissaan. Muunnetaan ristikolle tuleva tasainen kuorma pistekuormiksi, jotka laitetaan vaikuttamaan nivelkohtiin. Sauvojen omat painot jätetään tässä huomioimatta.

Ohutlevykeskuksen kehän analyysi



Lasketaan tukireaktiot:

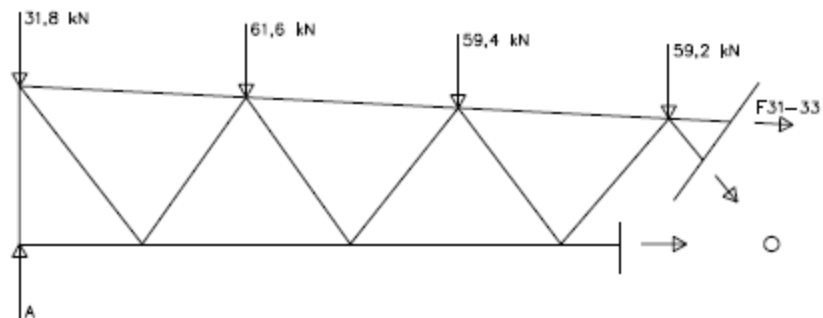
Momentti pisteen A suhteen

$$B = \frac{33.7 \text{ kN} \cdot 20.59 \text{ m} + 63.4 \text{ kN} \cdot 17.347 \text{ m} + 59.3 \text{ kN} \cdot 14.484 \text{ m} + 59.2 \text{ kN} \cdot 11.634 \text{ m} + 59.2 \text{ kN} \cdot 8.784 \text{ m} + 59.4 \text{ kN} \cdot 5.934 \text{ m} + 61.6 \text{ kN} \cdot 3.066 \text{ m}}{20.59 \text{ m}} = 213.826 \text{ kN}$$

$$A = 59.3 \text{ kN} + 33.7 \text{ kN} + 63.4 \text{ kN} + 59.2 \text{ kN} + 59.2 \text{ kN} + 59.4 \text{ kN} + 61.6 \text{ kN} + 31.8 \text{ kN} - B = 213.774 \text{ kN}$$

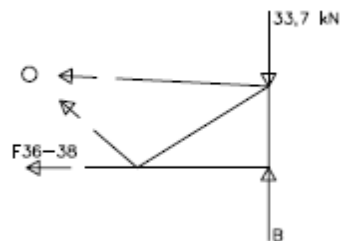
Momentti solmun 32 suhteen

$$F_{31_33} = \frac{59.2 \text{ kN} \cdot 1.39 \text{ m} + 59.4 \text{ kN} \cdot 4.241 \text{ m} + 61.6 \text{ kN} \cdot 7.108 \text{ m} + 31.8 \text{ kN} \cdot 10.178 \text{ m} - A \cdot 10.178 \text{ m}}{1.626 \text{ m}} = -664.254 \text{ kN} \quad (\text{Puristusta})$$



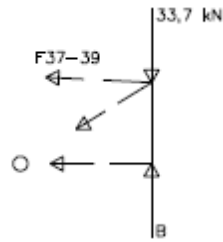
Momentti solmun 37 suhteen

$$F_{36_38} = \frac{-33.7 \text{ kN} \cdot 3.243 \text{ m} + B \cdot 3.243 \text{ m}}{1.27 \text{ m}} = 459.959 \text{ kN} \quad (\text{Vettoa})$$



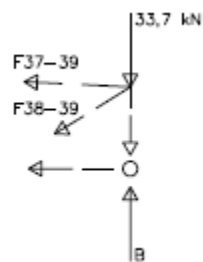
Momentti solmun 38 suhteen

$$F_{37_39} = \frac{23.3 \text{ kN} \cdot 1.78 \text{ m} - B \cdot 1.78 \text{ m}}{1.195 \text{ m}} = -283.796 \text{ kN} \quad (\text{Puristusta})$$



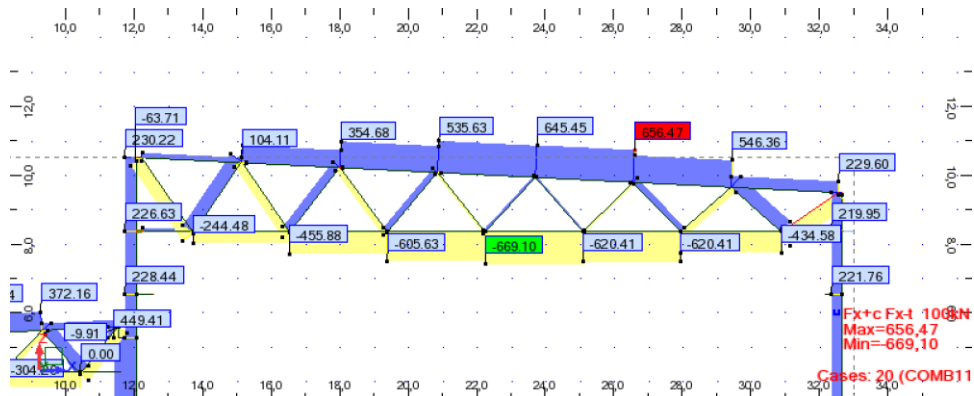
Momentti pisteen B suhteen

$$F_{38_39} = \frac{-F_{37_39} \cdot 1.106\text{m}}{0.940\text{m}} = 333.913 \cdot \text{kN} \quad (\text{Vetoa})$$



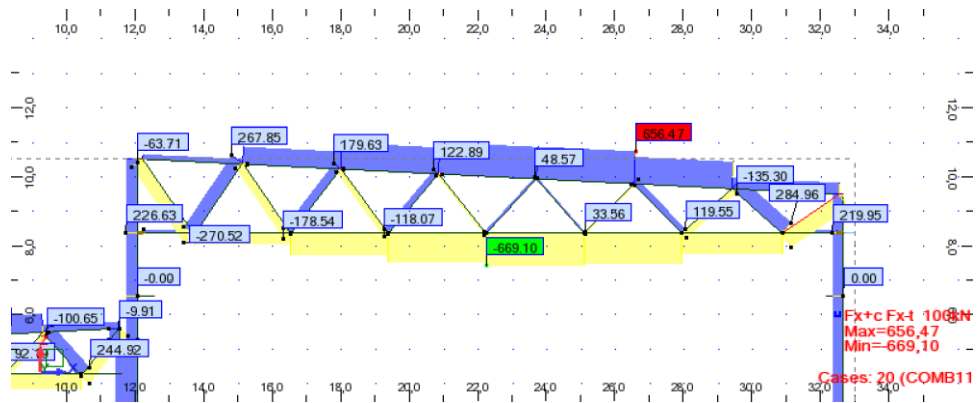
Kuormitustapauksena verrattiin sellaista tapausta, jossa käsinlaskennassa otettiin huomioon kattorakenteen oma paino ja lumikuorma murtorajatilan kuormituksilla. Kuormitustapauksena verrattiin sellaiseen Robotin kuormitustapaukseen, jossa oli mukana kattorakenteen omapainon ja lumikuorman lisäksi ristikon omapaino. Verrattaessa käsin laskettuja arvoja sekä Robotin antamia arvoja voidaan todeta, että arvot ovat hyvin lähellä toisiinsa, vaikka muutama arvo eroaa käsin laskennan yksinkertaistusten vuoksi.

View - FX; Cases: 20 (COMB11) (ALL)



Kuva 22. Normaaliavoimat kuormitusyhdistelmässä 11, jossa on esitetty globaalit maksimit ja minimit (Jani Hyyryläinen).

View - FX; Cases: 20 (COMB11) (LOCAL EXTREMES)



Kuva 23. Normaalivoimat kuormitusyhdistelmässä 11, jossa on esitetty paikalliset maksimit ja minimi (Jani Hyyryläinen).

3.7.3 Suuremman ristikon yläpaarre

Yläpaarteen kestävyys päädyttiin tarkastamaan myös käsin, ja saatuja arvoja verrattiin Robotista saatuihin arvoihin. Erot Robotista saatuihin arvoihin johtuvat tavasta, jolla ohjelma käsittelee mallinnetun yläpaarteen. Robotista saatu käyttöaste on suurempi kuin käsinlaskettu, koska se käyttää suurempaa momenttia laskelmissa johtuen mallinnustavasta. (kts. Liite 2.)

Yläpaarre (COMB1)
 180x180x6

$$A := 4083 \text{ mm}^2 \quad W_{\text{ply}} := 264350 \text{ mm}^3 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad t_0 := 6 \text{ mm} \quad I_z := 2040 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad L := 20.6 \text{ m} \quad \gamma := 1 \quad L_{\text{cr}} := \gamma \cdot L = 20.6 \text{ m} \quad \gamma_{\text{M1}} := 1 \quad N_{\text{Ed}} := 651 \text{ kN}$$

$$G := 80000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I_t := 3220 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_w := 0 \quad Z_g := 90 \text{ mm} \quad k := 1 \quad k_w := 1$$

$$C_1 := 1.127 \quad C_2 := 0.454 \quad L_{\text{cr1}} := 2.85 \text{ m} \quad L_{\text{cr2}} := 1 \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{Rk}} := A \cdot f_y = 1.449 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad C_{\text{my}} := 0.90 \quad M_{y,\text{Ed}} := 14.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,\text{Rk}} := W_{\text{ply}} \cdot f_y = 93.844 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Eulerin teoreettinen nurjahdus voima

$$N_{\text{cr}} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{\text{cr1}}^2} = 5.205 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Nurjahduskestävyyden mitoitusehto

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{b,Rd}}} \leq 1$$

$$\lambda_y := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{\text{cr}}}} = 0.528$$

$$\alpha_1 := 0.21$$

$$\Phi_y := 0.5 \cdot [1 + \alpha_1 \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] = 0.674$$

$$\chi_y := \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.915$$

$$N_{\text{b,Rd}} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{\text{M1}}} = 1.327 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Eulerin teoreettinen nurjahdus voima

$$N_{\text{cr}} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{\text{cr2}}^2} = 4.228 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Nurjahduskestävyyden mitoitusehto

$$\lambda_z := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0.185$$

$$\Phi_z := 0.5 \cdot [1 + \alpha_1 \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] = 0.516$$

$$\chi_z := \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 1.003 \leq 1$$

$$\chi_z := 1$$

$$N_{b,Rd} := \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1.449 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{cr} := C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (C_2 \cdot Z_g)^2 - C_2 \cdot Z_g \right] = 566.388 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}} = 0.026 \leq 0.16$$

(ks. 6.3.2.3)) kiepahdus voidaan jättää huomioon ottamatta ja pelkästään poikkileikkauksen taivutuskestävyyden tarkistaminen on riittävä.

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.407$$

Epätäydellisyyskerroin kiepahduskäyrälle valitaan poikkileikkauksen mukaan, valitaan käyrä d

$$\alpha := 0.76 \quad \lambda_{LT0} := 0.4 \quad \beta := 0.75$$

$$\Phi_{LT} := 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT0}) + \beta \lambda_{LT}^2] = 0.565$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.994$$

$$M_{b,Rd} := \chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 93.274 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

k.c korjaustekijän määrittäminen

$$k_c := 0.90$$

$$f := 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2 \right] = 0.965 \leq 1$$

$$\chi_{LT,mod} := \frac{\chi_{LT}}{f} = 1.03 \leq 1$$

$$\chi_{LT,mod} := 1$$

Puristetun sauvan nurjahduskestävyys

$$N_{b,Rd} := \frac{\chi_{LT,mod} \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1.449 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.449$$

Yhteisvaikutustekijät

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left[1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\left(\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} \right] = 1.253$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left[1 + (\lambda_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\left(\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} \right] = 1.045$$

$$k_{yy} := 1.251$$

$$C_{mLT} := 0.5$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.751$$

Yhdistetty taivutus ja aksiaalinen puristus

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.687$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.567$$

3.7.4 Suuremman ristikon alapaarre

Alapaarteen kestävyys päädyttiin tarkastamaan myös käsin, ja saatuja arvoja verrattiin Robotista saattuihin arvoihin. (kts. Liite 2.)

Alapaarre 120x120x6 (COMB1)

$$A := 2640 \text{mm}^2 \quad W_{ply} := 111610 \text{mm}^3 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad t := 6 \text{mm}$$

$$b := 120 \text{mm} \quad \gamma_{M0} := 1$$

$$N_{Ed} := 665.36 \text{kN} \quad M_{y,Ed} := 2.13 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{pl,Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 937.2 \cdot \text{kN} \quad M_{pl,Rd} := \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 39.622 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Yhdistetty taivutus ja veto

$$a_w := \frac{(A - 2b \cdot t)}{A} = 0.455 \quad M_{N,Rd} := M_{pl,Rd} \cdot \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0.5 \cdot a_w} = 14.873 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0.71 \quad \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0.054 \quad \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,Rd}} = 0.143$$

3.7.5 Suuremman ristikon diagonaalit 35 ja 36

Uumasauvat 35 ja 36 valittiin Robotista saatujen kuormitustietojen ja käyttöasteiden perusteella. Kyseisistä sauvoista toisen käyttöaste ylittyy. Sauvan 35 käyttöaste on 106 % ja sauvan 36 käyttöaste on 84 %. Näiden sauvojen käyttöasteen laskeminen esitetään myös käsin. (kts. Liite 2.)

Sauvan 35 eurokoodin mukaiset laskelmat:

Uumasauva (COMB2)
80x80x4

$$A := 1170 \text{ mm}^2 \quad W_{\text{ply}} := 33070 \text{ mm}^3 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I := 111.04 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad L := 1.951 \text{ m} \quad \gamma := 1 \quad L_{\text{cr}} := \gamma \cdot L = 1.951 \text{ m}$$

$$N_{\text{Ed}} := 298.9 \text{ kN} \quad M_{y,\text{Ed}} := 1.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{Rk}} := A \cdot f_y = 415.35 \cdot \text{kN} \quad M_{y,\text{Rk}} := W_{\text{ply}} \cdot f_y = 11.74 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{\text{M0}} := 1 \quad \gamma_{\text{M1}} := 1 \quad \chi_{\text{LT}} := 1 \quad C_{\text{my}} := 0.90$$

Eulerin teoreettinen nurjahdusvoima

$$N_{\text{cr}} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{\text{cr}}^2} = 604.622 \cdot \text{kN}$$

Nurjahduskestävyyden mitoitusehto

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{b,Rd}}} \leq 1$$

$$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{\text{cr}}}} = 0.829$$

Epätäydellisyyskerroin nurjahduskäyrälle valitaan poikkileikkauksen mukaan, valitaan käyrä a

$$\alpha := 0.21$$

$$\Phi := 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.91$$

$$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0.779$$

Puristetun sauvan nurjahduskestävyys

$$N_{b,Rd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 323.482 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.924$$

Yhteisvaikutustekijät

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left[1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\left(\frac{\chi \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} \right] = 1.565$$

Yhdistetty taivutus ja aksiaalinen puristus

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 1.057$$

Sauvan 36 eurokoodin mukaiset laskelmat:

$$\begin{aligned}
 & \text{Uumasauva} && (\text{COMB2}) \\
 & 80 \times 80 \times 4 \\
 & A := 1175 \text{mm}^2 & W_{\text{ply}} := 33070 \text{mm}^3 & f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & t := 4 \text{mm} \\
 & b := 80 \text{mm} & \gamma_{M0} := 1 \\
 & N_{\text{Ed}} := 351.9 \text{kN} & M_{y,\text{Ed}} := 0.04 \text{kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$N_{\text{pl,Rd}} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 417.125 \cdot \text{kN} \quad M_{\text{pl,Rd}} := \frac{W_{\text{ply}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 11.74 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Yhdistetty taivutus ja veto

$$a_w := \frac{(A - 2b \cdot t)}{A} = 0.455 \quad M_{\text{N,Rd}} := M_{\text{pl,Rd}} \cdot \frac{1 - \frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{pl,Rd}}}}{1 - 0.5 \cdot a_w} = 2.377 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{pl,Rd}}} = 0.844 \quad \frac{M_{y,\text{Ed}}}{M_{\text{N,Rd}}} = 0.017$$

4 RAKENNEOSAN KESTÄVYYS

Tarkemmin tarkasteltavaksi osaksi valikoitui pienemmän ristikon liitospaikka keskipilariin, joka valittiin Robotista saatujen tietojen perusteella. Kyseisessä liitospaikassa yläpaarteen ja siihen liittyvän uumasauvan liitoksen käyttöaste on noin 176 %. Kyseisestä kohdasta tehtiin koekappale, josta tehtiin kuormituskokeet.

4.1 Eurokoodi

Tässä kohdassa eurokoodia käydään läpi sen verran kuin käsinlaskentaa varten tarvittiin; tarkemmat laskelmat löytyvät liitteestä 2. Jos liitoksen geometria täyttää eurokoodissa esitetyn taulukon 7.8 määräämät ehdot, hitsausliitosten mitoitusarvot määräytyvät eurokoodin kohtien 7.5.2 ja 7.5.3 mukaan. (SFS-EN 1993-1-8:2006, 126–129.)

Taulukko 8. Eurokoodin taulukko 7.8, jossa esitetään pyöreiden ja suorakaiteen muotoisten uumasauvojen ja suorakaiteen muotoisten parresauvojen välisten hitsausliitosten pätevyysrajat (SFS-EN 1993-1-8:2006, 127.).

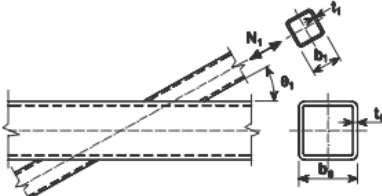
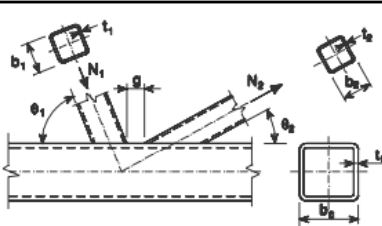
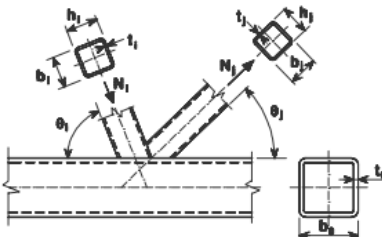
Liitostyyppi	Liitosparametrit [$i = 1$ tai 2 , $j =$ limitetty uumasauva]					
	b_i/b_0 tai d_i/b_0	b_i/t_i ja h_i/t_i tai d_i/t_i		h_0/b_0 ja h_i/b_i	b_0/t_0 Ja h_0/t_0	Vapaavälinen tai limitetty liitos b_i/b_j
		Puristus	Veto			
T, Y tai X	$b_i/b_0 \geq 0,25$	$b_i/t_i \leq 35$ ja $h_i/t_i \leq 35$	$b_i/t_i \leq 35$ ja $h_i/t_i \leq 35$	$\geq 0,5$ mutta $\leq 2,0$	≤ 35 ja Poikkileikkausluokka 2	-
Vapaavälinen K-liitos Vapaavälinen N-liitos	$b_i/b_0 \geq 0,35$ ja $\geq 0,1 + 0,01 b_0/t_0$	Poikkileikkausluokka 2			≤ 35 ja Poikkileikkausluokka 2	$g/b_0 \geq 0,5(1 - \beta)$ mutta $\leq 1,5(1 - \beta)$ ¹⁾ kuitenkin vähintään $g \geq t_1 + t_2$
Limitetty K-liitos Limitetty N-liitos	$b_i/b_0 \geq 0,25$	Poikkileikkausluokka 1			Poikkileikkausluokka 2	$\lambda_{ov} \geq 25\%$ mutta $\lambda_{ov} \leq 100\%$ ²⁾ ja $b_i/b_j \geq 0,75$
Pyöreä uumasauva	$d_i/b_0 \geq 0,4$ mutta $\leq 0,8$	Poikkileikkausluokka 1	$d_i/t_i \leq 50$	Kuten edellä, mutta b_i korvataan d_i :llä ja b_j korvataan d_j :llä.		

¹⁾ Jos $g/b_0 > 1,5(1 - \beta)$ ja $g > t_1 + t_2$ liitosta käsitellään kahtena erillisenä T- tai Y-liitoksena.
²⁾ Limitystä voidaan kasvattaa, jotta limitetyn uumasauvan reuna voidaan hitsata parresauvaan.

Taulukko 9. Eurokoodin taulukko 7.9, jossa esitetään lisäehdot taulukon 7.10 käytölle (SFS-EN 1993-1-8:2006, 128.).

Uumasauva	Liitostyyppi	Liitosparametrit	
Neliön muotoinen rakenneputki	T, Y tai X	$b_i/b_0 \leq 0,85$	$b_0/t_0 \geq 10$
	Vapaavälinen K tai N	$0,6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2b_1} \leq 1,3$	$b_0/t_0 \geq 15$
Pyöreä rakenneputki	T, Y tai X		$b_0/t_0 \geq 10$
	Vapaavälinen K tai N	$0,6 \leq \frac{d_1 + d_2}{2d_1} \leq 1,3$	$b_0/t_0 \geq 15$

Taulukko 10. Eurokoodin taulukko 7.10, jossa esitetään nelionmuotoisten tai pyöreiden rakenneputkien välisten hitsattujen liitosten aksiaalisten kestävyysien mitoitusarvot (SFS-EN 1993-1-8:2006, 128.).

Liitostyyppi	Kestävyysmitoitussarvo [i = 1 tai 2, j = limitetty uumasauva]
T-, Y- ja X-liitokset	Paarteen pinnan murtuminen $\beta \leq 0,85$
	$N_{1,Rd} = \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1 - \beta) \sin \theta_1} \left(\frac{2\beta}{\sin \theta_1} + 4\sqrt{1 - \beta} \right) / \gamma_{M5}$
Vapaaväliset K- ja N-liitokset	Paarteen pinnan murtuminen $\beta \leq 1,0$
	$N_{1,Rd} = \frac{8,9 \gamma^{0,5} k_n f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} \left(\frac{b_1 + b_2}{2b_0} \right) / \gamma_{M5}$
Limitetyt K- ja N-liitokset *)	Uumasauvan murtuminen $25\% \leq \lambda_{ov} < 50\%$
Sauvat i tai j voivat olla joko vedettyjä tai puristettuja, mutta yksi on vedetty ja toinen puristettu. ¹⁾	$N_{i,Rd} = f_{yt_i} \left(b_{eff} + b_{e,ov} + \frac{\lambda_{ov}}{50} (2h_i - 4t_i) \right) / \gamma_{M5}$
	Uumasauvan murtuminen $50\% \leq \lambda_{ov} < 80\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yt_i} [b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i] / \gamma_{M5}$
	Uumasauvan murtuminen $\lambda_{ov} \geq 80\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yt_i} [b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i] / \gamma_{M5}$
Parametrit b_{eff} , $b_{e,ov}$ ja k_n	
$b_{eff} = \frac{10}{b_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{yt_i}} b_i$ mutta $b_{eff} \leq b_i$	Kun $n > 0$ (puristus): $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$
$b_{e,ov} = \frac{10}{b_j} \frac{f_{yt_j}}{f_{yt_i}} b_i$ mutta $b_{e,ov} \leq b_i$	mutta $k_n \leq 1,0$ Kun $n \leq 0$ (veto): $k_n = 1,0$
Pyöreiden uumasauvojen tapauksessa edellä olevat kestävyyskerrotaan suurella $\pi/4$, suureet b_1 ja h_1 korvataan suurella d_1 ja suureet b_2 ja h_2 korvataan suurella d_2 .	
*) Vain liittävää uumasauva i tarvitsee tarkistaa. Limitetyn uumasauvan j hyväksikäyttöaste (so. liitoksen kestävyysmitoitussarvo jaettuna uumasauvan poikkileikkauksen plastisuusteorian mukaisella poikkileikkaukskestävyydellä) valitaan yhtä suureksi kuin liittävän uumasauvan hyväksikäyttöaste.	

4.1.1 Laskenta

Tarkastuslaskenta suoritettiin käsin, ja sitä verrattiin Robotin saamiin arvoihin, jotka osoittautuivat täysin samoiksi. Käsin laskettiin vain yläpaarteen pinnan murtuminen. Tarkemmat laskelmat löytyvät liitteestä 1.

Yläpaarre 180x180x6 (COMB1)

$$A_0 := 4083 \text{mm}^2 \quad W_{\text{ply}} := 264350 \text{mm}^3 \quad f_{y0} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad t_0 := 6 \text{mm}$$

Uumasauva 80x80x4

Sauvojen välinen kulma

$$\theta := 48.4 \text{deg} \quad b_1 := 80 \text{mm} \quad b_0 := 180 \text{mm} \quad h_1 := 80 \text{mm}$$

$$\beta := \frac{b_1}{b_0} = 0.444 \quad \eta := \frac{b_1}{b_0} = 0.444$$

Yläpaarre

$$N_{0.Ed} := 143.64 \times 10^3 \text{N}$$

$$M_{0.Ed} := 7.41 \cdot 10^6 \text{N}\cdot\text{mm}$$

Uumasauva

$$N_{1.Ed} := 225.08 \cdot 10^3 \text{N}$$

$$M_{1.Ed} := 0 \text{N}\cdot\text{mm}$$

Osavarmuuskerroin

$$\gamma_{M5} := 1$$

$$n := \frac{N_{0.Ed}}{A_0 \cdot \frac{f_{y0}}{\gamma_{M5}}} + \frac{M_{0.Ed}}{W_{\text{ply}} \cdot \frac{f_{y0}}{\gamma_{M5}}} = 0.178$$

$$k_n := 1.3 - \frac{0.4 |n|}{\beta} = 1.14 \quad \text{ehto} \quad 1.167 \leq 1$$

$$k_n := 1$$

Koska $\beta=0.444 \leq 0.85$ tarkastetaan paarteiden pinnan kestävyys

$$N_{1.Rd} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{(1 - \beta) \cdot \sin(\theta)} \cdot \frac{\left(\frac{2 \cdot \eta}{\sin(\theta)} + 4 \cdot \sqrt{1 - \beta} \right)}{\gamma_{M5}} = 1.283 \times 10^5 \text{N}$$

$$M_{1.Rd} := k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_1 \cdot \frac{\left(\frac{1}{2 \cdot \eta} + \frac{2}{\sqrt{1 - \beta}} + \frac{\eta}{1 - \beta} \right)}{\gamma_{M5}} = 4.712 \times 10^6 \text{N}\cdot\text{mm}$$

Käyttöaste

$$\frac{N_{1.Ed}}{N_{1.Rd}} + \frac{M_{1.Ed}}{M_{1.Rd}} = 1.755 \quad \text{ehto} \quad 1.76 \leq 1$$

Vaihtoehtoiset kulmat kokeeseen

$$\theta := 45\text{deg}$$

$$N_{1.Rd} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{(1 - \beta) \cdot \sin(\theta)} \cdot \frac{\left(\frac{2 \cdot \eta}{\sin(\theta)} + 4 \cdot \sqrt{1 - \beta} \right)}{\gamma_{M5}} = 1.379 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\theta := 33.75\text{deg}$$

$$N_{1.Rd} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{(1 - \beta) \cdot \sin(\theta)} \cdot \frac{\left(\frac{2 \cdot \eta}{\sin(\theta)} + 4 \cdot \sqrt{1 - \beta} \right)}{\gamma_{M5}} = 1.897 \times 10^5 \text{ N}$$

4.1.2 Tulokset

Laskennassa todettiin, että liitoksen käyttöaste ylittyy, jonka perusteella kyseinen testattava koekappale valittiin.

4.2 LS-Dyna

Opinnäytetyössä päädyttiin käyttämään LS-Dyna-ohjelmaa, koska sillä saadaan työhön tutkimusta ja kehitystä sekä erittäin tarkka analyysi tutkitavasta koekappaleesta.

4.2.1 Ristikon osan 3D-malli

Kun tarkemmin tarkasteltu osa saatiin valittua, siitä täytyi tehdä AutoCADilla 3D-malli, joka piti mallintaa käyttäen kuorielementtejä. Malli piti mallintaa tietyllä tavalla, jotta sitä pystyisi hyödyntämään.

4.2.2 3D-mallin dimensioiden tuonti

Malli siirrettiin AutoCADista iges-tiedostona LS-PrePostiin, joka osaa lukea kyseistä tiedostomuotoa. LS-PrePost on esi- ja jälkikäsitteilyohjelma, jossa siihen tuotuja geometriatietoja hyödyntäen voidaan tehdä FEM-malleja. Laskelmat voidaan suorittaa vain maksullisella LS-Dyna-ohjelmalla.

4.2.3 Alkutiedot

LS-PrePostin käyttö aloitettiin avaamalla iges-tiedosto, jota lukemalla ohjelma saa määritettyä kappaleen geometrisen muodon. Kyseistä geometrista kappaletta jouduttiin aluksi muokkaamaan leikkauskomennolla, jotta kappaleelle saataisiin määritettyä elementtiverkko.

Kun elementtiverkko saatiin määritettyä, kappale ja sen materiaalien ominaisuudet täytyi määrittää. Määritettyjä ominaisuuksia olivat teräksen materiaaliominaisuudet, kappaleiden poikkileikkaus ja osien numerointi.

Kappaleelle täytyi myös määrittää pisteryhmät, joihin määritettiin vapausasteet. Myös liikkeen suunta piti saada määritettyä vektoria pitkin. Lisäksi määritettiin kuormituskäyrä, jonka mukaisesti kuormitus menee. Lopuksi kappaleen kuormitukselle määritettiin kuormitusaika ja aikavälit, kuinka useasti tietokone kirjaa tuloksia ylös.

Näiden määrittämisien jälkeen laskennan pystyi suorittamaan LS-Dyna-ohjelmalla.

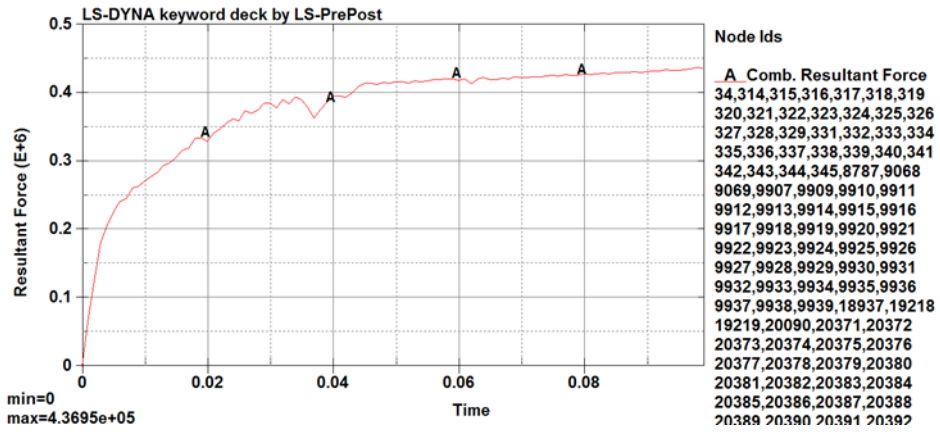
4.2.4 Laskenta

LS-Dynan laskennan suoritti Zhongcheng Ma Ohutlevykeskukselta.

4.2.5 Tulokset

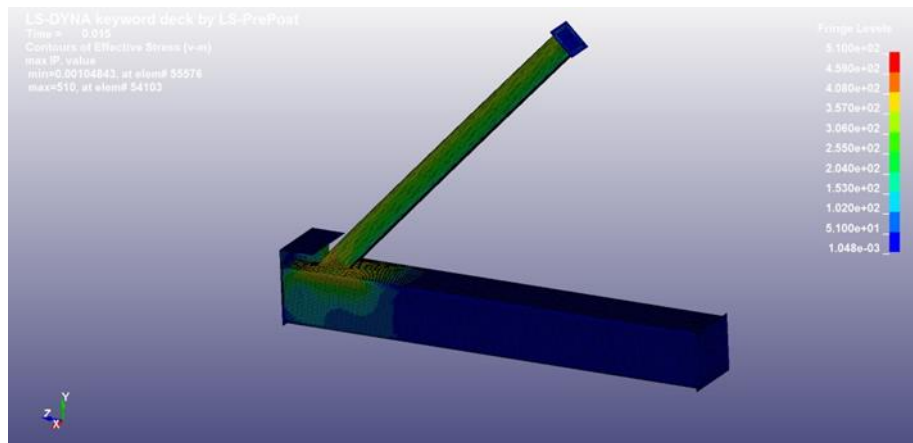
Vetävän voiman saavuttaessa arvon 272 kN, saavuttaa kappale paikallisen maksimijännityksen 510 MPa. Kyseinen jännitys ei enää tämän jälkeen kasva, vaan kappaleen muissa kohdissa jännitykset lähestyvät arvoa 510 MPa. Kun kappaleen kriittisen kohdan ympäristössä kaikki lähellä olevat osat ovat täysin plastisoituneet ja täten ne saavuttavat jännityksen arvon 510 MPa, kyseisen kohdan jännityksen kasvaessa kappaleessa tapahtuu murtuminen.

Kappaleessa tapahtuu paikallinen murtuminen kun vetävä voima saavuttaa arvon 334 kN.

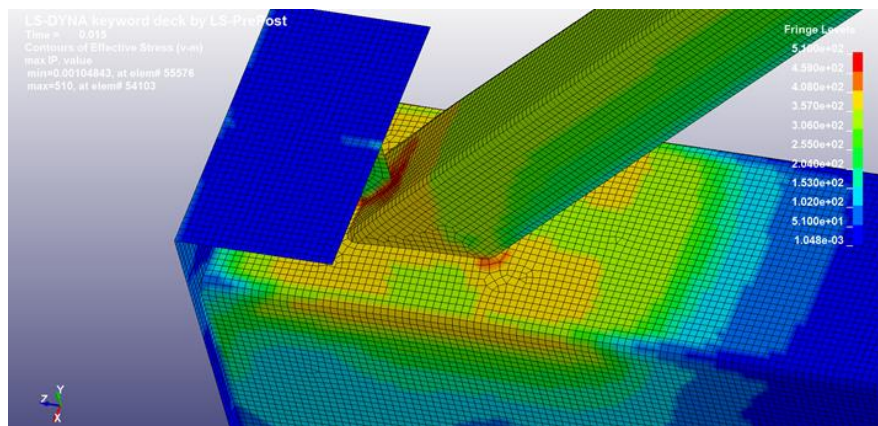


Kuva 24. Kuvassa esitetään voiman suuruus ajan funktiona.

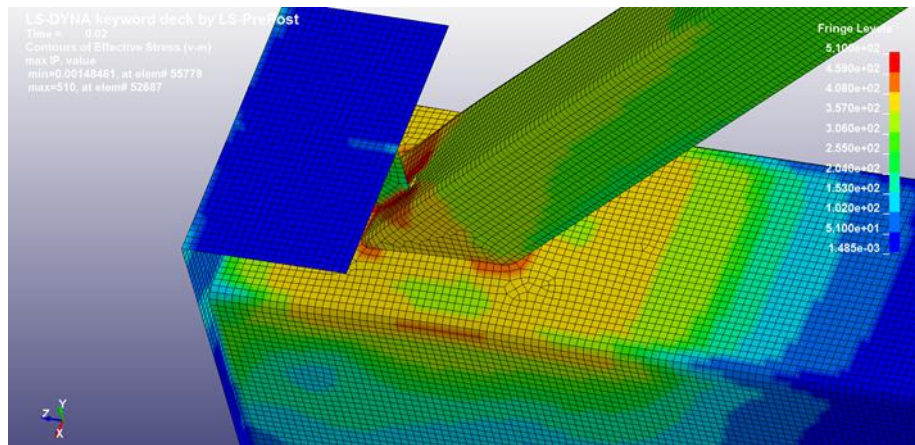
Yläpuolella olevaa kuvaajaa katsoessa huomaa, että voiman kasvaminen noin 180 kN:n asti on lähes lineaarista. Lineaarisen alueen jälkeen voima kasvaa hitaammin, jolloin muodonmuutokset kasvavat nopeammin. Saha-laitaisella alueella koekappaleen liitoskohdan ympärillä tapahtuu paikallisia murtumisia, jonka seurauksena jännitykset jakautuvat uudelleen ja suurempi määrä elementtejä saavuttaa 510 MPa jännityksen.



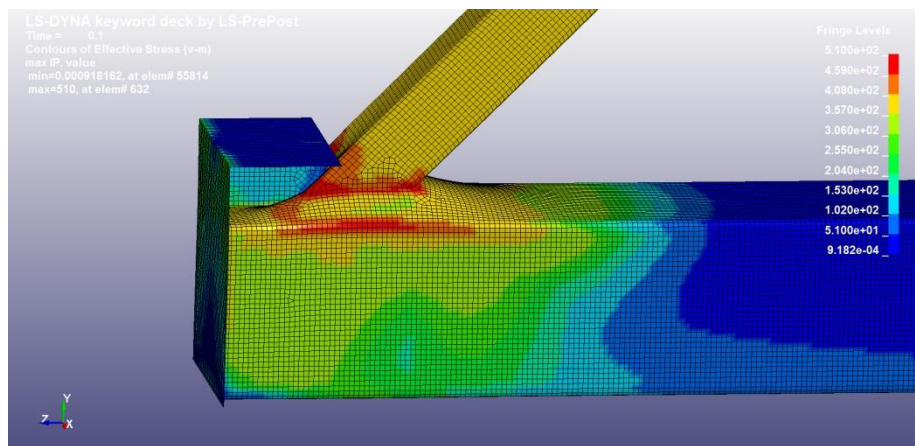
Kuva 25. Yleiskuva elementtiverkotetusta koekappaleesta, jossa näkyy Von Mises Stress -jännitysjaakauma.



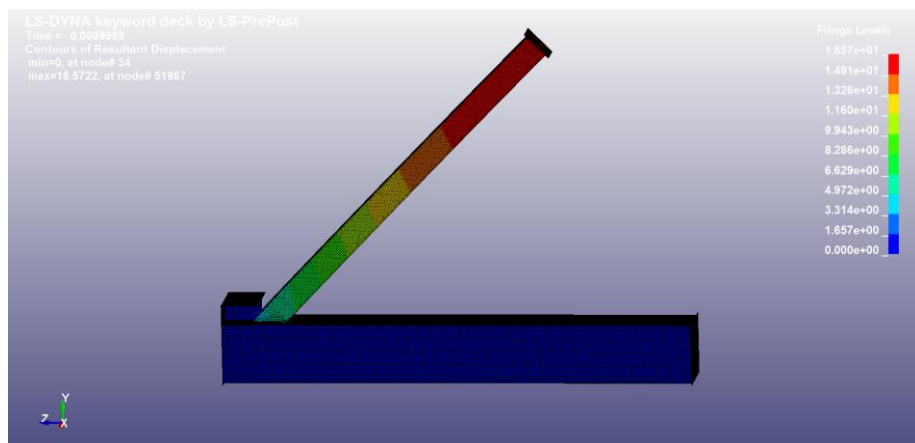
Kuva 26. Von Mises Stress -jännitysjaakauma ennen uumasauvan murtumista.



Kuva 27. Von Mises Stress -jännitysjaakauma uumasauvan murtumisen jälkeen.



Kuva 28. Muodonmuutokset voiman saavuttaessa arvon 430 kN



Kuva 29. Siirtymä on 16,5 mm voiman ollessa 260 kN .

4.3 Koekuormitus

Tarkasteltavasta liitoskohdasta tehtiin koekappale, joka hitsattiin Koulutuskeskus Tavastialla kappaleesta tehdyn konepajakuvan perusteella. Koekappale kuormitettiin Ohutlevykeskuksella 15.1.2015.

4.3.1 Koejärjestely

Koekappale asetettiin kuormituskehän alle liitteen 4 osoittamalla tavalla. Koekappaleen päätyihin asennettiin teräslevyjä, jotta koekappale ei liikkuisi pituussuunnassa vaakakuorman johdosta. Myös koekappaleen paarteiden päälle päätyihin asennettiin teräslevyjä, jotta se ei pääsisi siirtymään ylöspäin pystykuorman takia.

Koekappale tuettiin myös sivusuunnassa käyttämällä putkiprofiilin palasia, jotka asennettiin koekappaleen sivuille. Putkiprofiilien palaset kiinnitettiin kehään vengoilla, jotta ne pysyisivät paikoillaan ja pystyisivät estämään koekappaleen sivuttaiset liikkeet.



Kuva 30. Koekappaleen kuormitusjärjestely.

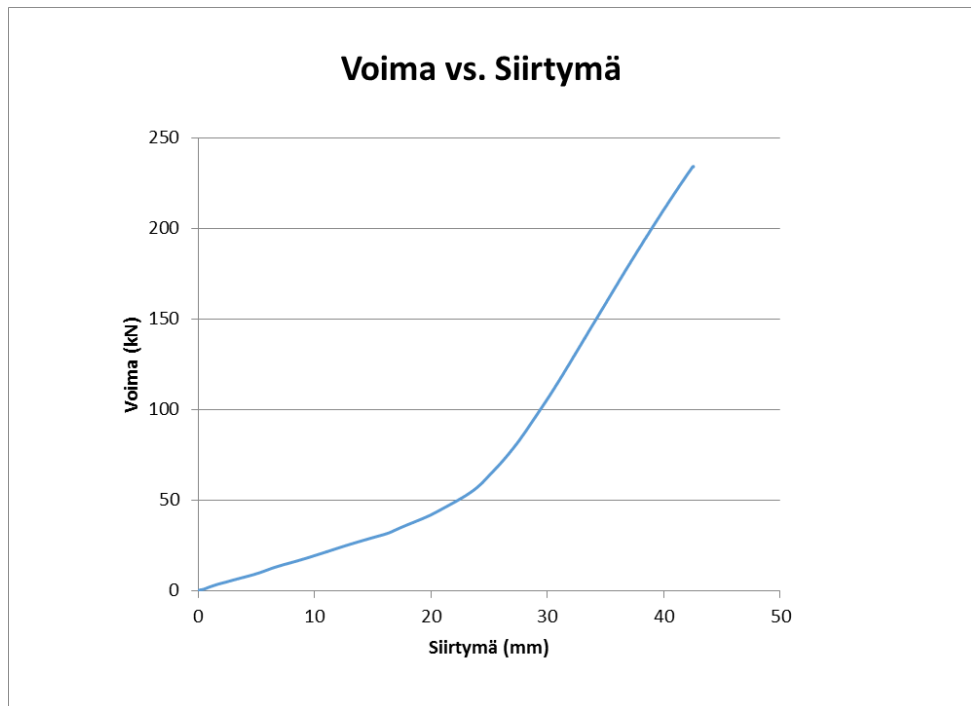
4.3.2 Kuormitus

Koekappale kuormitettiin männällä, jolla uumasauvaa vedettiin 45° :n kulmassa. Kuormitus kesti noin 5 minuuttia, ja koekappaletta kuormitettiin hydraulisyylinterin maksimikuormaan asti, joka on noin 235 kN.

4.3.3 Tulokset

Koekappale kesti ainakin 235 kN:n kuorman murtumatta, jolla koekappaleeseen muodostui hyvin pieni muodonmuutos uumasauvan liitoskohdan keskikohdalle. Kuormituksen jälkeen paarteiden pinta ei ollut enää tasainen, vaan siihen oli muodostunut plastista muodonmuutosta. Pinnan tarkkaa muodonmuutoksen suuruutta ei saatu mitattua kunnolla. Kuitenkin teräksellä viivoittimella katsottuna huomattiin selkeästi, että paarteiden pinta ei ollut enään tasainen.

Alapuolella olevassa kuvaajassa voiman ja siirtymän suhteen kulmaker-toimen alun loivempi kulma selittyy osittain koejärjestelystä ja paarteen pinnan alku jäykkyydestä.



Kuva 31. Kuvaaja koekuormituksen voiman ja siirtymän riippuvuudesta.



Kuva 32. Kuvassa näytetään syntynyttä muodonmuutosta.

5 JOHTOPÄÄTÖKSET

5.1 Kehän osien käyttöasteet

Pääpiirteittäin kehän eri rakenneosien ja liitosten käyttöasteet ovat sallituissa rajoissa eurokoodin mukaisessa mitoituksessa.

5.1.1 Tarkasteltava koekappale

Koekappale kesti paljon suuremman voiman kuin eurokoodin mukaiset laskelmat antoivat ymmärtää. Tämä kuitenkin johtuu siitä, että eurokoodin kaavoissa on tietynsuuruinen varmuus murtoon nähden ja myös siitä, että teräksen lujuus on oikeasti paljon suurempi kuin mitoituksessa käytetty arvo.

Eurokoodin liitoksien peruskaavoilla ei voitu huomioida kaikkia koekappaleen yksityiskohtia, kuten 15 mm korkeata teräskappaletta, joka oli hitsattuna kiinni paarteen pintaan. Kyseinen teräskappale vahvistaa liitosta juuri siitä kohtaa, jossa plastisoitumista oletettiin tapahtuvan. Myöskään päätylevyjen vaikutusta ei pystytty huomioimaan. Lisäksi eurokoodin liitoksien kaavat eivät ota huomioon myötölujittumista, eikä hitsauksien leveyttä, jotka jakavat jännitykset leveämmälle alueelle.

FEM-laskenta ja kuormituskoe osoittavat sen, että tarkasteltavan koekappaleen liitos kestää sille tulevan kuormituksen, vaikka sen käyttöaste ylittyy selvästi eurokoodin mukaisessa mitoituksessa.

FEM-laskennan ja todellisen kuormituskokeen antamat tulokset ovat taas hyvin lähellä toisiaan, sillä kuormituskokeen jälkeen koekappaleeseen jäi pysyvää muodonmuutosta voimalla 235 kN ja kun katsotaan kuvaa numero 24, niin voidaan huomata kimmoisen alueen loppuvan 180-240 kN kohdalle.

5.2 FEM-ohjelmien hyöty

FEM-ohjelmien hyöty on pitkälti siinä, että oikeaoppisella käytöllä voidaan tehdä tarkempia laskelmia kuin käsin laskemalla lyhyemmässä ajassa. Myös rakenteiden optimointi helpottuu, kun laskelmia ei tarvitse tehdä useita. Todellinen hyöty tulee erittäin haastavia rakenteita mitoittaessa, joita käsin laskemalla on todella vaikea laskea.

5.3 Käsinlaskennan tarkkuus

Käsinlaskennan taitoa ei ole syytä hävittää, sillä käsinlaskettaessakin päästään tarpeeksi tarkkoihin tuloksiin ja samalla saadaan käsitys itse mitoittavasta. Lisäksi saadaan jonkinlainen käsitys oikeasta suuruusluokasta, joka auttaa havaitsemaan virheet, jos niitä ilmenee laskettaessa laskentaohjelmilla.

Käsinlaskemalla ei kuitenkaan päästä sellaiseen tarkkuuteen, mihin FEM-ohjelmien oikeanlaisella käytöllä järkevässä ajassa päästään.

LÄHTEET

Packer, J.A., Wardenier, J., Zhao, X.-L., van der Vegte, G.J. & Kurobane, Y. 2009. CIDECT CONSTRUCTION WITH HOLLOW STEELSECTIONS 3. Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading. CIDECT: Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire.

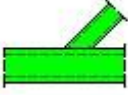

RIL 201-1-2011: Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. 2011. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto ry.

SFS-EN 1992-1-1 + AC:2007, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. Viitattu 6.10.2014.

SFS-EN 1993-1-1:2006, Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. Viitattu 7.10.2014.

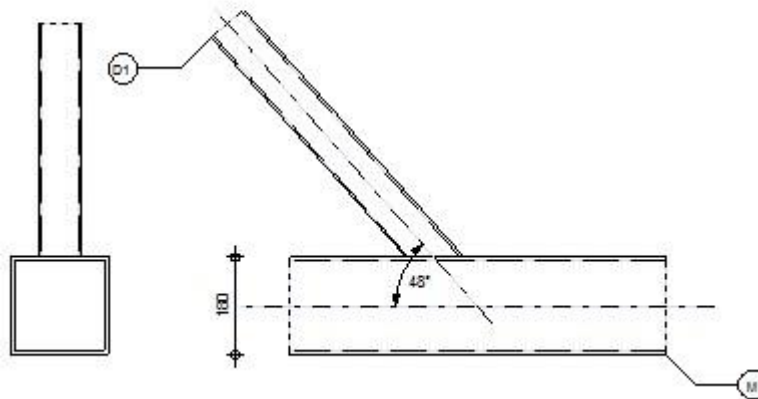
SFS-EN 1993-1-8:2006, Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1–8: Liitosten mitoitus. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. Viitattu 2.1.2015.

TARKASTELTAVA LIITOS (24)

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	Professional	2015	
	Design of truss node connection						
EN 1993-1-8:2005/AC:2009							

D1 - RRHS 80x80x4

M - RRHS 180x180x6



General

Connection no.: 6
 Connection name: Tube
 Structure node: 24
 Structure bars: 8, 22

Geometry

Bars

	Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
Bar no.:	8	22			
Section:	RRHS 180x180x6	RRHS 80x80x4			
h	180	80			mm
b _f	180	80			mm
t _w	6	4			mm
t _f	6	4			mm
r	6	4			mm
Material:	S355J2G3	S355J2G3			
f _y	355,00	355,00			MPa
f _u	490,00	490,00			MPa
Angle θ	0,0	48,4			Deg
Length l	11581	1759			mm

Welds

a_d = 4 [mm] Thickness of welds of diagonals and posts



Loads

Case: 6: COMB1 (2+4) *1.50+3*0.90+(5+1) *1.15+14*1.00

Chord

$N_{01,Ed} = -143,64$ [kN] Axial force
 $M_{01,Ed} = -7,41$ [kN*m] Bending moment
 $N_{02,Ed} = 7,52$ [kN] Axial force
 $M_{02,Ed} = -7,41$ [kN*m] Bending moment

Diagonal 1

$N_1 = 225,10$ [kN] Axial force
 $M_1 = 0,00$ [kN*m] Bending moment

Shear forces were not included in the connection verification. The connection was designed as a truss node.

Results

Capacity verification Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005

$\gamma_{M5} = 1,00$ Partial safety factor [Table 2.1]

Failure modes for joints (RHS chord members) [Table 7.10] for $N_{i,Rd}$ and [Table 7.14] for $M_{i,Rd}$

Geometrical parameters

$\beta = 0,44$ Coefficient taking account of geometry of connection bars $\beta = b_1/b_0$ [1.5 (6)]
 $\gamma = 15,00$ Coefficient taking account of geometry of the chord $\gamma = b_0/(2*t_0)$ [1.5 (6)]
 $n = 0,10$ Coefficient taking account of stresses in the chord $n_0 = \sigma_{0,Ed}/f_{y0}$
 $k_n = 1,00$ Coefficient taking account of stresses in the chord $k_n = 1.0$

Tube chord face failure

Diagonal 1

$N_{1,Rd} = 128,26$ [kN] Tension capacity $N_{1,Rd} = [(k_n * f_{y0} * t_0^2) / ((1-\beta) * \sin(\theta_1))] * [2 * \beta / \sin(\theta_1) + 4 * \sqrt{1-\beta}] / \gamma_{M5}$
 $|N_1| \leq N_{1,Rd}$ $|225,10| > 128,26$ not verified (1,76)
 $M_{1,Rd} = 4,71$ [kN*m] Bending resistance $M_{1,Rd} = k_n * f_{y0} * t_0^2 * h_1 * [1 / (2 * \eta) + 2 / \sqrt{1-\beta} + \eta / (1-\beta)] / \gamma_{M5}$
 $|M_1| \leq M_{1,Rd}$ $|0,00| < 4,71$ verified (0,00)
 $N_1/N_{1,Rd} + M_1/M_{1,Rd} \leq 1$ $1,76 > 1,00$ not verified (1,76)

Chord shear

Diagonal 1

$A_v = 2160,00$ [mm²] Shear area of the chord $A_v = 2 * h_0 * t_0$
 $N_{1,Rd} = 591,94$ [kN] Tension capacity $N_{1,Rd} = f_{y0} * A_v / [\sqrt{3} * \sin(\theta_1)] / \gamma_{M5}$
 $|N_1| \leq N_{1,Rd}$ $|225,10| < 591,94$ verified (0,38)

Chord resistance

$N_{0,Rd} = 1448,40$ [kN] Compression capacity $N_{0,Rd} = (A_0 * f_{y0}) / \gamma_{M5}$
 $|N_{01}| \leq N_{0,Rd}$ $|-143,64| < 1448,40$ verified (0,10)

Verification of welds

Diagonal 1

$\beta_w =$	0,89	Correlation coefficient		[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor		[Table 2.1]
Longitudinal weld				
$\sigma_{\perp} =$	139,11 [MPa]	Normal stress in a weld		
$\tau_{\perp} =$	139,11 [MPa]	Perpendicular tangent stress		
$\tau_{\parallel} =$	174,61 [MPa]	Tangent stress		
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$		139,11 < 352,80	verified	(0,39)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$		410,95 < 441,69	verified	(0,93)

Connection does not conform to the code	Ratio	1,76
--	-------	------

RAKENNEOSIEN KÄYTTÖASTEET

STEEL DESIGN

CODE: SFS-EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 6 Column_6

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00

L = 0.000 m

LOADS:

Governing Load Case: 6 COMB1 (2+4)*1.50+3*0.90+(5+1)*1.15+14*1.00

MATERIAL:

S355J2G3 (S355) $f_y = 355.00$ MPa

**SECTION PARAMETERS: RRHS 300x200x10**

h=300.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=200.0 mm	Ay=3704.00 mm ²	Az=5556.00 mm ²	Ax=9260.00 mm ²
tw=10.0 mm	Iy=113000000.00 mm ⁴	Iz=60600000.00 mm ⁴	Ix=130000000.00 mm ⁴
tf=10.0 mm	Wply=920910.00 mm ³	Wplz=698080.00 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 512.27 kN	My _{Ed} = -12.00 kN*m	
N _{c,Rd} = 3287.30 kN	My _{Ed,max} = -72.19 kN*m	
N _{b,Rd} = 983.68 kN	My _{c,Rd} = 326.92 kN*m	Vz _{Ed} = 9.00 kN
	MN _{y,Rd} = 326.92 kN*m	Vz _{c,Rd} = 1138.75 kN

Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:****BUCKLING PARAMETERS:**

About y axis:	About z axis:
Ly = 10.512 m	Lz = 10.512 m
Lcr,y = 10.512 m	Lcr,z = 10.512 m
Lamy = 95.16	Lamz = 129.94
Lam _y = 1.25	Lam _z = 1.70
Xy = 0.50	Xz = 0.30
kyy = 1.12	kzy = 0.00

VERIFICATION FORMULAS:**Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

$$\Lambda_{y} = 95.16 < \Lambda_{y,max} = 210.00 \quad \Lambda_{z} = 129.94 < \Lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.56 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.52 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections Not analyzed



Displacements

$v_x = 37.9 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 70.1 \text{ mm}$

Verified

Governing Load Case: 3 WIND1

$v_y = 0.0 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 70.1 \text{ mm}$

Verified

Governing Load Case: 1 DL1

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: SFS-EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 9 Beam_9

POINT: 2

COORDINATE: x = 0.63

L = 13.075 m

LOADS:

Governing Load Case: 6 COMB1 (2+4)*1.50+3*0.90+(5+1)*1.15+14*1.00

MATERIAL:

S355J2G3 (S355) $f_y = 355.00$ MPa

**SECTION PARAMETERS: RRHS 180x180x6**

h=180.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=180.0 mm	Ay=2040.00 mm ²	Az=2040.00 mm ²	Ax=4080.00 mm ²
tw=6.0 mm	Iy=20400000.00 mm ⁴	Iz=20400000.00 mm ⁴	Ix=32200000.00 mm ⁴
tf=6.0 mm	Wply=264350.00 mm ³	Wplz=264350.00 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 650.95 kN	My,Ed = 14.73 kN*m	
Nc,Rd = 1448.40 kN	My,Ed,max = 28.54 kN*m	
Nb,Rd = 1448.40 kN	My,c,Rd = 93.84 kN*m	Vz,Ed = 1.22 kN
	MN,y,Rd = 67.57 kN*m	Vz,c,Rd = 418.12 kN
	Mb,Rd = 93.27 kN*m	

Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

z = 1.00	Mcr = 566.31 kN*m	Curve,LT - d	XLT = 0.99
Lcr,upp=20.616 m	Lam_LT = 0.41	fi,LT = 0.56	XLT,mod = 0.99

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:

$$k_{yy} = 0.90$$



About z axis:

$$k_{zy} = 0.60$$

VERIFICATION FORMULAS:**Section strength check:**

$$N,Ed/N_{c,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(X_y * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.72 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(X_z * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections

$u_y = 0.0 \text{ mm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 103.1 \text{ mm}$

Verified

Governing Load Case: 1 DL1

$u_z = 49.5 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 103.1 \text{ mm}$

Verified

Governing Load Case: 9 COMB3 (1+2+3+4+5+14)*1.00



Displacements *Not analyzed*

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: *SFS-EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 12 Beam_12

POINT: 3

COORDINATE: x = 0.64

L = 12.831 m

LOADS:

Governing Load Case: 6 COMB1 (2+4)*1.50+3*0.90+(5+1)*1.15+14*1.00

MATERIAL:

S355J2G3 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: RRHS 120x120x6

h=120.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=120.0 mm	Ay=1320.00 mm ²	Az=1320.00 mm ²	Ax=2640.00 mm ²
tw=6.0 mm	Iy=5620000.00 mm ⁴	Iz=5620000.00 mm ⁴	Ix=9130000.00 mm ⁴
mm ⁴			
tf=6.0 mm	Wply=111610.00 mm ³	Wplz=111610.00 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -665.36 kN	My,Ed = 2.16 kN*m	
Nt,Rd = 937.20 kN	My,pl,Rd = 39.62 kN*m	
	My,c,Rd = 39.62 kN*m	Vz,Ed = -0.12 kN
	MN,y,Rd = 14.87 kN*m	Vz,c,Rd = 270.55 kN

kN

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N,Ed/Nt,Rd = 0.71 < 1.00 (6.2.3.(1))
 My,Ed/My,c,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.5.(1))
 My,Ed/MN,y,Rd = 0.14 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections

uy = 0.0 mm < uy max = L/200.00 = 101.0 mm

Verified

Governing Load Case: 1 DL1

uz = 48.0 mm < uz max = L/200.00 = 101.0 mm

Verified

Governing Load Case: 9 COMB3 (1+2+3+4+5+14)*1.00



Displacements Not analyzed

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: SFS-EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 35 Diagonal_35

POINT: 2

COORDINATE: x = 0.50

L = 0.975 m

LOADS:

Governing Load Case: 8 COMB2 (1+5)*1.15+3*0.90+(4+7)*1.50+14*1.00

MATERIAL:

S355J2G3 (S355) $f_y = 355.00$ MPa

**SECTION PARAMETERS: RRHS 80x80x4**

h=80.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=80.0 mm	Ay=585.00 mm ²	Az=585.00 mm ²	Ax=1170.00 mm ²
tw=4.0 mm	Iy=1110000.00 mm ⁴	Iz=1110000.00 mm ⁴	Ix=1800000.00 mm ⁴
tf=4.0 mm	Wply=33070.00 mm ³	Wplz=33070.00 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 302.42 kN	My,Ed = 0.54 kN*m	
Nc,Rd = 415.35 kN	My,Ed,max = 1.00 kN*m	
Nb,Rd = 323.47 kN	My,c,Rd = 11.74 kN*m	Vz,Ed = -0.51 kN
	MN,y,Rd = 4.13 kN*m	Vz,c,Rd = 119.90 kN

kN

Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:****BUCKLING PARAMETERS:**

About y axis:

Ly = 1.951 m	Lam_y = 0.83
Lcr,y = 1.951 m	Xy = 0.78
Lamy = 63.33	kyy = 1.43



About z axis:

Lz = 1.951 m	Lam_z = 0.83
Lcr,z = 1.951 m	Xz = 0.78
Lamz = 63.33	kzy = 0.00

VERIFICATION FORMULAS:**Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.73 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

$$\Lambda_{b,y} = 63.33 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \Lambda_{b,z} = 63.33 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 1.06 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Incorrect section !!!

STEEL DESIGN

CODE: *SFS-EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 36 Diagonal_36

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00

L = 2.007 m

LOADS:

Governing Load Case: 8 COMB2 (1+5)*1.15+3*0.90+(4+7)*1.50+14*1.00

MATERIAL:

S355J2G3 (S355) $f_y = 355.00$ MPa

Ro

**SECTION PARAMETERS: RRHS 80x80x4**

h=80.0 mm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=80.0 mm

Ay=585.00 mm²

Az=585.00 mm²

Ax=1170.00 mm²

tw=4.0 mm

Iy=1110000.00 mm⁴

Iz=1110000.00 mm⁴

Ix=1800000.00

mm⁴

tf=4.0 mm

Wply=33070.00 mm³

Wplz=33070.00 mm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -356.15 kN

Nt,Rd = 415.35 kN

Vz,Ed = -0.09 kN

Vz,c,Rd = 119.90

kN

Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:****BUCKLING PARAMETERS:**

About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

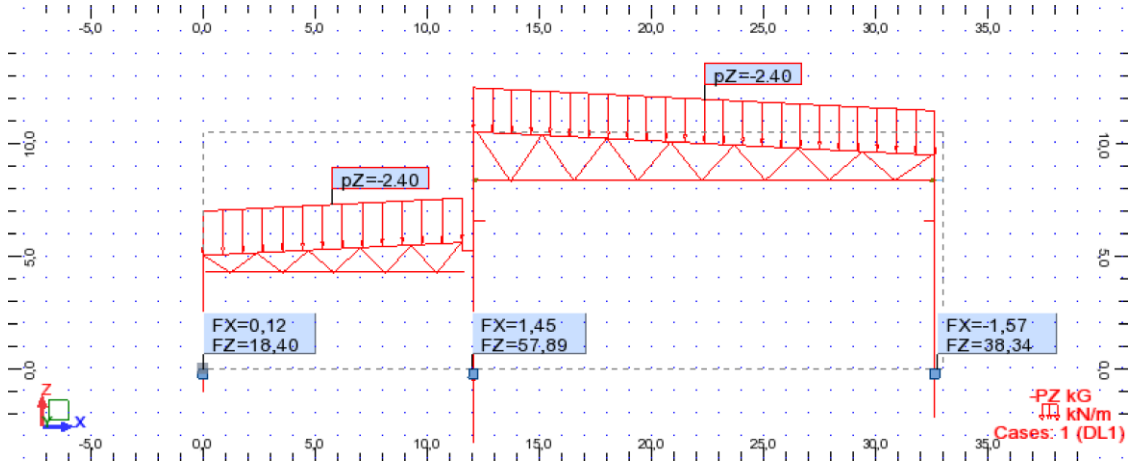
$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.86 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

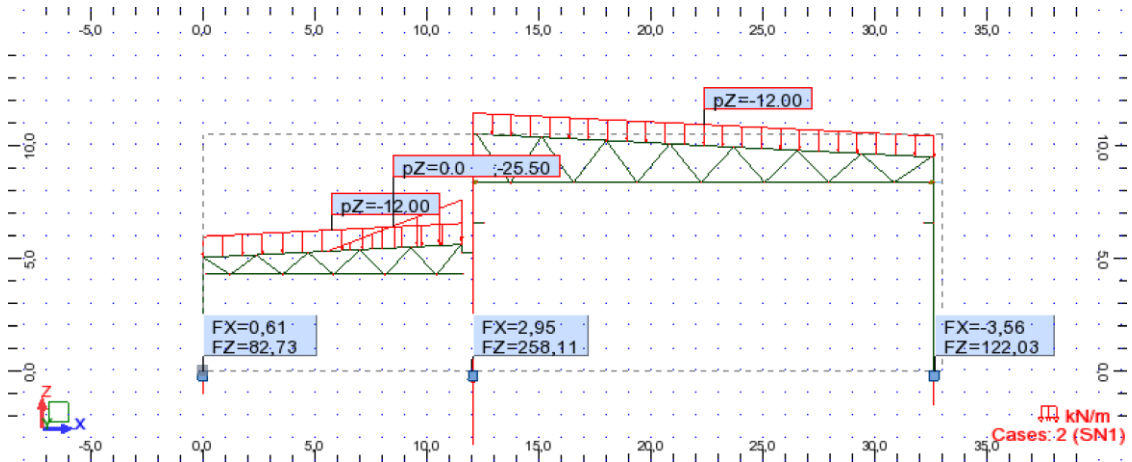
Section OK !!!

KUORMITUKSET JA KUORMITUSYHDISTELMÄT

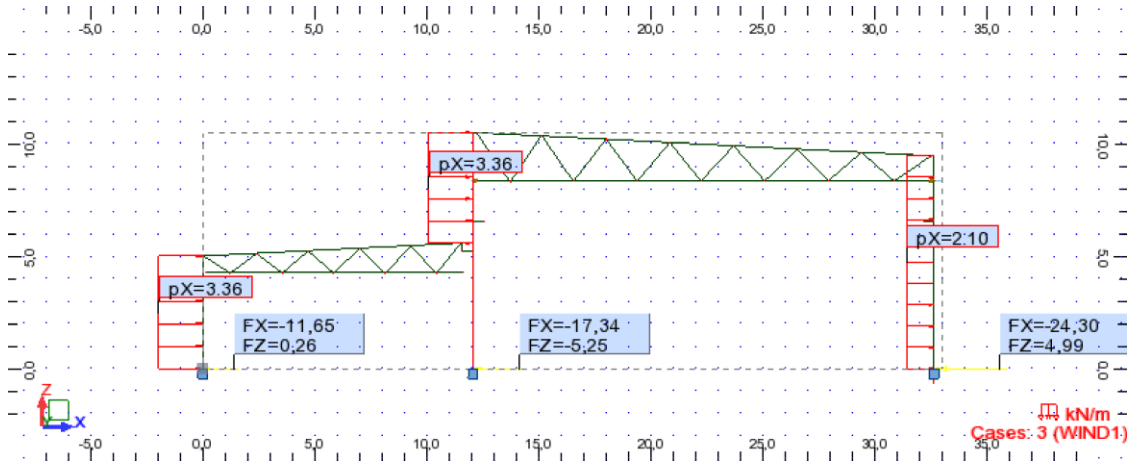
View - Reaction forces(kN); Cases: 1 (DL1)



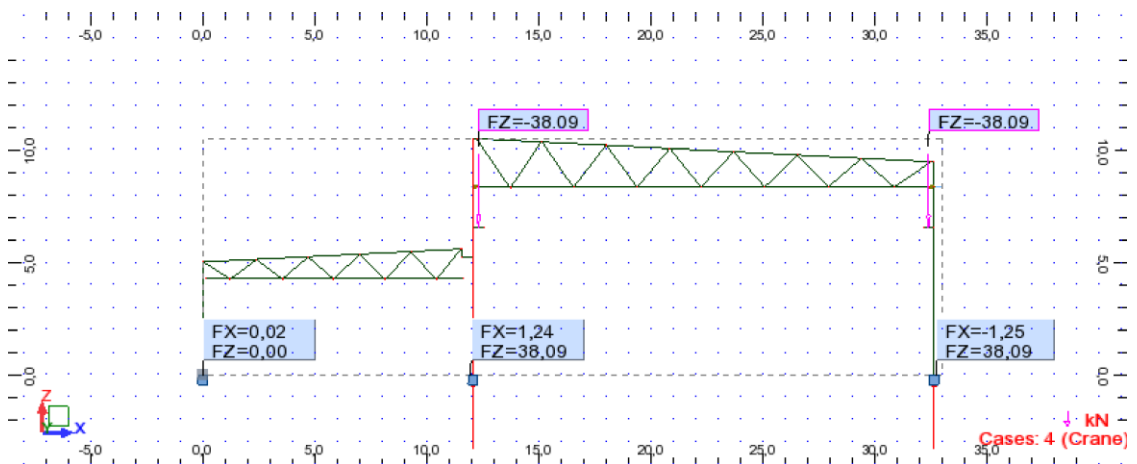
View - Reaction forces(kN); Cases: 2 (SN1)



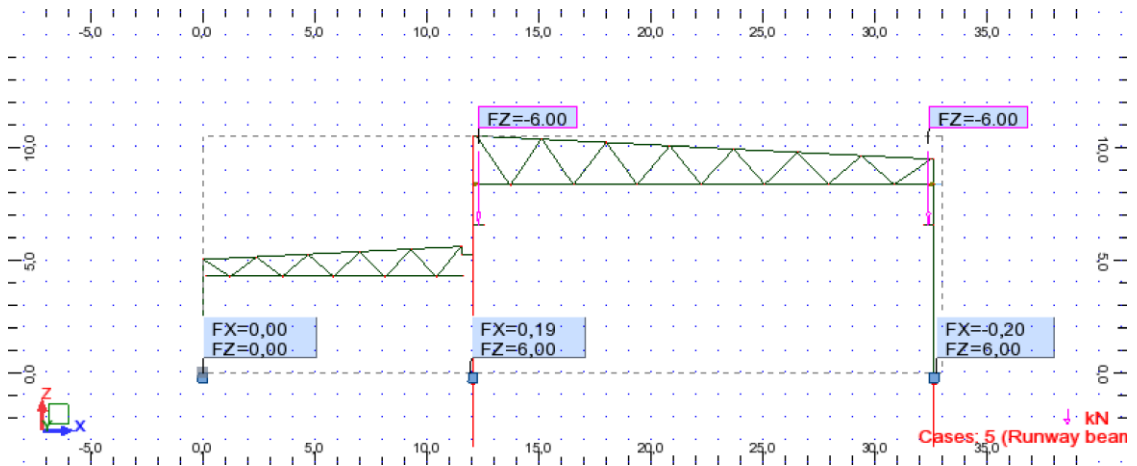
View - Reaction forces(kN); Cases: 3 (WIND1)



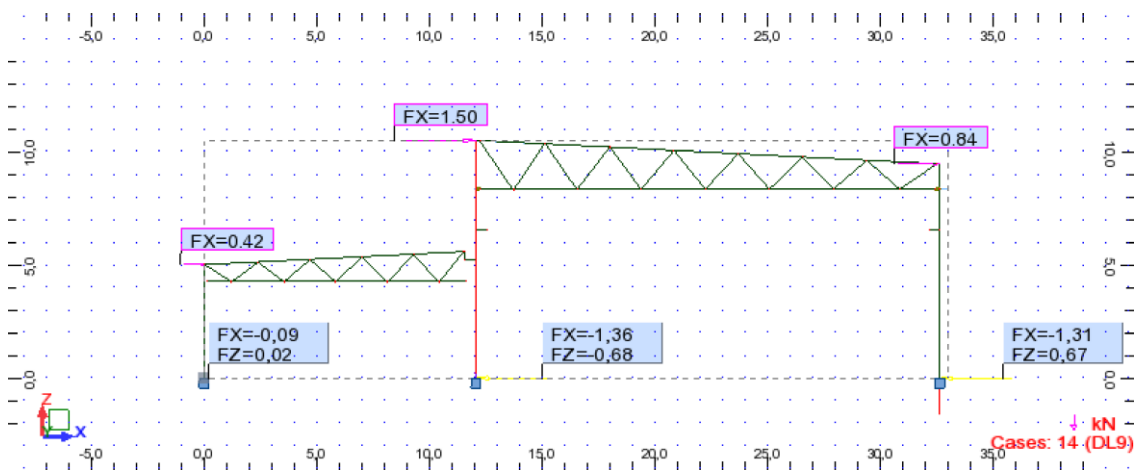
View - Reaction forces(kN); Cases: 4 (Crane)



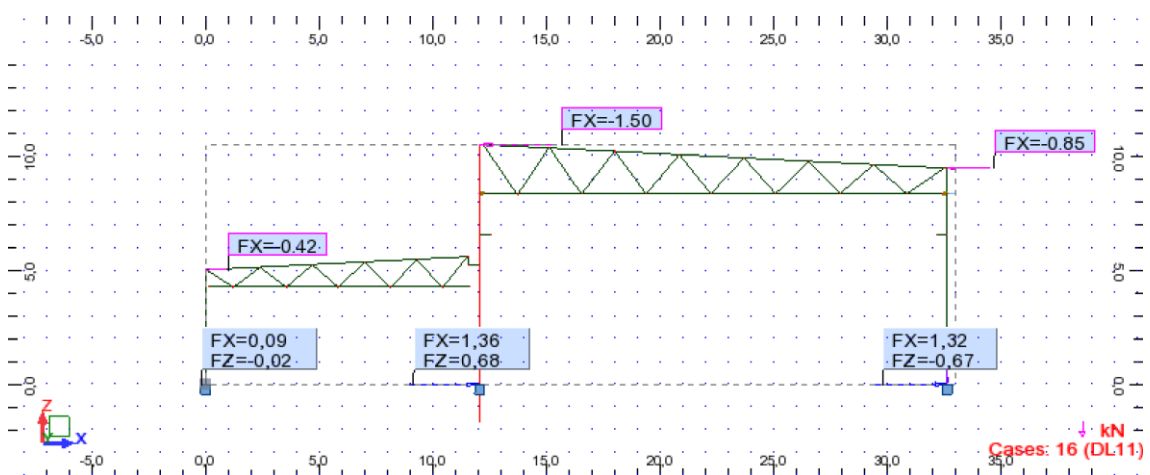
View - Reaction forces(kN); Cases: 5 (Runway beam)



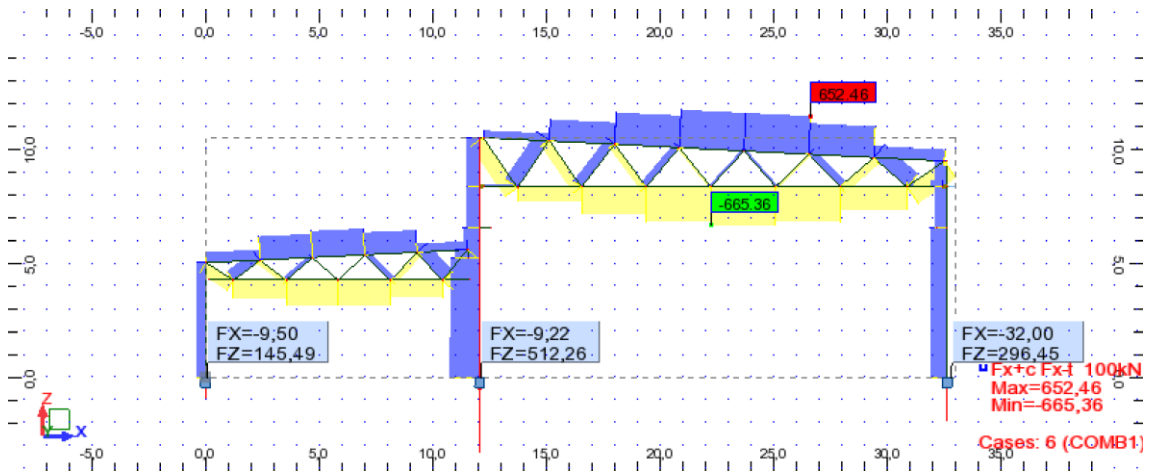
View - Reaction forces(kN); Cases: 14 (DL9)



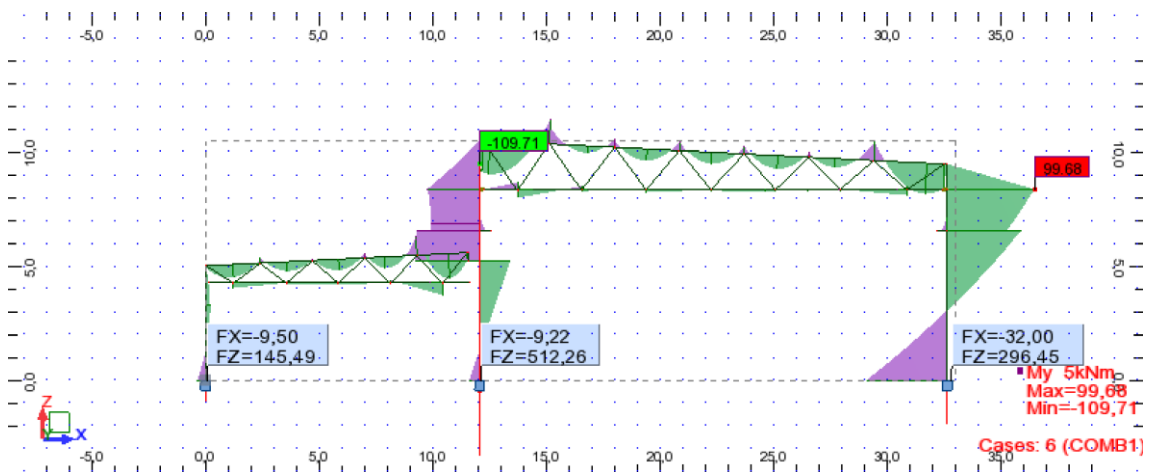
View - Reaction forces(kN); Cases: 16 (DL11)



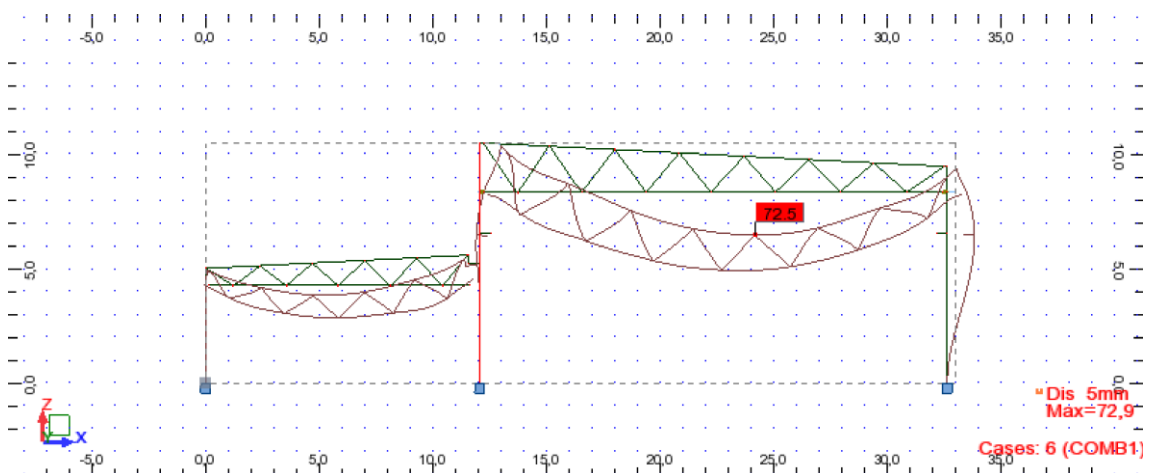
View - FX;Reaction forces(kN); Cases: 6 (COMB1)



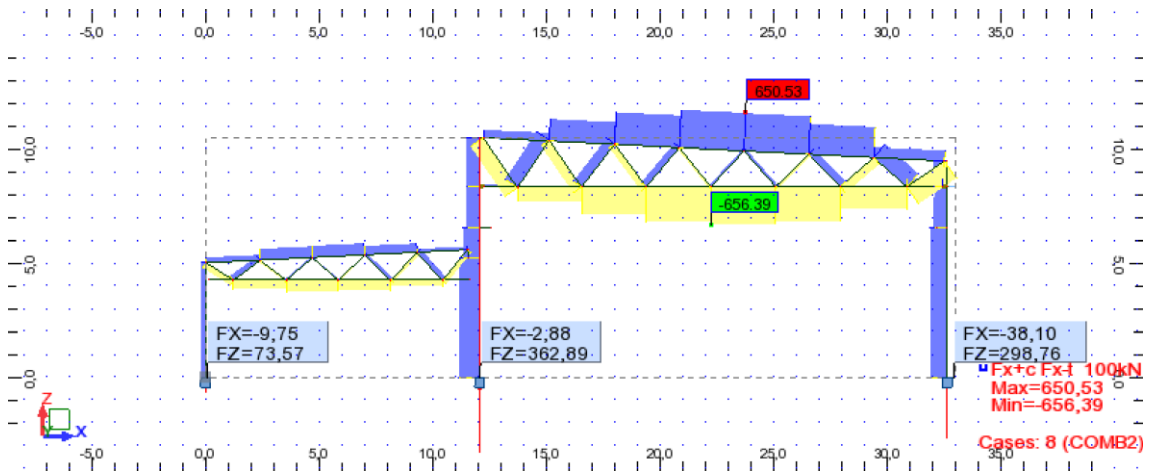
View - MY;Reaction forces(kN); Cases: 6 (COMB1)



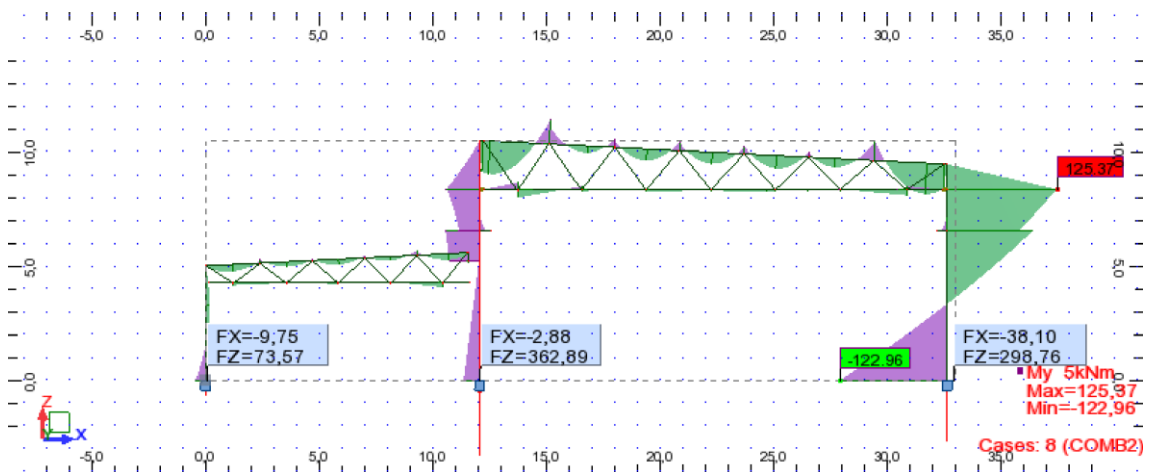
View - Deformation; Cases: 6 (COMB1)



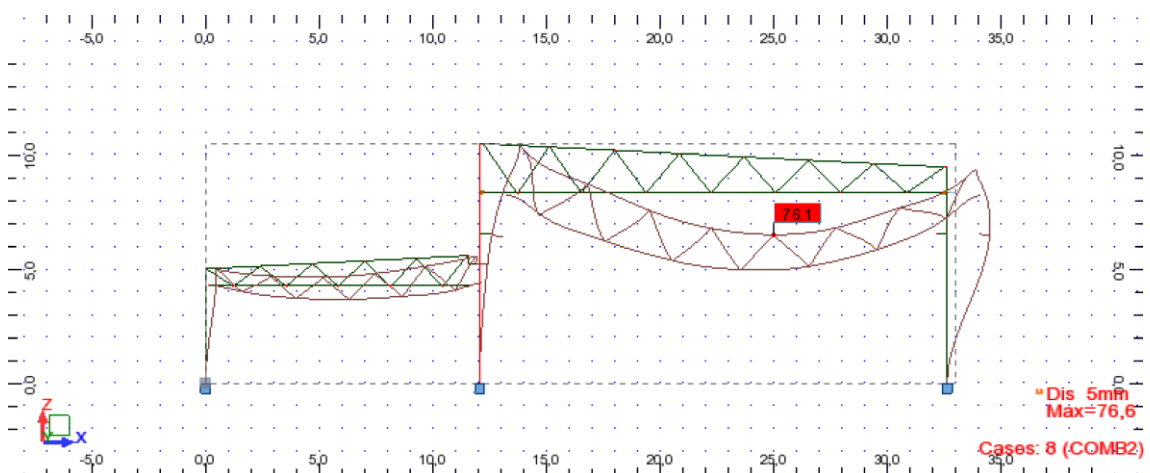
View - FX;Reaction forces(kN); Cases: 8 (COMB2)



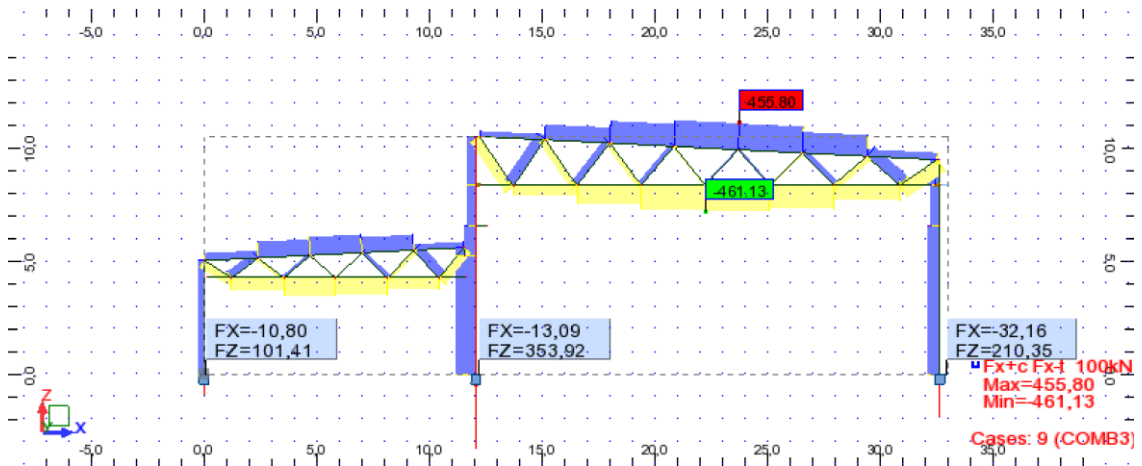
View - MY;Reaction forces(kN); Cases: 8 (COMB2)



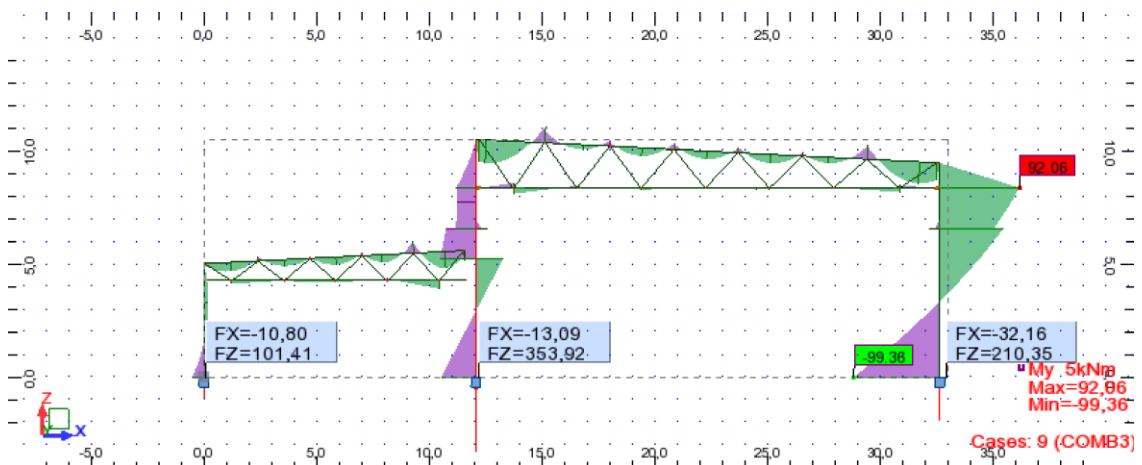
View - Deformation; Cases: 8 (COMB2)



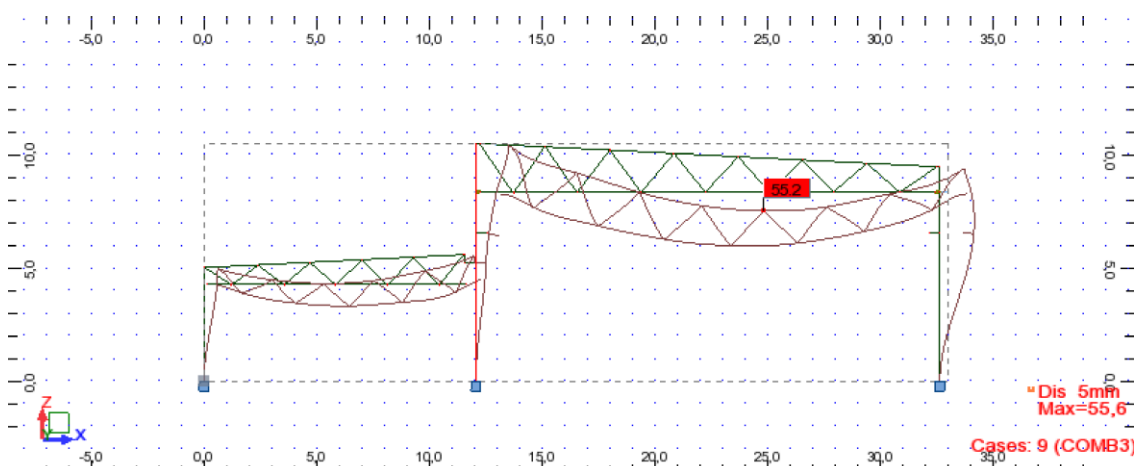
View - FX;Reaction forces(kN); Cases: 9 (COMB3)



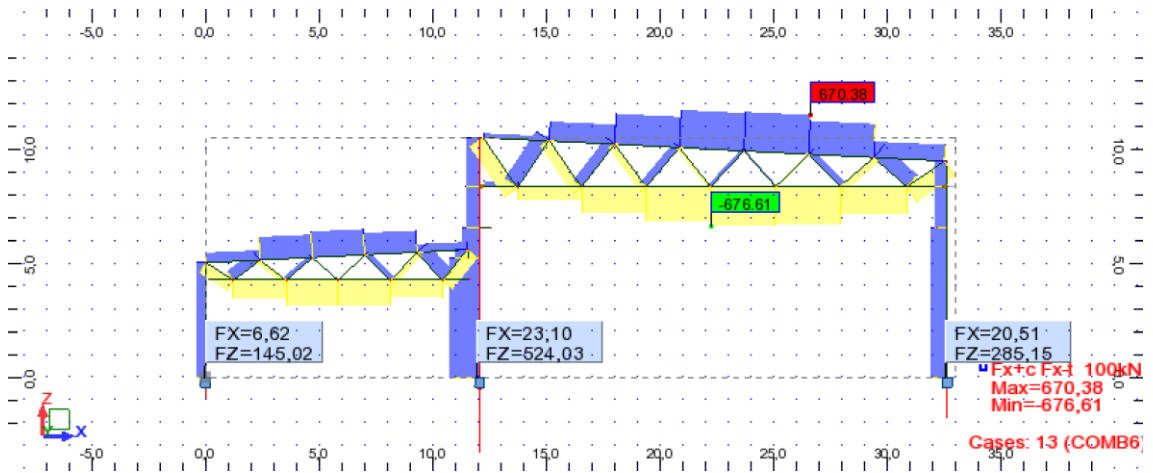
View - MY;Reaction forces(kN); Cases: 9 (COMB3)



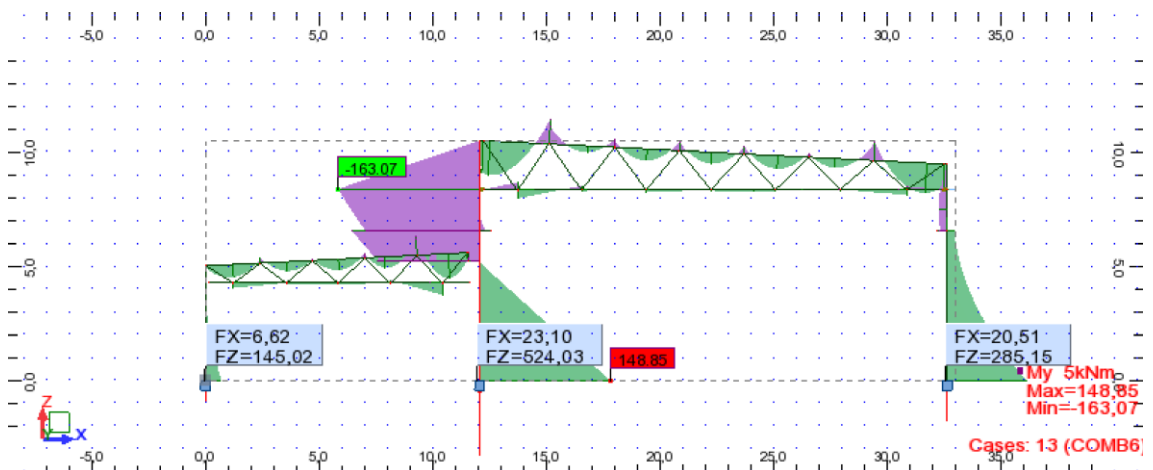
View - Deformation; Cases: 9 (COMB3)



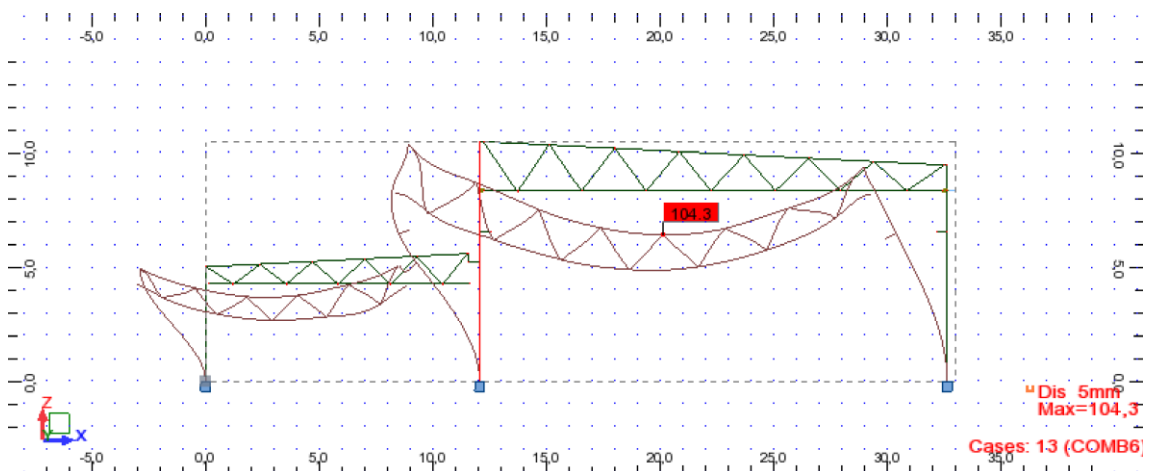
View - FX;Reaction forces(kN); Cases: 13 (COMB6)



View - MY;Reaction forces(kN); Cases: 13 (COMB6)

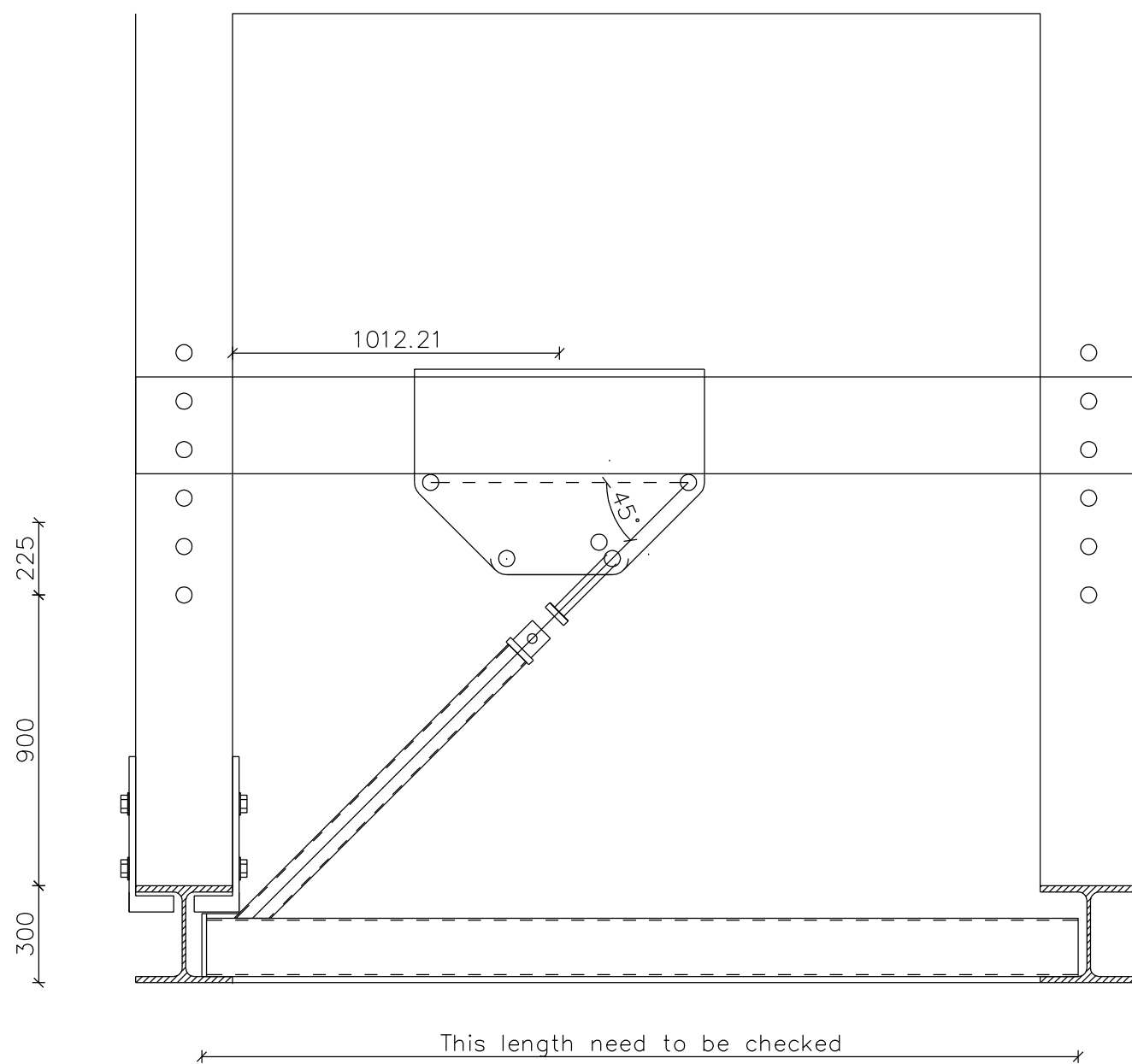


View - Deformation; Cases: 13 (COMB6)



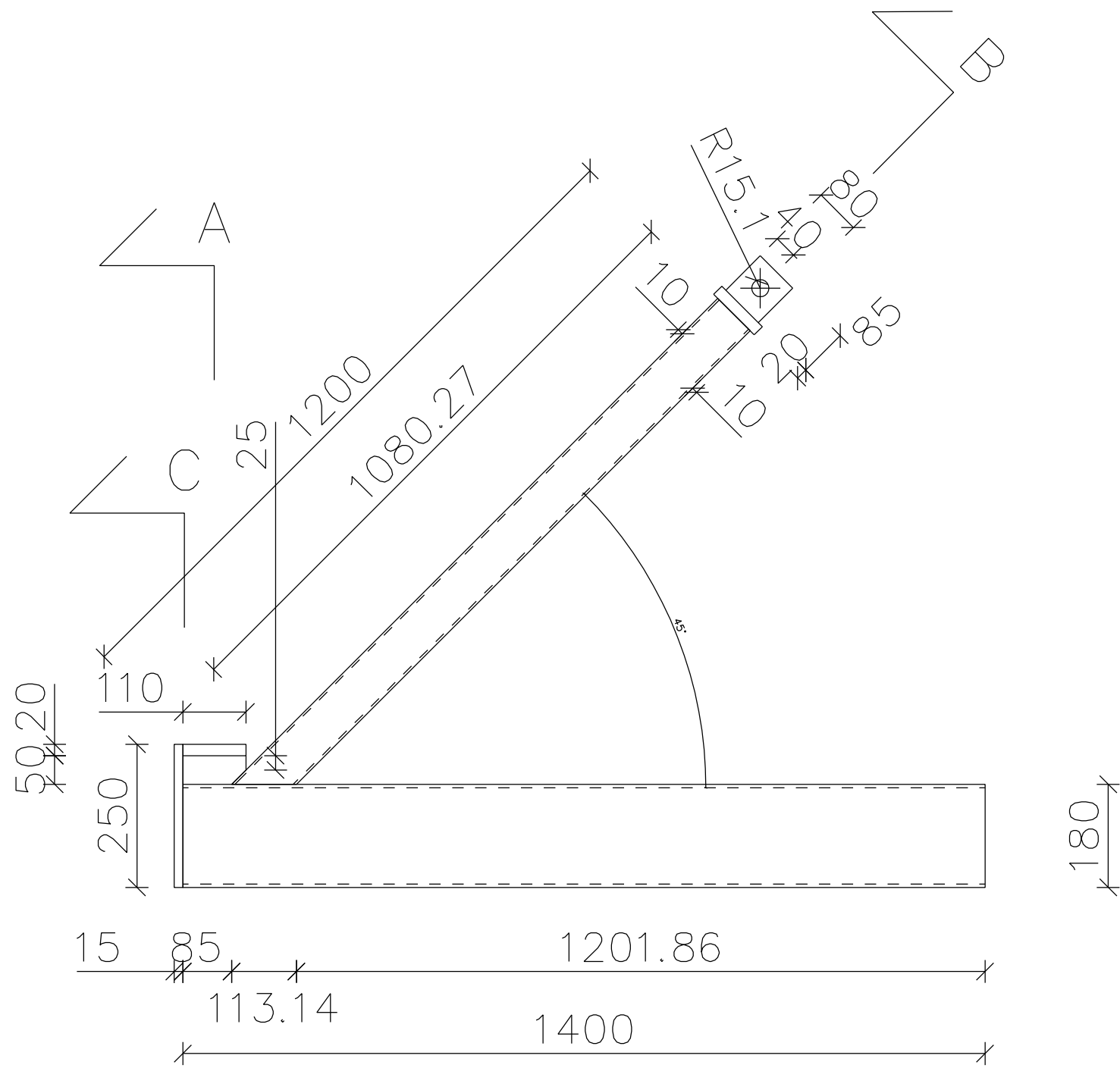
Testausjärjestely:

- Koekappaleen alkupää asennetaan vanhan HEB palkin sisään ja kiilataan teräslapuilla
 - Alkupää tuettava sivusuunnassa esim. vengoilla
- Koekappaleen toinenpää tuetaan vanhoilla palkeilla toisellapuolella olevaan vanhaan HEB palkkiin ja tuetaan sivusuunnassa
- Kelkka siirretään mahdollisimman lähelle oikeaa kohtaa ja loppu säätö tehdään koekappaletta siirtämällä



Leave enough space here so we can adjust the test subject according to loading frame

TUNN.	LUKUM.	MUUTOS	NIMIM. PVM	
Kaupunginosa	Kortteli/tila	Tontti/nro	Viranomaisten merkintöjä	
Rakennustoimenpide	Koekuormitus		Piirustuslaji	Juoks.no
Rakennuskohde	Ohutlevykeskus		Kokoonpanopiirustus	
			Piirustuksen sisältö	Mittakaavat
			Koejärjestely	1:20
			Koekappale	1:10
			Leikkaukset	1:5
			Suunnitteluala, työnnumero ja piirustuksen numero	Muutos
			RAK /	
Päiväys, suunnittelija, nimen selvennys ja koulutus	Yhteyshenkilö		Tiedosto	
12.1.2015	Jani Hyyryläinen			



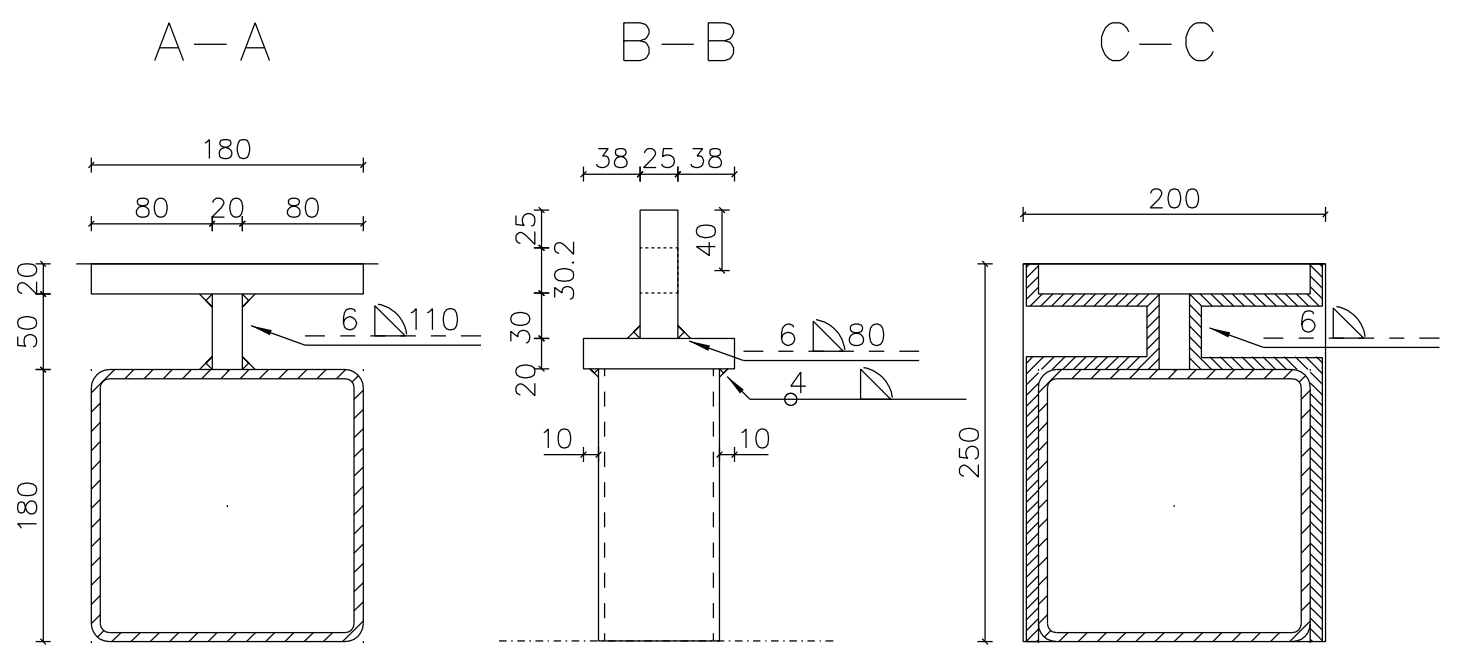
Putkiprofiilit:

180x180x6 S355J2H

80x80x4 S355J2H

Putkiprofiilit hitsataan toisiinsa pianahitsillä, jonka a-mitta on 4 mm

Lattateräkset S355J2



TUNN. LUKUM. MUUTOS			NIMIM. PVM	
Kaupunginosa	Kortteli/tila	Tontti/nro	Viranomaisten merkintöjä	
Rakennustoimenpide UUDISRAKENNUS			Piirustuslaji RAK	Juoks.no
Rakennuskohde Ohutlevykeskus			Piirustuksen sisältö Testikappale Leikkaukset	Mittakaavat 1:10 1:5
			Suunnitteluala, työnnumero ja piirustuksen numero	Muutos
			RAK	/1
Päiväys, suunnittelija, nimen selvennys ja koulutus 23.11.2014 Jani Hyyryläinen			Yhteyshenkilö	Tiedosto

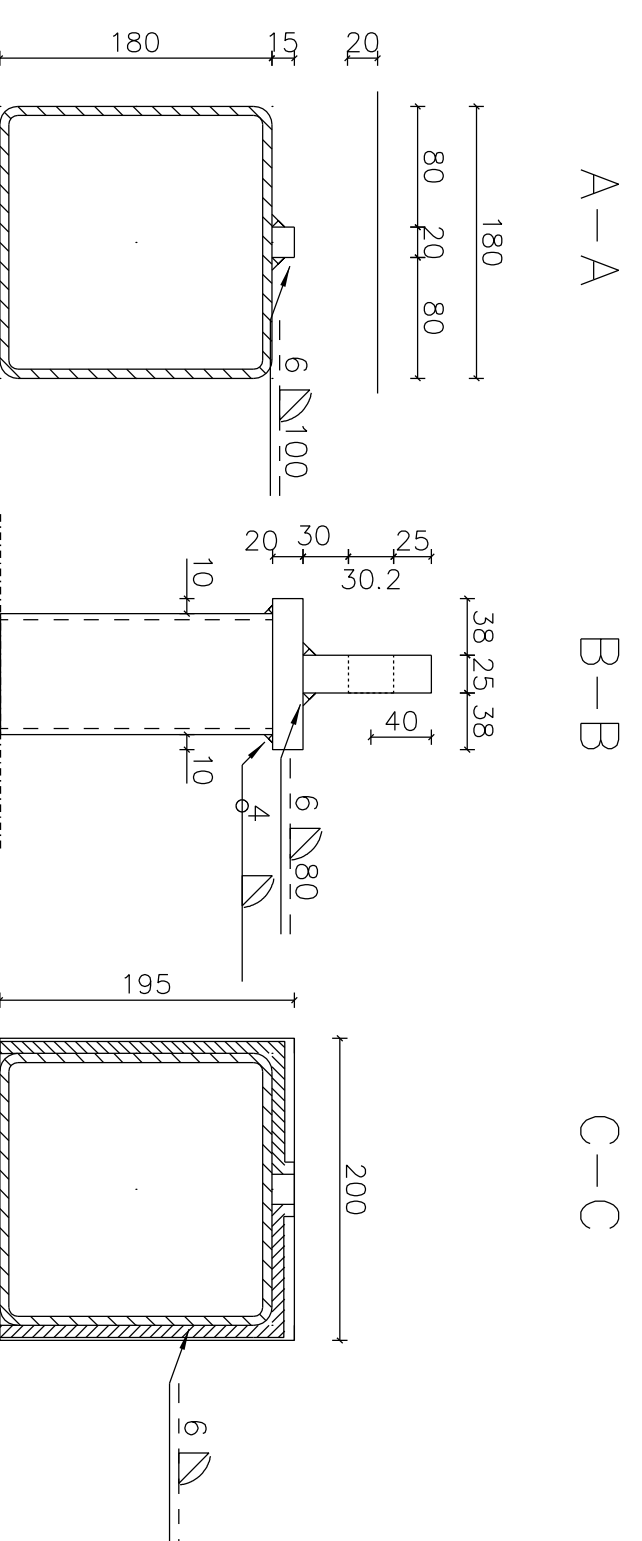
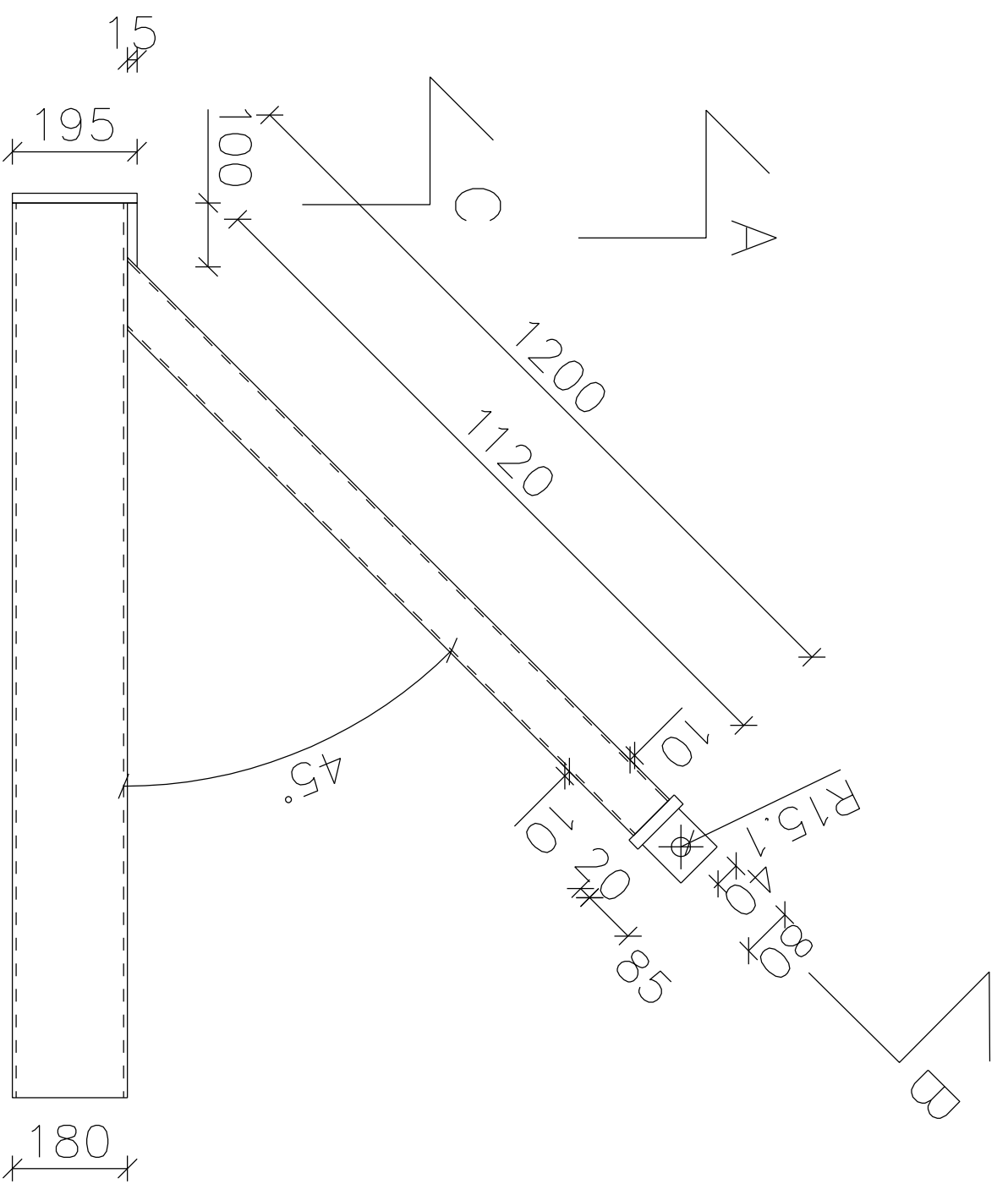
Putkiprofiilit:

180x180x6 S355J2H

80x80x4 S355J2H

Putkiprofiilit hitsataan toisiinsa pianahitsillä, jonka a-mitta on 4 mm

Lattateräksset S355J2



Oikea pituus mitattava kuormituskehän mukaan

TUNN. LUKUM. MUUTOS		NIMM. PVM	
Kaupunginosa	Korttelit/tila	Tontti/nro	Viranomaisen merkintä
Rakennustoimenpide UUDISRAKENNUS		Piirustaja RAK	Juoks.no
Rakennuskohde Ohutlevykeskus		Piirustuksen sisältö Testikappale Leikkaukset	Mittakaavat 1:10 1:5
Suunnittelua, työnnumero ja piirustuksen numero		Muutos	
Päiväys, suunnittelija, nimen selvitys ja koulutus 12.1.2015 Jani Hyryläinen		RAK /1	Tiedosto