

Siirtokelpoisen teräsrakennehallin rakennesuunnittelu

Joonas Lonka

OPINNÄYTETYÖ
Joulukuu 2022

Rakennetekniikka YAMK

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennetekniikka

LONKA, JOONAS
Siirtokelpoisen teräsrakennehallin rakennesuunnittelu

Opinnäytetyö 126 sivua, joista liitteitä 53 sivua
Joulukuu 2022

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on perehdyttää yrityksen suunnittelijoita siirtokelpoisen teräsrakenteisen hallin rakennesuunnitteluun. Tarkoituksena on antaa lähtötietoa siirtokelpoisuuden vaatimuksista ja erilaisten jäykistystapojen vaikutuksesta teräsrakenteisen hallin rakenteisiin. Opinnäytetyössä keskitytään teräsosien ja teräsliitoksien mitoitukseen, liitoksien ominaisuuksien määrittämiseen, eri rakennejärjestelmien välisiin eroihin FEM-laskentaohjelman avulla.

Opinnäytetyössä tutkitaan mastojäykisteisen hallin ja vinositeillä jäykistetyin hallirunkojen eroja sekä erilaisten liitosjäykkyyksien vaikutusta kantavan rungon teräsosien käyttöasteisiin, voimasuureisiin ja siirtymiin. Työssä esitetään yksinkertaistettuja menetelmiä FEM-laskennan tulosten analysointiin ja tuloksien oikeellisuuden tarkistamiseen. FEM-laskentatulosten vertailussa käytetään tuotevalmistajien luomia laskentaohjelmia, yrityksen omistuksessa olevien Excel-laskentapohjien antamia tuloksia, statiikan kaavojen avulla laskettujen yksinkertaistettujen rakenteiden antamia tuloksia ja tutkitaan kirjallisuutta siirtokelpoisista teräsrakenteista.

Opinnäytetyöstä on rajattu pois teräsrakenteiden palomitoitus ja palonsuojaus. Myöskään rungon ulkopuolisia rakenteita, liittolevyjä, -pilareita eikä yksittäisen liitoksen jäykkyyden laskentaa käsitellä.

hallirakenne, teräsrakenteet, teräsosaliitokset, FEM, laskentaohjelmat, siirtokelpoisuus, rakennejärjestelmä

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Structural engineering

LONKA, JOONAS
Structural design of a reusable steel hall

Bachelor's thesis 126 pages, appendices 53 pages
December 2022

The aim of this thesis is to brief the company's designers to the structural design of a reusable steel-framed hall. The purpose is to provide basic information about the requirements for portability and the effect of various bracing methods on the structures of a steel-framed hall. The thesis focuses on the dimensioning of steel parts and steel joints, determining the properties of the joints, the differences between different structural systems using the FEM calculation program.

The thesis will examine the differences between a mast-stiffened hall and a hall frame stiffened with diagonal ties and investigate the effect of different joint stiffnesses on the utilization rates, force magnitudes and displacements of the steel parts of the load-bearing frame. The thesis will present simplified methods for analyzing the results of FEM calculations and checking the correctness of the results. In the comparison of the FEM calculation results, the calculation programs created by the product manufacturers, the results given by the company's own Excel calculation bases and the results given by the simplified structures calculated with the simple of statics formulas will be used and the literature on reusable steel structures in studied.

The thesis will not deal with the fire design or flame protection of steel structures, structures outside the frame, the stiffness of a single joint, or the flexural factor.

hall structure, steel structures, steel part connections, FEM, calculation programs, reusable, structural system

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	8
1.1	Tausta	8
1.2	Tavoite ja tutkimuskysymys	8
1.3	Suoritus	8
1.4	Rajaukset	9
2	RAKENNESUUNNITTELU OSANA TERÄSRAKENNEHALLIHANKETTA	10
2.1	Rakennesuunnittelun tehtäväjako	10
2.2	Rakennesuunnittelun vaiheet	11
2.3	Hallin rakenteiden suunnittelun vaativuus	12
3	MÄÄRÄYKSET JA OHJEKORTIT	13
4	SIIRTOKELPOISUUDEN OMINAISUUDET	15
4.1	Siirtokelpoisuuden edut	15
4.2	Siirtokelpoisuuden haitat	16
4.3	Rakenteiden ominaisuudet	16
4.4	Perustuksien siirtokelpoisuus	16
4.5	Liitoksien valinta	17
5	HALLIKOHDE JA RAKENNERATKAISUN VALINTA	18
5.1	Tilaaajan ja viranomaisten asettamat vaatimukset	18
5.2	Teräsrungon jäykkyys ja stabiilius	19
5.3	Teräsrungon jäykistämistavat	19
5.3.1	Kehäjäykistys- menetelmä	20
5.3.2	Ristikojäykistys- menetelmä	20
5.3.3	Mastojäykistys- menetelmä	21
5.4	Rakenne- ja jäykistysmenetelmän valinta	22
6	Rakenteiden kuormitukset	23
6.1	Kuormitusyhdistelmät	24
7	Rakenneteräsosien mitoitus ja FEM-rakennemalli	26
7.1	FEM-mallin tarkastaminen	26
7.2	Teräsristikon mitoitus ja ristikkotyypin valinta	27
7.2.1	Teräsristikon korkeuden ja diagonaalien valitseminen	28
7.2.2	Teräsristikon sauvojen nurjahduspituudet	29
7.3	Teräsristikon FEM-mitoitus	30

7.3.1	Ristikon voimasuureet ja siirtymät	30
7.3.2	Teräsristikon FEM-laskennan tulokset.....	33
7.3.3	Käsinlaskentamitoitus	33
7.4	Teräspilarin mitoitus	36
7.4.1	Teräspilarin nurjahduspituuden määrittäminen.....	37
7.4.2	Teräspilarin FEM-mitoitus.....	38
7.4.3	Pilarin voimasuureet ja siirtymät	39
7.4.4	Teräspilarin FEM-laskennan tulokset	41
7.4.5	Käsinlaskentamitoitus	42
7.5	Teräsjäkisteiden mitoitus	44
7.5.1	Jäkisteiden FEM-mitoitus.....	45
7.5.2	Jäkisteiden FEM-tulokset.....	45
8	TERÄSOSALIITOKSET	47
8.1	Liitoksien laskentamenetelmä	47
8.2	Teräsosaliitoksien luokittelu	49
8.2.1	Liitoksen jäykkyys.....	50
8.2.2	Liitoksen lujuus	51
8.2.3	Liitoksen muodonmuutoskyky	52
8.3	Teräsosaliitoksien FEM-mitoitus	52
8.4	Liitoksien FEM-mallinnus	52
8.4.1	Teräsristikkoliitoksien FEM-mitoitus	54
8.4.2	Teräsristikkoliitoksien käsinlaskenta.....	55
8.5	Teräspilarin perustusliitos	56
8.5.1	Peruslevyliitoksen FEM-mitoitus.....	57
8.5.2	Peruslevyliitoksen käsinmitoitus	59
8.6	Vaihtoehtoisen rakennemallin vaikutus rakenneteräsosiin.....	59
8.6.1	Vaihtoehtoisen rakennemallin teräsristikko	60
8.6.2	Vaihtoehtoisen rakennemallin teräspilarit	62
8.6.3	Vaihtoehtoisen rakennemallin teräsosien liitokset	63
8.7	Tilaaajan vaatimuksien vaikutukset rakenneteräsosiin.....	65
9	TULOSSIEN ANALYSOINTI	66
9.1	Käsinlaskennan ja FEM-laskennan voimasuureet.....	66
9.1.1	Teräsristikkotulosten vertailu	66
9.1.2	Teräspilaritulosten vertailu.....	67
9.2	Käsinlaskennan ja FEM-laskennan liitosmitoitus.....	67
9.2.1	Teräsristikkoliitostuloksien vertailu	67

9.2.2 Peruslevyliitostuloksien vertailu	68
9.3 Vaihtoehtoisen rakennemallin vaikutukset	68
9.4 Tilaaajan vaatimuksien vaikutus käyttöasteisiin	69
10 POHDINTA JA YHTEENVETO	70
LÄHTEET	72
LIITTEET	73
Liite 1. Teräsristikko osien FEM-laskentatulokset	73
Liite 2. Teräspilarin FEM-laskenta.....	89
Liite 3. Vedetyn teräsjäykisteen FEM-laskenta	95
Liite 4. Teräsliitoksien FEM-laskenta	97
Liite 5. Teräsliitoksien ohjelmistolaskenta	103
Liite 6. Teräspilarin perustusliitos.....	111
Liite 7. Puuttivalmistajan liitoslaskelma	117
Liite 8. Teräspilarin momenttiliitos.....	123

LYHENTEET JA TERMIT

g_k	pysyväkuorma
q_k	hyötykuorma
H_d	lisävaakavoima
N_d	tukireaktio
P_d	mitoituskuorma
K_{FI}	kuormakerroin
P	esijännitysvoima
γ_P	esijännitysvoimien osavarmuuskerroin
$\psi_{0,1}$	yhdistelykerroin
L	rakenteen jänneväli
$N_{i,Ed}$	rakenteen normaalivoima
H_i	rakenteen korkeus
τ_d	leikkausvoima
F	ulkoinen kuorma
P_{ed}	rakenteen mitoitus pystykuorma
V_{ed}	rakenteen mitoitus leikkauskuorma
M_{ed}	rakenteen mitoitus momentti
$N_{i,Rd}$	rakenteen kestävyuden mitoitussarvo
S_j	liitoksen jäykkyys
EC	Eurokoodi
SFS	Suomen standardiliitto
$q_p(z)$	Puuskanopeuspaine

1 JOHDANTO

1.1 Tausta

Rakennemateriaalikustannusten noustessa on hyvä tutkia siirtokelpoisen teräs-rakenteisen hallin suunnitteluvaatimuksia ja nostaa esiin erilaisten rakenneratkai-sujen edut ja haitat, jotka on FEM-ohjelmien myötä saatu suunnittelijoille helposti tarkistettaviksi. Rakennelaskelmien tekeminen FEM-pohjaisilla laskentaohjel-milla on tänä päivänä tyypillistä ja ohjelmilla saadut tulokset voivat hyvin monesti olla harhaan johtavia. Joten tulokset tai voimasuureet tulisi aina varmistaa yksin-kertaisilla statiikan laskentakaavoilla.

1.2 Tavoite ja tutkimuskysymys

Tässä opinnäytetyössä tutkitaan siirtokelpoisuuden tuomat vaatimukset teräsrakenteisen hallin rakennesuunnittelussa. Työssä esitellään rakennesuunnittelussa määräävät vaatimukset, työvaiheet projektin aikana, annetaan ohjeita rakenne-laskelmien analysointiin sekä annetaan käytännönläheinen esimerkki tarkistella laskentaohjelman antamia laskentatuloksia. Työssä esitellään hallimaisen raken-nuksen jäykistysjärjestelmän valintamahdollisuudet sekä tuodaan esille vaihtoeh-toisen jäykistysmallin erot taipumissa, siirtymissä ja käyttöasteissa.

1.3 Suoritus

Opinnäytetyössä mallinnetaan teräsrakenteisen hallin runko- ja rakenneosien lii-tokset FEM-Design laskentaohjelmalla sekä annetaan ohjeita rakenneosien ja lii-toksien laskentamääritelmien asettamiseen. Työssä otetaan myös esille erilais-ten liitoksien ominaisuudet sekä niiden merkitys osana siirtokelpoisuutta ja koko rakennuksen jäykistysjärjestelmää. Opinnäytetyössä tutkitaan erilaisten liitos-jäykkyysien vaikutusta hallin rakenneosien käyttöasteisiin, taipumiin ja hallin siir-tymään. FEM-ohjelman antamia liitoslaskentatuloksia verrataan Excel-pohjaisiin laskentatiedostoihin ja tuoteosavalmistajan luomiin laskentaohjelmiin.

1.4 Rajaukset

Opinnäytetyön rajaus kulkee rakennuksen teräsrunгон suunnittelussa, jolloin rungon esisuunnittelua ja ulkopuolisia rakenteita, kuten anturoita ja kattoelementtejä, ei käsitellä. Työssä ei lasketa yksittäisten liitoksien jäykkyyksiä, jousivakiota eikä joustolukuja. Työssä ei käsitellä teräsrakenteiden palomitoitusta eikä rakenteiden palonsuojausta. Rakennukseen vaikuttavien kuormien määrittäminen otetaan esille, mutta kuormituksen yksityiskohtaisia laskelmia ei suoriteta.

2 RAKENNESUUNNITTELU OSANA TERÄSRAKENNEHALLIHANKETTA

Rakennesuunnittelun tarkoituksena on luoda hankeen muiden osapuolten kanssa kohteen rakennesuunnitelmat ja muut tarvittavat suunnitelmat ja tiedot, joilla voidaan rakentaa, käyttää ja ylläpitää rakennus tai rakenteet sen määritetyn käyttöajan ajan. Rakennesuunnitelmien laatu ja määritelmät tulee täyttää asetetut tavoitteet taloudellisesti, esteettisesti ja teknisesti. Viranomaisten, rakentamislainsäädännön ja hyvän rakentamistavan mukaiset vaatimukset tulee täytyä rakennesuunnitelmissa. Vastaavan rakenne- ja tuoteosasuunnittelijan vastuu on tärkeä hankeen rakenneteknisten ja -fysikaalisten riskien hallinnassa. Vastuun tärkeys korostuu poikkeuksellisen vaativissa kohteissa, joissa käytetään rakenteiden turvallisuuden erityismenettelyä. (RIL 229-1-2020 s.12)

Tekniselle asiantuntijalle tai rakennesuunnittelijalle on asetettu maankäyttö- ja rakennuslaissa /28/ seuraava vaatimus (Erytyissuunnittelija 120 c § 1mom):

Tarvittavan erityissuunnitelman laatii erityissuunnittelija. Erytyissuunnittelijan on huolehdittava, että hänellä on käytössään suunnittelussa tarvittavat lähtötiedot, ja että erityissuunnitelma täyttää rakentamista koskevien säännösten ja määräysten sekä hyvän rakentamistavan vaatimukset. Lisäksi hänen on tehtävä erityissuunnitelmaan rakennustyöaikaiset muutokset sekä laadittava 117 i §:n mukainen rakennuksen käyttö- ja huolto-ohje oman erityisalansa osalta.

2.1 Rakennesuunnittelun tehtävänjako

Teräsrakenteisen hallin rakennesuunnittelu voi sisältää koko rakennesuunnittelun tai vain yksittäisen erillissuunnittelutehtävän. Jos kohteessa on useampi rakennesuunnittelija, tulee rakennushankkeeseen tilaajan nimetä vastaava rakennesuunnittelija. Vastaavan rakennesuunnittelijan tehtäviin kuuluu vastata siitä, että erilliskonstruktioerillissuunnittelijoiden suunnitelmat rakenteista, rakenneosista ja rakennesarjoitelmista muodostavat yhdessä toimivan rakennekokonaisuuden ja täyttävät tarvittavan lujuuden ja vakauden. (RIL 229-1-2020 s.14)

Työssä on käytetty seuraavia nimityksiä:

- Vastaava rakennesuunnittelija toimii määräysten mukaisena vastaavana erityissuunnittelijana vastaten rakennesuunnittelun kokonaisuudesta asetuksen määräämässä laajuudessa ja tavalla.
- Tuoteosasuunnittelija toimii tuoteosakokonaisuuden, esim. rakennusrungon vastuullisena rakennesuunnittelijana.
- Valmisosasuunnittelija laatii yksittäisen elementin rakenteellisen suunnitelman, jossa otetaan huomioon tuotannon tarpeet ja kyseisen valmisosan valmistuksen, käsittelyn ja asentamisen sekä lopputilanteen rasitukset ja tuennat

RIL 299-1-2020, Rakennesuunnittelun asiakirjaohje, s. 15

Vaativissa rakennuskohteissa voidaan käyttää kolmannen osapuolen tarkastajaa tarkastamaan rakennesuunnitelmat rakenteellisen turvallisuuden erityismenettelyn mukaisesti. Yrityksen laatukäsikirjassa veloitetaan nimeämään jokaiseen rakennushankkeeseen yrityksen sisäinen suunnitelmien tarkastaja. Tämä on yleensä vanhempi rakennesuunnittelija tai toinen projektipäällikkö.

(RIL 229-1-2020 s.15)

2.2 Rakennesuunnittelun vaiheet

Rakenteiden suunnittelu toteutetaan muiden rakennushankkeen toimijoiden kanssa. Rakennuksen suunnitteluprosessi voidaan jakaa neljään eri suunnitteluvaiheeseen: hanke-, ehdotus-, yleis- ja toteutussuunnittelu. (RIL 229-1-2020 s.15)

Rakennesuunnittelija aloittaa aktiivisen suunnittelutyön, kun rakennuksen suunnitteluprosessi on edennyt yleissuunnitteluvaiheeseen. Yleissuunnitteluvaiheessa rakennuksen soveltuvimmasta ehdotussuunnitelmasta aloitetaan työstämään yleissuunnitelmaa rakenteista ja muuteltavista sisätiloista. Rakennesuunnittelijan työnkuvaan kuuluu yleissuunnittelussa antaa arkkitehdille lähtötiedoksi kantavien rakenteiden sijainnit ja alustavat profiilikoot ja rakennekorkeudet. (RIL 229-1-2020 s.16)

Hankkeen rakennuslupatehtävät pitävät rakennesuunnittelijan kohdalla sisällään pätevyyden todentamisen, rakennushankkeen lupamenettelyyn tarvittavat rakenteiden suunnitteluna ja toteutuksen perusteet, rakennusfysikaalisen toimivuuden – ja rakenteellisen turvallisuuden riskiarviot. (RIL 229-1-2020 s.16)

Toteutussuunnitelma vaihe voidaan jakaa kahteen eri osioon: hankintasuunnitteluun ja lopulliseen toteutussuunnitteluun. Hankintasuunnittelussa rakennesuunnittelijan tehtävänä on toteuttaa suunnitelmat, jotka sisältävät rakennusosien ja materiaalien hankintaa tarvittavat tiedot ja valmisosien mallisuunnitelmat. (RIL 229-1-2020 s.16)

2.3 Hallin rakenteiden suunnittelun vaativuus

Maankäyttö- ja rakennuslain momentissa 120d § (suunnittelutehtävä luokat) on esitetty suunnittelutehtävien vaativuusluokkien olevan vaativa-, tavanomainen- ja vähäinen suunnittelutehtävä. Näiden lisäksi on myös poikkeuksellisen vaativa suunnittelutehtävä, jos kohteessa on lisävaatimuksia tai ominaisuuksia, jotka eivät sisälly vaativaan suunnittelutehtävään. (RIL 229-1-2020 s.19)

Rakennesuunnittelijan pätevyys ja kelpoisuus kohteen vaatimukseen pohjautuu suunnittelijan koulutukseen ja kokemukseen. Maankäyttö- ja rakennuslakiin on määriteltä kelpoisuusvaatimukset, mutta ympäristöministeriön ohje YM2/601/2015/3/ määrittää tarkemmin rakennushankkeen kantavan rungon materiaalin mukaisesti suunnittelijan vaatimuskelpoisuudet. (RIL 229-1-2020 s.22)

3 MÄÄRÄYKSET JA OHJEKORTIT

Suomessa ja Euroopassa käytetään kantavien rakenteiden suunnittelustandardeja eli eurokoodia (EC). Suunnittelustandardi on kehitetty yhdistämään eurooppalaista rakeensuunnittelua ja parantamaan kilpailevuutta Euroopan ja maailman laajuisesti. Suomessa eurokoodin käyttö aloitettiin vuonna 2007 ja vuonna 2014 loppui rakentamismääräyskokoelman ja eurokoodin soveltamisaika, jolloin rakentamismääräyskokoelma poistettiin käytöstä.

Eurokoodin kohdat rakenteiden suunnittelunperusteista ja kuormituksista sisältävät ohjeet eri kuormien määrittämiseen, periaatteet ja vaatimukset rakenteiden varmuuteen, käyttökelpoisuuteen ja säilyvyyteen. Erilaisia kuormia voivat olla esimerkiksi hyöty-, omapaino-, lumi-, tuuli-, lämpö-, nosturi- ja onnettomuuskuormat. Eurokoodissa on jaoteltu eri rakennusmateriaalit omiin suunnitteluohjeisiin. Eurokoodin soveltamista eri maissa on edesautettu luomalla maakohtainen kansallinen liite. Suomen kansallisen liitteen on tehnyt talonrakentamisen osalta ympäristöministeriö ja siltarakentamisen puolelta Liikennevirasto.

Suomen eurokoodisarjan on julkaisut Suomen Standardisoimisliitto SFS, joka sisältää pääkohdat:

- SFS-EN 1990: Rakenteiden suunnitteluperusteet
- SFS-EN 1991: Rakenteiden kuormat
- SFS-EN 1992: Betonirakenteiden suunnittelu
- SFS-EN 1993: Teräsrakenteiden suunnittelu
- SFS-EN 1994: Betoni-teräs-liittorakenteiden suunnittelu
- SFS-EN 1995: Puurakenteiden suunnittelu
- SFS-EN 1996: Muurattujen rakenteiden suunnittelu
- SFS-EN 1997: Geotekninen suunnittelu
- SFS-EN 1998: Rakenteiden maanjäristyskestävyyden suunnittelu
- SFS-EN 1999: Alumiinirakenteiden suunnittelu

Jokainen pääkohta sisältää useamman alakohdan, joiden suunnitteluohjeissa kerrotaan kunkin rakennusmateriaalin eri rakenneosien ja liitoksien suunnittelun toteutuksesta.

Tässä opinnäytetyössä käytettävän SFS-EN 1993 kattaa seuraavat alakohdat:

- SFS-EN 1993-1 Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt
- SFS-EN 1993-2 Rakenteen palomitoitus
- SFS-EN 1993-3 Yleiset säännöt. Lisäsäännöt kylmämuovatuille sauvoille ja levyille.
- SFS-EN 1993-4 Yleiset säännöt. Ruostumattomia teräksiä koskevat säännöt.
- SFS-EN 1993-5 Levyrakenteet
- SFS-EN 1993-6 Kuorirakenteiden lujuus ja stabiilius
- SFS-EN 1993-7 Levyrakenteet, joihin kohdistuva kuormitus ei ole levyn tason suuntainen
- SFS-EN 1993-8 Liitosten mitoitus
- SFS-EN 1993-9 Väsyminen
- SFS-EN 1993-10 Materiaalin sitkeys ja paksuussuuntaiset ominaisuudet
- SFS-EN 1993-11 Vedettyjen rakenneosia sisältävien rakenteiden suunnittelu

Rakennuksien kantavien ja jäykistävien rakenteiden olennaiset rakennustekniset vaatimukset täyttyvät, kun suunnittelu- ja rakennusprosessissa käytetään eurokoodien ja ympäristöministeriön laatimaa kansallista liitettä huomioiden rakennuspaikan olosuhteet. Muiden suunnittelu- ja toteutusmenetelmien käytöstä tulee olla tarvittaessa rakennusvalvontaviranomaisen hyväksyntä. Hyväksynnästä tulee ilmetä, että suunnitelmat ja toteutus täyttävät rakenteiden lujuuden, vakauden, käyttökelpoisuuden ja käyttöiän mukaiset vaatimukset. Uusissa yhtenä kokonaisuutena toimivassa rakennuksessa voidaan käyttää vain yhtenäistä suunnittelu- ja toteutusjärjestelmää. (Ympäristöministeriö 477/2014)

4 SIIRTOKELPOISUUDEN OMINAISUUDET

Siirtokelpoisuus on huomioitu rakennesuunnittelussa jo vuosikymmeniä, mutta rakennuskustannusten ja ekologisuuden myötä siitä on tullut huomioon otettava ajattelutapa suunnittelussa. Siirtokelpoisuussuunnittelulla tarkoitetaan suunnittelea, jossa rakenneosat voidaan purkamisen jälkeen uudistaa tai käyttää uudelleen tulevassa projektissa kuluttamatta rakenneosien kierrätykseen kuluva energiaa tai luonnonvaroja. Teräs on hyvä vaihtoehto materiaaliksi siirtokelpoisuussuunnittelussa, koska teräsrakenteita ei tarvitse yhdistää muihin rakennusmateriaaleihin vaan se voidaan tuoda esivalmistettuina rakennekokoonpanoina rakennustyömaalle. Rakenneosien uudelleen käyttö on todennäköisempää tulevaisuudessa, mitä vähemmän rakennustyömaalla rakennettavia rakenneosia käytetään. Myös rakenneosien kiinnikkeiden helppokäyttöisyys lisää rakenneosien uudelleen käyttöä. Ennakointi rakenneosien purkamisesta ja mahdollisesta uudelleen käytöstä voivat nostaa hankkeen kustannuksia, joten on hyödyllistä käydä tilaajan kanssa läpi rakennesuunnitteluun vaikuttavat määreet. (Sustainability Guidelines for the Structural Engineer, s.203–204)

4.1 Siirtokelpoisuuden edut

Siirtokelpoiseksi suunniteltu teräsrunko lisää kierrätettävän materiaalin osuutta purku- ja korjaustöissä, jonka myötä rakennuksesta tulee ekologisempi. Materiaalien kokonaisraaka-ainetarve ja sen työstöön käytetty energia pienenee, kun rakenteet suunnitellaan siirtokelpoisiksi. Käyttöikä voidaan nostaa siirtokelpoisissa rakennuksissa yksinkertaisten korjaus- ja huoltotöiden ansiosta. Käyttämällä standardisoituja- ja toistuvia liitoksia tulee rakentamisesta ja purkamisesta nopeampaa ja taloudellisesti hyödyllisempää. Siirtokelpoisuus tuo rakennukselle lisäarvoa helpottamalla ylläpitoa, mahdollistamalla muutettavuuden sekä lisäämällä materiaalien nettoarvoa käyttöiän lopussa, kun materiaalit voidaan helposti erotella ja ne soveltuvat uudelleen käytettäviksi. (Sustainability Guidelines for the Structural Engineer, s.86)

4.2 Siirtokelpoisuuden haitat

Yksittäisen projektin kannalta voi siirtokelpoiseksi suunniteltu kohde olla taloudellisesti kalliimpi, kuin tietyllä paikalla suunniteltu pysyvä rakennus. Materiaali menekki ja alhaiset käyttöasteet voivat nostaa siirrettävän rakennuksen kustannuksia, kun rakennuksen suunnittelussa arvioidaan mahdolliset jatkokäyttökuormitukset. Siirrettävyyksivaatimus lisää rakennuksen yksityiskohtien suunnittelua ja rajaa suunnittelun ulkopuolelle rakennejärjestelmät, jotka eivät sovellu uudelleenkäytettäviksi. (Sustainability Guidelines for the Structural Engineer, s.86)

4.3 Rakenteiden ominaisuudet

Siirtokelpoisen kehärakenteen materiaalina on suositeltavaa käyttää joko puuta tai terästä, jolloin yksittäisestä rakennusmateriaalista valmistettu rakenneosia on helppo kuljettaa, nostaa, kiinnittää ja purkaa työmaalla. Paikallavaletut rakenteet ovat vaikeasti purettavia, mutta elementtijärjestelmällä tehdyt betonivalmisosat voivat olla siirrettävissä, kun kiinnityskohdissa on huomioitu siirtovaatimukset. (Sustainability Guidelines for the Structural Engineer, s.88)

4.4 Perustuksien siirtokelpoisuus

Perustuksien uudelleen käyttäminen on mahdollista, vaikka se monimutkaistaa hankkeen suunnittelua. Perustusten siirtokelpoisuuden suunnittelussa tulee huomioida ainakin seuraavat asiat:

- Siirrettävän perustuksen ja maan uusi geotekninen kantavuus
- Perustuksen sijaintipoikkeamat
- Uudelleen liitettävien rakenneosien liitoksien yhteensopivuus
- Viranomaisten hyväksyntä
- Purkamisesta ja siirrosta aiheutuvien mahdollisten vaurioiden selvitys
- Mahdolliset painumat ja siirtymien selvitys

Siirtokelpoisia perustuksia voidaan toteuttaa, mutta ne vaativat tiivistä yhteistyötä rakennesuunnittelijan, pohjatutkijan ja rakennuksen tilaajan välillä. Suurimmat ongelmat perustuksien siirtokelpoisuudessa ovat erilaisten painumien- ja kuormitusten hallitseminen ja liitoksien yhteensovittaminen. Uudisrakentaminen siirtokelpoisten perustuksien varaan vähentää rakentamiseen tarvittavaa energiaa ja luonnonvaroja. Perustuksien mahdollinen purkamiseen liittyy taloudellisia ja ympäristökustannuksia, kuten kuljetus- ja kaatopaikkamaksut, ilmastosaasteen ja meluhaitat. (Sustainability Guidelines for the Structural Engineer, s.110)

4.5 Liitoksien valinta

Siirtokelpoisen rakennuksen liitoksien suunnittelussa tulee ottaa huomioon liitoksien muuttamis- ja purkamisominaisuudet. Liitoksien tulee olla yksinkertaisia, rakennuskohtaisesti vakioituja ja niiden kuormansiirtoreitit selkeitä. Mekaanisia kiinnikeitä tulee siirtokelpoisessa rakennuksessa käyttää ja välttää jälkijännitetyjä, liima- ja hitsiliitoksia. Siirtokelpoisissa liitoksissa on suositeltavaa käyttää yhdenkoisia mekaanisia liittimiä, sillä liittimen suuri koko edesauttaa siirtotyötä. (Sustainability Guidelines for the Structural Engineer, s.88)

5 HALLIKOHDE JA RAKENNERATKAISUN VALINTA

Tässä opinnäytetyön esimerkkikohteena on Espooseen rakennettava siirtokelpoinen liikuntahalli. Hallin tilaajana on Espoon kaupungin tilakeskus ja KVR-urakoitsijana Elementit-E Oy. Liikuntahallin ulkomitat ovat 26 m x 15 m. Hallin korkeus on maanpinnasta 10 m ja se sijaitsee maastoluokassa III.

Liikuntahallin kantavat rakenteet tehdään teräksestä ja anturat ovat paikallavallattuja teräsbetonianturoita. Hallin katto, seinät ja lattia tehdään tehdasvalmisteisilla puuelementeillä. Hallin rakenteille ei ole määrätty palokestovaatimusta, joten halli kuuluu paloluokkaan P3.

5.1 Tilaajan ja viranomaisten asettamat vaatimukset

Kohde suunniteltiin siirtokelpoiseksi, joten rungon tilaaja esitti omat vaatimuksensa rungolle, jatkokäytön mahdollistamiseksi. Tilaaja vaati, että runko mitoiteetaan maastoluokkaan I, sekä huomioidaan kuormituksissa 100 v. käyttöikä. Luonnonkuormien osavarmuuskertoimen nostaminen otettiin huomioon, kun rakennuksen vuokraaja asetti CC3-seuraamusluokkavaatimuksen. Tilaajan näkemys oli, että luonnonkuormien nosto 10 % ei ollut enää K_{FI} -kerroin noston jälkeen tarpeellista. Perustuksien suunnittelusta siirtokelpoisiksi, ei tilaajan näkemyksen mukaan ollut tarvetta. Myös siirtymien rajoittaminen noin 20 mm oli tilaajan vaatimus, jotta teräsrunkoinen halli voidaan liittää tarvittaessa osaksi puutilaelementtijärjestelmää.

Rakennusvalvonta asetti rungon P3-luokkaan, jolloin rungon rakenteelliselle palokestävyydelle ei asetettu vaatimusta. Tilaajalla ei ollut omia vaatimuksia rungon palosuojaamiseksi ja suunnittelussa todettiin, että palosuojauksen voidaan toteuttaa tulevaisuudessa rungon siirron yhteydessä. Joten palonsuojaus jätettiin huomioimatta suunnittelussa.

5.2 Teräsrungon jäykkyys ja stabiilius

Liikuntahallin teräsrungon stabiilius tulee säilyä koko suunnitellun käyttöiän ajan. Rungon stabiiliuskestävyys voidaan jakaa kahteen käsitteeseen, yksittäisen teräsosan kiepahdukseen, nurjahdukseen ja lommahdukseen tai koko rakennejärjestelmän siirtymään, jäykkyyteen tai kiertymään. Koko runkojärjestelmän stabiilisuuden todentamiseksi tulee mitoittaa runkojärjestelmän yksittäisten osien ja niiden liitokset riittävän kestäviksi ja jäykiksi. Tällöin yksittäiset puristetut rakenneosat voivat toimia tehokkaasti. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3-oppikirja, s.117)

Jäykistysjärjestelmän valinnassa tulee ottaa huomioda rakennuksen toiminnan, talouden ja laadun asetetut tavoitteet. Rakennuksen suunnittelun käytön lisäksi jäykistysjärjestelmää valittaessa tulee huomioida rungon säilyvyys, perustamistapa, ympäristöolosuhteet, sallitut siirtymät ja taipumat, rakennustyöaikainen vakavuus ja liikuntasauvojen tarve. Rakennusviranomaiselta ja rakennushankkeeseen ryhtyvältä voi tulla rungon jäykistämistä vaikuttavia vaatimuksia, kuten pilarien määrä ja -sijainti, tilojen vapaa korkeus ja erityskuormituksia. Myös teräskoonpanojen valmistus-, kuljetus- ja nostotekniset vaatimukset tulee huomioida teräsrakennejärjestelmässä. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3-oppikirja, s.117)

5.3 Teräsrungon jäykistämistavat

Rungon jäykkyys vaatii rungolta joko leikkausvoimia ottavaa levyä, vaaka- ja pystyrakenteiden välistä jäykkää nurkkaa tai diagonaalisauvojen muodostamaa ristikköä, joiden tehtävänä on toimittaa ulkoisten rasitusten kuormat maapohjalle. Näistä kolmesta vaatimuksesta pystytään muodostamaan erilaisia jäykistysjärjestelmiä. Teräsrakenteisissa rakennuksissa käytetyimpiä ovat kehäjäykistys, ristikköjäykistys ja mastojäykistys. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3-oppikirja, s.117)

5.3.1 Kehäjäykistys- menetelmä

Kehäjäykistyksessä pysty- ja vaakarakenteet liitetään toisiinsa osittain- tai täysin jäykästi, jolloin rakennuksen jäykistäminen hoidetaan pilarilinjoille muodostuvilla kehillä. Kehäjäykistysjärjestelmän etuna on sen vähäiset jäykisterakenteet, jotka vaikeuttavat käyttöä ja muunneltavuutta. Kehäjäykistystyypit voidaan jaotella neljään eri tapaan: masto-, nivelkantaiset-, jäykkäkantaiset- ja jäykkänurkkaiset kehät. Kehärakenteilla normaalikuormitustapauksissa tulee samanaikaista taivutusmomenttia ja normaalivoimaa, minkä vuoksi kehän nurkkakohtiin kohdistuu yleensä suurimmat rasitukset. Nurkkakohtien asennusliitoksien suunnittelu ja toteutus on haastavaa luotettavasti ja taloudellisesti, kun kuormitukset ovat suuria. Yleistä on käyttää yksilaivaisissa halleissa kaksi- tai kolminivelkehää, jotka on taloudellisista syistä muotoiltu momenttikuvion mukaan. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3-oppikirja, s.119)

Kehäjäykistyksen suunnittelussa kehän nurkan suunnittelu vaikuttaa koko kehän toimintaan, jäykkyyteen, kestävyYTEEN ja asennettavuuteen. Nurkan jäykkyydet ovat nivel, osittain jäykkä tai jäykkä. Jäykkien liitoksien edut ovat; pienemmät taipumat ja siirtymät, rungon stabiilius, pienempi ainemenekki ja kehän lujuusreservi. Jäykkien liitoksien huonoja puolia ovat; monimutkaisempi asennus, lämpötilan muutoksien aiheuttamat siirtymät ja sisäiset jännitykset ja suunnittelun vaativuus. Teräsrakenteisen nurkan suunnittelussa voidaan käyttää lineaarista kimmoteoriaa tai kimmoplastista mitoitusanalyysia. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3-oppikirja, s.119–120)

5.3.2 Ristikkojäykistys- menetelmä

Ristikkojäykistys-menetelmässä rakennuksen kokonaisjäykistys toteutetaan rakennuksen sisäisillä vaaka- ja pystysuuntaisilla ristikoilla. Ristikkojäykistysmenetelmä soveltuu rakennuksiin, joka sisältää myös muita ristikkorakenteita. Rakennuksen sisäiset ristikkorakenteet voidaan toteuttaa joko eri kantavien teräsosarakenteiden väliin asennettavilla sidepalkeilla tai diagonaalisauvoilla, jotka voivat

olla puristettuja tai vedettyjä sauvoja. Jäykistysristikot pyritään tekemään mahdollisimman korkeiksi, jotta saatava jäykistyskapasiteetti olisi suuri. Korkeiden jäykistysristikoiden aiheuttamat rasitukset muille rakenteille ovat myös pienempiä, kuin matalilla jäykisteristikoilla. Ristikoiden suunnittelussa tulee huomioida niille tulevien tuuli- ja epäkeskeisyyskuormien suunnat sekä lämpöliikkeestä ja taipumista johtuvien pakkovoimien vaikutus. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3-oppikirja, s.120–121)

5.3.3 Mastojäykistys- menetelmä

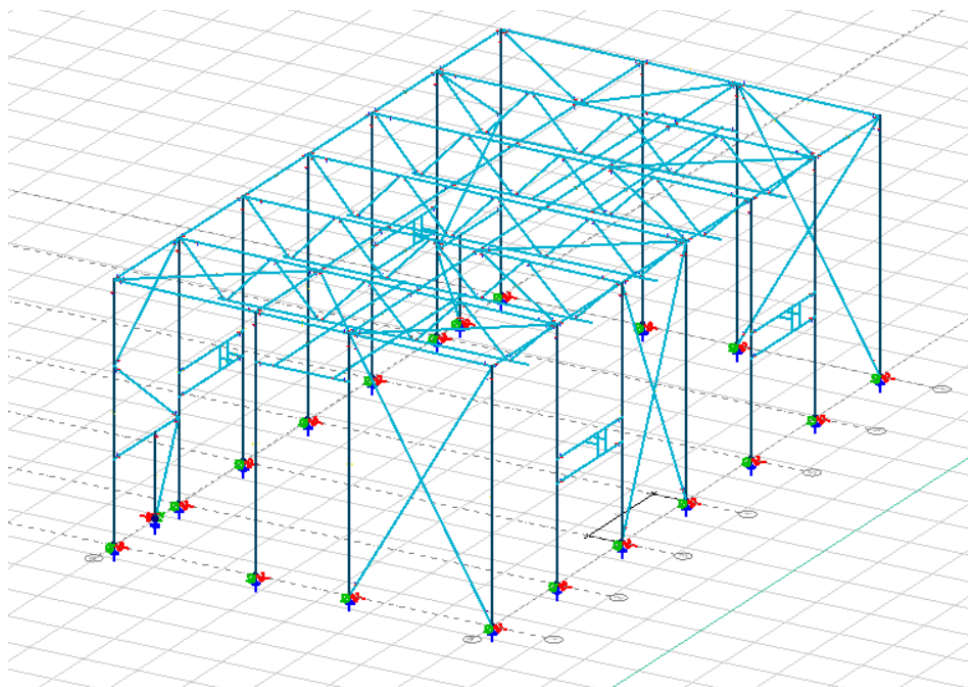
Mastojäykistys-menetelmässä kaikki jäykistysmastorakenteet ovat jäykästi kiinni perustuksissa ja toimivat ulokkeellisina jäykistysosina. Mastojäykistyksen rakenneosat tulee ankkuroida vedolle perustuksiin, jollei mastorakenteen ja sen kantamien rakenneosien omapaino riitä kumoamaan ulkoisten rasitusten aiheuttamaa vetovoimaa. Mastojäykistys voidaan jakaa kolmeen mastojäykistys tapaan: mastopilari-, mastoseinä- ja mastokuilujäykistys. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3-oppikirja, s.121)

Erilaiset mastojäykistystavat soveltuvat eri rakennuskorkeuksille ja niiden jäykistyskapasiteetit ovat suhteellisia jäykistys osien kokoon ja määrään. Mastopilarijäykistys soveltuu mataliin rakennuksiin, joiden siirtymät voidaan hallita mastopilarin käytännöllisellä koolla. Mastoseinäjäykistyksessä tulee olla vähintään kolme jäykistysmastoseinään, joiden keskilinjat eivät risteä samassa pisteessä. Jäykistyskapasiteetin parantamiseksi tulisi ne sijoittaa mahdollisimman kauas jäykisteseinien massakeskipisteestä. Mastokuilujäykistys soveltuu parhaiten hissi-, porras tai tekniikkakuilujen yhteyteen. Kuilun suljettu poikkileikkaus tuo myös rakenteelle kiertymäkestävyyttä. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3-oppikirja, s.121)

5.4 Rakenne- ja jäykistysmenetelmän valinta

Rakennuksen rakenneratkaisu ja jäykistysmenetelmä määräytyy suurimmalta osin rakennuksen käyttötarkoituksen, sijainnin ja rakennuksen ulkomuodon mukaan. Rakennusten jäykistysmenetelmää valittaessa tulee jäykistysmenetelmällä saavuttaa riittävä kestävyys murtorajatilassa, sallitut siirtymäraajat, hallittu värähtely ja riittävä jäykkyys. Näiden saavuttamiseksi rakennuksen jäykistysmenetelmä koostuu useasta jäykistysmenetelmästä, mitä kutsutaan hybridijäykistykseksi.

Liikuntahallin rakennejärjestelmäksi valittiin perustuksiin osittain jäykästi kiinnitetyt teräspilarit, joiden varaan asennetaan nivelellisesti kiinnitetyt teräsristikot. Hallin päätyseinien tuulipilarit olivat myös osittain jäykästi perustuksissa kiinni olevia mastopilareita. Tuulipilareiden päälle valittiin nivelellisesti kiinni olevat kehäpalkit. Kehäpalkkien ja päätyristikoiden väliin tehtiin katon suuntainen ristikkojäykistysjärjestelmä erillisdiagonaaleilla rakennuksen molempiin päihin. Rungon pitkittäis-suuntaiseksi jäykistykseksi valittiin kantavien teräspilareiden väliin tehtävä ristikkorakenne. Kuvassa 1 on esitetty siirtokelpoisen hallin runkoratkaisu.



KUVA 1. 3D-malli rakenne- ja jäykistysratkaisusta.

6 Rakenteiden kuormitukset

Tässä opinnäytetyön esimerkkikohde mitoitettiin SFS-EN 1993 standardien mukaan. Teräskehän kuormitukset määritettiin RIL 201-1-2017 ja RIL 201-2-2017 mukaisesti. Kehän rakenteiden kuormituksina on käytetty seuraavia:

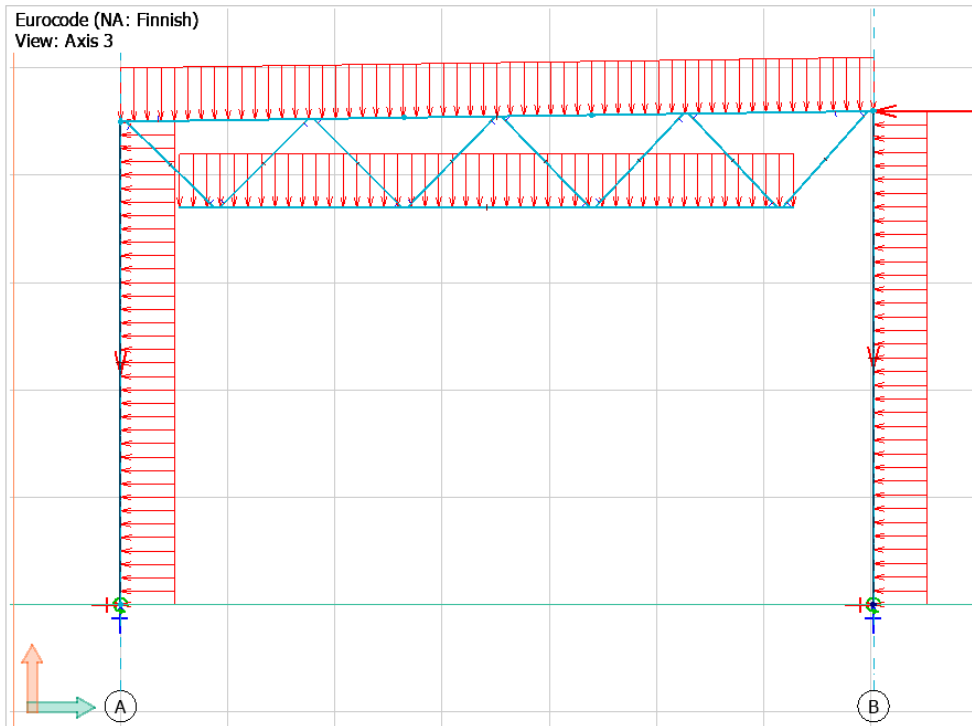
- Pysyvät kuormat:
 - Kattorakenteiden omapaino $g_{k\text{ katto}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$
 - Pysyvä ripustuskuorma $g_{k\text{ ripustus}} = 0,3 \text{ kN/m}^2$
 - Aurinkopaneeli varaus $g_{k\text{ paneeli}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- Hyötykuormat
 - Lumikuorma kattolla $q_{k\text{ lumi}} = 2,2 \text{ kN/m}^2$
 - Tuulen painekuorma $q_{k\text{ tuuli,paine}} = 0,6 \text{ kN/m}^2$
 - Tuulen imukuorma $q_{k\text{ tuuli,imu}} = 0,2 \text{ kN/m}^2$

Pysyvät kuormat jaetaan kattorakenteiden osalta siten, että kattorakenteiden ja aurinkopaneelivarauksen kuormat ohjattiin ristikkorakenteen yläpaarteelle ja ripustuskuorma alapaarteelle. Tuulen paine- ja imukuorma laitettiin kehän eripuolille tarkastelusuunnan vaihdellessa.

Kehän kuormituksiin lisättiin myös rakenteiden omanpaista painoista ja lumikuormasta aiheutuneet lisävaakavoimat. Perusvaakavoimien laskenta kaavat on esitetty RIL 201-1-2017 s.79. Kohteen perusvaakavoimiin lisättiin katon kaltevuuden aiheuttama lisävaakavoimat kaavalla:

$$H_{dt,lisä} = N_{d\text{ rakenne,lumi}} * 1 / \text{kattokaltevuus} \quad (5.0)$$

Kehän lisävaakavoimiksi saatiin perusvaakavoimista ja lisävaakavoimista yhteensä $H_{dt,rakenne} = 1,1 \text{ kN}$ ja $H_{dt,lumi} = 1,6 \text{ kN}$. Rakennuksen pitkän sivun ja lyhyen sivun lisävaakavoimien ei oleteta vaikuttavan yhtäaikaisesti rakennukseen. Kuvassa 2 on esitetty kehään vaikuttavat kuormitukset.



KUVA 2. Kehän vapaakappale ja kuormituskuva

6.1 Kuormitusyhdistelmät

Teräsristikon laskennassa on käytetty RIL 201-1-2017 ohjekirjassa määritettyjä kuormitusyhdistelmiä ja sen kansallisessa liitteessä. Kun rakennus kuuluu luokkaan CC3, on kuormakerroin $K_{FI}=1,1$. Rakennuksen ja rakenteiden staattinen taustapainon laskennassa käytettiin murtorajatilän kuormitusyhdistelmäkaavaa.

$${}_{0,9}^{1,1K_{FI}} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \right. \quad (\text{KAAVA 5.1})$$

Koko rakennuskokonaisuuden ja kehien siirtymien tarkastelussa käytettiin ominaisyhdistelmän kuormitusyhdistelmäkaavaa.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (\text{KAAVA 5.2})$$

Kuormitusyhdistelmien ψ -arvot määritettiin RIL 201-1-2017 s.51 olevasta taulukosta.

Esimerkkikohteen kuormitusyhdistelminä käytettiin 6 erilaista kuormitusyhdistelmää. Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät olivat:

$$\text{LC1: } 1,1 \cdot G_{\text{omapaino}} + 1,1 \cdot G_{\text{omapaino,epäkesk.}} + 1,5 \cdot 1,1 \cdot Q_{\text{tuuli,x}}$$

$$\text{LC2: } 1,15 \cdot (G_{\text{omapaino}} + G_{\text{omapaino,epäkesk.}}) + 1,5 \cdot 1,1 \cdot (Q_{\text{lumi}} + Q_{\text{lumi,epäkesk.}}) + 0,9 \cdot 1,1 \cdot Q_{\text{tuuli,x}}$$

$$\text{LC3: } 1,15 \cdot (G_{\text{omapaino}} + G_{\text{omapaino,epäkesk.}}) + 1,05 \cdot 1,1 \cdot (Q_{\text{lumi}} + Q_{\text{lumi,epäkesk.}}) + 1,5 \cdot 1,1 \cdot Q_{\text{tuuli,x}}$$

$$\text{LC8: } 0,9 \cdot G_{\text{omapaino}} + 1,0 \cdot G_{\text{omapaino,epäkesk.}} + 1,5 \cdot 1,1 \cdot Q_{\text{tuuli,y}}$$

$$\text{LC9: } 1,15 \cdot (G_{\text{omapaino}} + G_{\text{omapaino,epäkesk.}}) + 1,5 \cdot 1,1 \cdot (Q_{\text{lumi}} + Q_{\text{lumi,epäkesk.}}) + 0,9 \cdot 1,1 \cdot Q_{\text{tuuli,y}}$$

$$\text{LC10: } 1,15 \cdot (G_{\text{omapaino}} + G_{\text{omapaino,epäkesk.}}) + 1,05 \cdot 1,1 \cdot (Q_{\text{lumi}} + Q_{\text{lumi,epäkesk.}}) + 1,5 \cdot 1,1 \cdot Q_{\text{tuuli,y}}$$

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelminä käytettiin X erilaista kuormitusyhdistelmää. Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät olivat:

$$\text{LC4: } 1,0 \cdot (G_{\text{omapaino}} + G_{\text{omapaino,epäkesk.}}) + 1,0 \cdot (Q_{\text{lumi}} + Q_{\text{lumi,epäkesk.}}) + 0,6 \cdot Q_{\text{tuuli,x}}$$

$$\text{LC5: } 1,0 \cdot (G_{\text{omapaino}} + G_{\text{omapaino,epäkesk.}}) + 0,7 \cdot (Q_{\text{lumi}} + Q_{\text{lumi,epäkesk.}}) + 1,0 \cdot Q_{\text{tuuli,x}}$$

$$\text{LC11: } 1,0 \cdot (G_{\text{omapaino}} + G_{\text{omapaino,epäkesk.}}) + 1,0 \cdot (Q_{\text{lumi}} + Q_{\text{lumi,epäkesk.}}) + 0,6 \cdot Q_{\text{tuuli,y}}$$

$$\text{LC12: } 1,0 \cdot (G_{\text{omapaino}} + G_{\text{omapaino,epäkesk.}}) + 0,7 \cdot (Q_{\text{lumi}} + Q_{\text{lumi,epäkesk.}}) + 1,0 \cdot Q_{\text{tuuli,y}}$$

7 Rakenneteräsosien mitoitus ja FEM-rakennemalli

FEM-Design laskentaohjelmaan voidaan tuoda valmiiksi mallinnettu rakennekokonaisuus erillisestä mallinnusohjelmasta tai luoda rakennekokonaisuus itse ohjelmalla. Rakennekokonaisuudesta on kuitenkin aina tarkastettava rakenneosien geometria, koordinaatiston – ja kuormituksien suunnat, mitoitusparametrit ja tulokset.

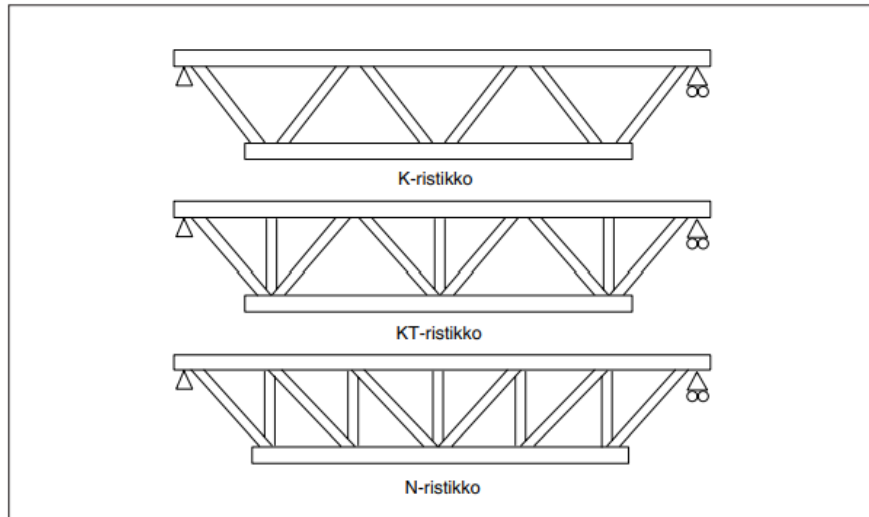
7.1 FEM-mallin tarkastaminen

FEM-laskennan tulokset tulee aina tarkastaa toisella laskentamenetelmällä. Käytännönläheinen tapa tarkastaa laskentamalli on käyttää verranlaskelmana yksinkertaistettua käsinlaskentaa. Vertaislaskelmien virhearviosta voidaan myös tehdä arviointiraportti, jossa selvitetään vertaislaskennan virhearvon suuruusluokkia. Tuloksien visuaalinen tarkastaminen on nopeaa ja antaa varmuutta mallin oikeellisuudesta. Yleisesti on tapana tarkastaa mm. tiettyjen tuloskäyrien muotoja ja voimien suuruusluokkia. Tarkastettavia kohteita ovat taipumat ja siirtymät, taivutus- tai vääntömomentit, leikkausvoimat ja tukireaktiot. (Elementtimenetelmään perustuvan ohjelman käytön perusteet, s.101)

Rakennemallin geometrian, koordinaatiston ja kuormien tarkastaminen tapahtuu ohjelman sisäisellä tarkastuksella sekä suunnittelijan omalla tarkastuksella. Ohjelman sisäinen tarkastus pitää sisällään rakenneosien geometriset ja koordinaattiset virheet, joista ohjelma raportoi ennen laskentaa. Kuorma-arvojen tarkistaminen tapahtuu suunnittelijan toimesta tai yrityksen sisäisen laskentatarkastusohjeen mukaan.

7.2 Teräsristikon mitoitus ja ristikkotyypin valinta

Normaalisti käytössä olevat ristikkotyypit ovat K-, KT- N-ristikot.



KUVA 3. Erilaiset ristikkotyypit (SSAB DOMEX TUBE RAKENNEPUTKET, s.428).

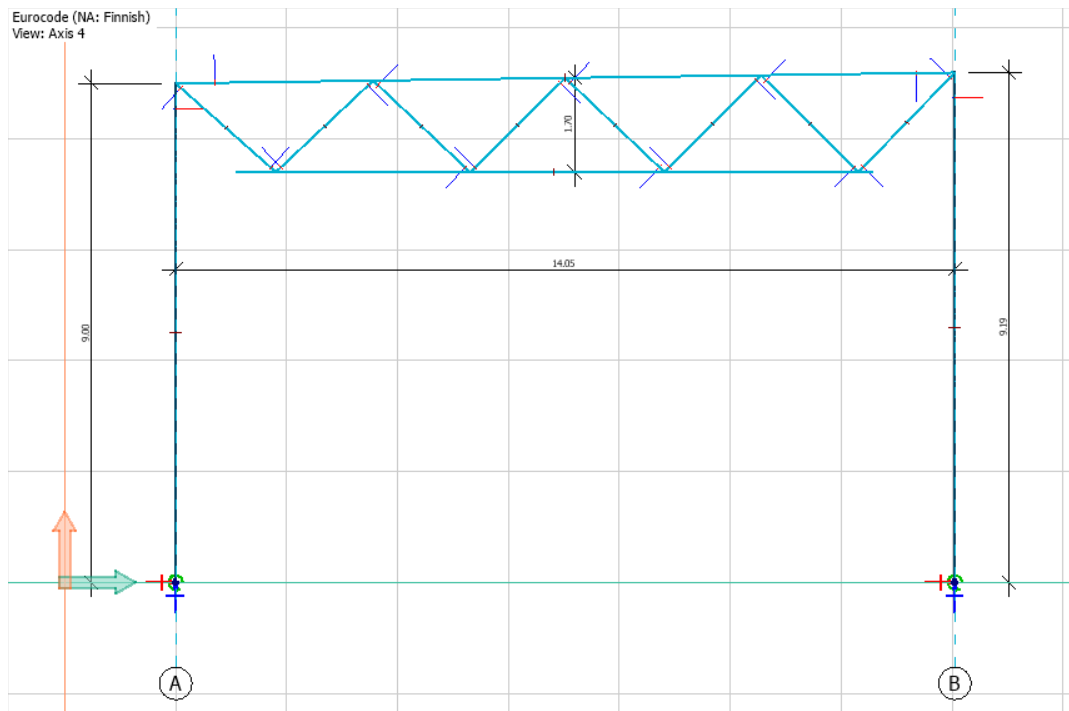
Ristikoiden mallien eroina on diagonaalisauvojen solmupisteiden etäisyys toisistaan, ristikoiden liitoksien suunnittelu ja toteutus sekä lvi-tekniikan kuljetusmahdollisuudet ristikoiden välissä. Myös suurempia lvi-aukkoja voidaan tehdä ristikon keskelle, jolloin ristikon aukkojen tuenta tulee suunnitella tapauskohtaisesti. Diagonaalisauvat määrittävät paarteiden nurjahdus- ja kiepahduspituudet, joten niiden vaikutus paarteiden profiilikokoihin on merkittävä. Pitkien ristikoiden uumasauvojen rasitukset vaihtelevat tukien läheisyydessä olevista raskaasti kuormitettuihin sauvoista ristikon keskellä oleviin vähäisesti kuormitettuihin sauvoihin. Teräskilojen ja taloudellisuuden kannalta on hyödyllistä käyttää vain tarvittavia poikkileikkauksia, mutta kuitenkin erikokoisten poikkileikkauksien lukumäärä tulisi rajata 2–4:ään. Ristikoiden paarteet tulee olla poikkileikkaukseltaan samankokoista koko ristikon matkan, vaikka paarteen jännitykset muuttuvat ristikon pituussuunnassa. (SSAB Domex Tube rakenneputket, s.427)

7.2.1 Teräsristikon korkeuden ja diagonaalien valitseminen

Ristikon painoon suurin vaikutus on ylä- ja alapaarteiden profiililla. Paarteiden profiili määräytyy kuormituksesta ja teräsristikon korkeudesta. Suuremmat kuormitukset vaativat korkeamman ristikon. Esimerkiksi talotekniikka tai ristikkovalmistajan tehtaan ja rakennustyömaan olosuhteet voivat rajoittaa ristikkokorkeuden valintaa. Ristikkorakenteen katon kaltevuus ei vaikuta oleellisesti ristikossa tarvittavaan teräskilomäärään. Sopivan ristikon korkeus voidaan Suomen olosuhteissa haarukoida RIL167-2 Teräsrakenteet II mukaan välille L/9...L/12. (SSAB Domex Tube rakenneputket, s.424)

Ristikon diagonaalit muodostavat koko teräsristikon painosta noin 20 %. Liitoksien suunnittelun ja toteutuksen helpottamiseksi diagonaalien ja paarteiden leveyssuhde tulee rajoittaa 0,7–0,8. Myös diagonaalien profiileiksi suositellaan valitsemaan paksuseinäisiä profiileita, jotka kuuluvat poikkileikkausluokkiin 1–2. Valinnassa ja mitoituksessa keskitytään vain diagonaaleihin, joilla on suurimmat rasitukset, jotka yleensä sijaitsevat lähellä ristikon tukipisteitä. Myös näiden diagonaalien liitokset ovat mitoittavia liitoksia. (SSAB Domex Tube rakenneputket, s.425)

Tässä opinnäytetyön esimerkkikohteen ristikon korkeus määritettiin vapaasti, arkkitehtonisia rakennuksen korkeus vaatimuksia ei ollut. LVI-tekniikka tarvitsi suuren tilan paarteiden väliin, jolloin ristikko korkeutta kasvatettiin yli suositusarvojen. Liikuntahallin tarvitsema sisäkorkeus täyttyi ristikonkorkeuden ja niihin kiinnitettävien liikuntavälineiden määrittämisen jälkeen. Kuvassa 4 on mallinnettu toteutettavan ristikon mitat ja jänneväli.



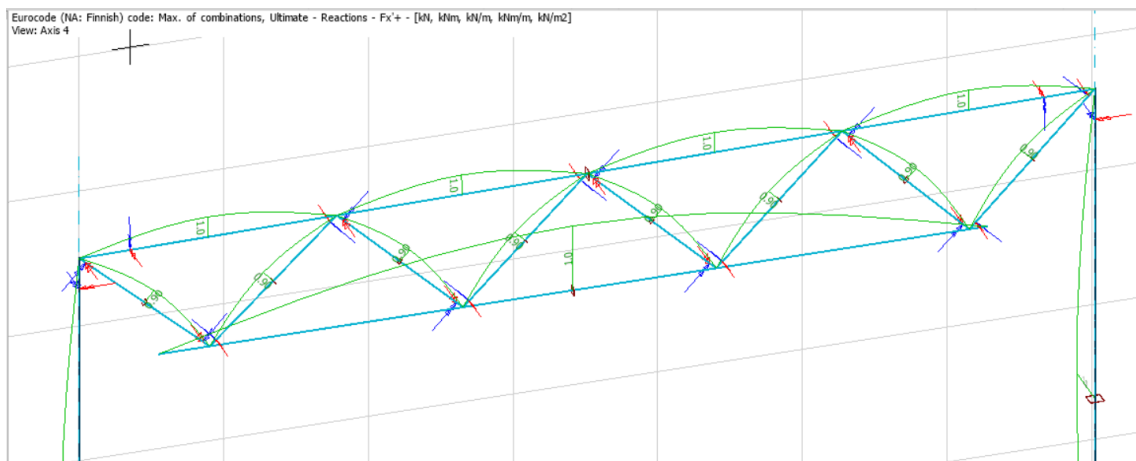
KUVA 4. Teräskehän fyysiset mitat

7.2.2 Teräsristikon sauvojen nurjahduspituudet

Teräsristikon mitoituksessa, jossa ristikon jokainen diagonaali on tuettu kohtisuoraan ristikon tasoon nähden, voidaan ristikon kestävyys mitoittaa yksittäisen osan kestävyysmukaan. Mitoituksessa diagonaalit oletetaan kiinnittyvän ylä- ja alaparteisiin nivelellisesti, jolloin osien tehollisessa pituudessa huomioidaan niveliinnitykset. Ylä- ja alaparteet oletetaan olevan jatkuvia, huomioiden ristikon muodon aiheuttamat epäjatkuvuuskohdat. Ristikoiden, joiden kuormitukset ovat muuttuvia kuormituksia puristus- ja vetosauvojen nurjahduspituuden laskentakertoimena suositellaan käytettävän 1,0 diagonaalien solmupisteiden välillä ja ristikon diagonaalien laskentakertoimena 0,9. Ristikoiden, joiden kuormitukset ovat vain pysyviä kuormia, voidaan paarteiden nurjahduspituuden laskentakertoimina käyttää 0,9 ja diagonaalien 0,6–0,8 riippuen diagonaalien sijainnista ristikossa. Yksinkertaistamalla olosuhteita ja kuormituksia ristikon osien kuormitukset määräytyvät pääasiassa kuormituskuviosta, paarteiden ja uumasauvojen jäykkyyssuhteesta sekä osien muodonmuutoksesta johtuvasta aksiaalisesta voimasta. (Manual on Stability of Steel Structures 1976, s.254–255)

7.3 Teräsristikon FEM-mitointi

Teräsristikon FEM-laskennan olennainen osa on ristikon sauvarakenteen oikeanlainen mallintaminen. Erityisen merkittävää laskennan kannalta on osien päiden oikeat vapausasteet sekä oikeiden nurjahduspituuskertoimien ja -pituuksien määrittämien sauvojen molemmille akseleille. Myös N-, K- tai KT- ristikoiden diagonaalien vapaavälin mallintaminen on ristikon liitoksien kestävyuden kannalta merkitsevää. FEM-mallinnuksen oikeanlaisuus on hyödyllistä tarkastaa visuaalisesti, sillä oikeanmuotoiset momenttikäyrät, taipuma- ja siirtymäsuunnat sekä normaalivoimakuvaajat kertovat mallin oikeanlaisuudesta. Kuvassa 5 on esitetty valittujen nurjahduspituuden laskentakertoimien arvot ristikkorakenteessa.



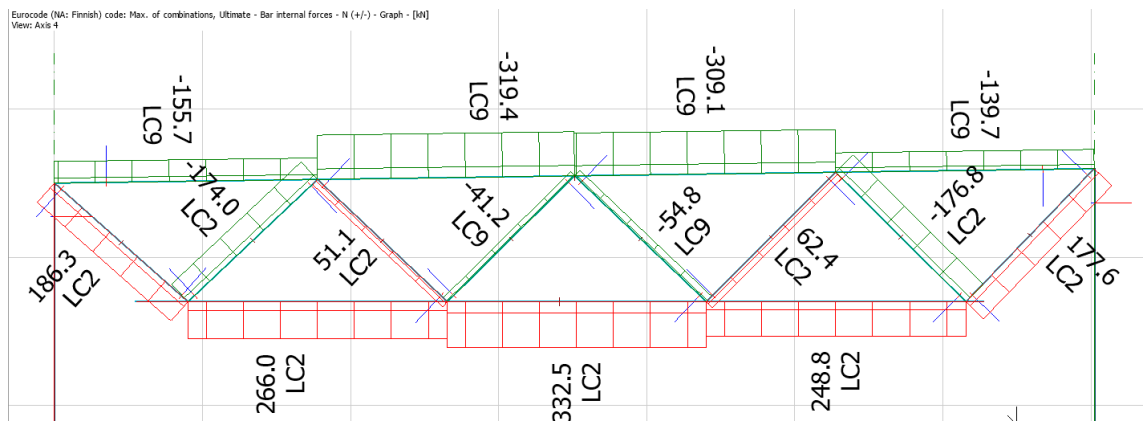
KUVA 5. Ristikon paarteiden ja diagonaalien nurjahduspituuksien laskentakertoimet ja päiden vapausasteet.

Kun teräsristikon maksimisauvavoimat määräytyvät kuormitusyhdistelmien mukaan ja sauvat mitoitetaan maksimisauvavoimalle, on ristikko suunniteltu ohjeiden ja vaatimusten mukaan.

7.3.1 Ristikon voimasuureet ja siirtymät

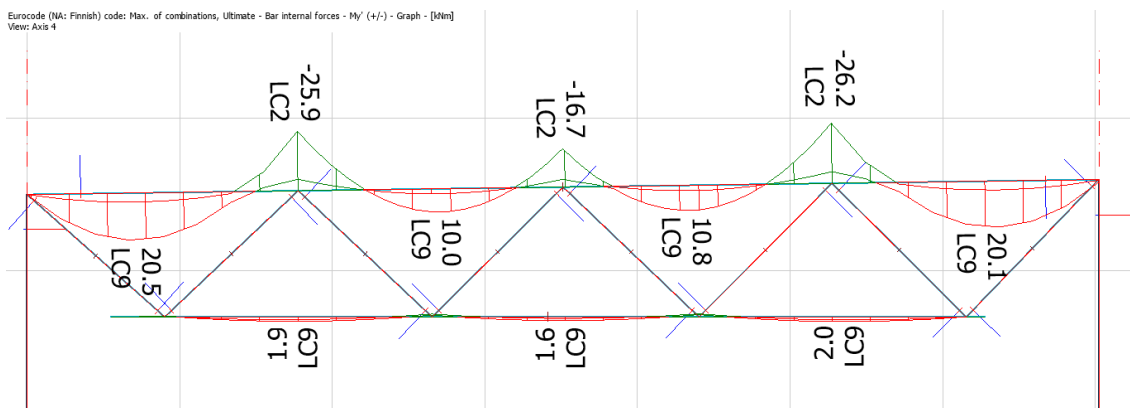
Opinnäytetyössä käytetty FEM-Design antoi teräsristikoiden eri kuormitusyhdistelmien maksimivoimasuureiksi seuraavat arvot. Kuvan vihreät negatiiviset voimat

kuvaavat sauvan puristusvoimia ja punaiset positiiviset voimat vetovoimia. Kuvasta 6 voidaan lukea, että yläpaarteiden maksimipuristusvoima on kuormitusyhdistelmällä LC9 -319,4 kN ja alapaarteiden maksimivetovoima on kuormitusyhdistelmällä LC2 332,5 kN. Kuvasta 6 voidaan myös todeta diagonaalien veto- ja puristussauvat ja niiden maksiminormaalivoimat. Tukien lähellä olevat puristussauvat saavat maksivoimat kuormitusyhdistelmä LC2:stä, jolloin puristusvoima on 186,3 kN ja seuraavien vetosauvojen maksimivetovoimaksi saadaan -176,8 kN. Kuvasta myös huomataan kuinka paljon sauvavoimat tippuvat, kun etäisyys kasvaa tukipisteestä.



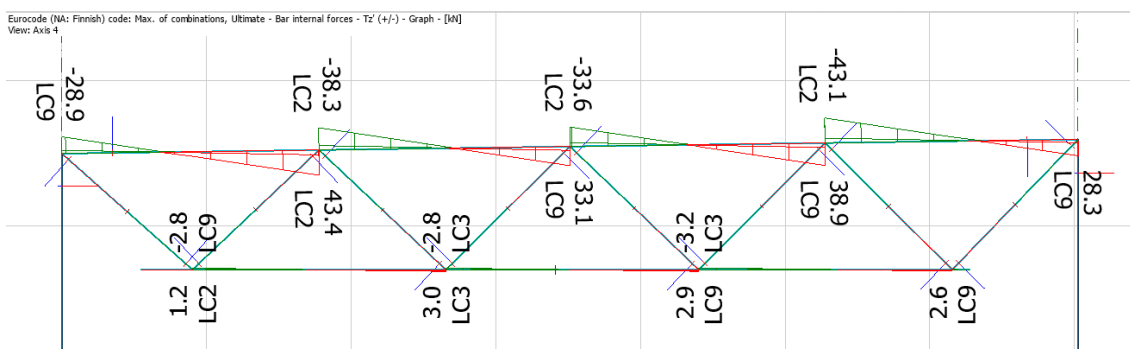
KUVA 6. Ristikon paarteiden ja diagonaalien normaalivoimat

Kuvasta 7 ilmenee teräsristikon paarteiden momenttirasitukset. Kuvasta voidaan myös nähdä momenttipinnan kulku paarteiden matkalla, mistä voidaan päätellä ristikon mallintamisen oikeanlaisuus. Kuvan 7. mukaan todetaan yläpaarteeseen vaikuttavan maksimimomentin suuruuden olevan kuormitusyhdistelmä LC2:ssa -26,2kNm ja alapaarteiden maksimimomentin olevan kuormitusyhdistelmä LC2:ssa 2,0 kNm.



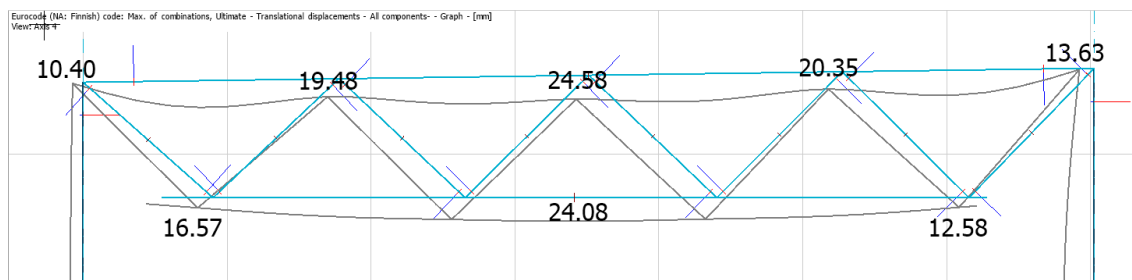
KUVA 7. Teräsristikon paarteiden momentit

Kuvasta 8 nähdään teräsristikon paarteiden leikkausvoimat. Kuvan leikkausvoimakuvaajasta voidaan myös päätellä diagonaalisauvojen oikea mallinnus, kun leikkausvoima piikkejä ei esiinny diagonaalisauvojen risteyksissä. Kuvan 8. mukaan todetaan yläpaarteeseen vaikuttavan maksileikkausvoima suuruuden olevan kuormitusyhdistelmä LC2:ssa 43,4kN ja alapaarteen maksimileikkausvoiman olevan kuormitusyhdistelmä LC3:ssa -3,2kN.



KUVA 8. Teräsristikon leikkausvoimat

Kuvassa 9 on esitetty ristikon maksimitaipumat ja kehän yläpään siirtymät. Kuvasta voidaan todeta ristikon taipuman olevan 24,08 mm ja kehän ylänurkan vaakasiirtymän olevan 13,63 mm. Kehän yläreunan siirtymän arvoa ei voida suoraan verrata sallittuun siirtymään, koska kuvan 9. siirtymän kuormitusyhdistelmä on murtorajatilän kuormitusyhdistelmä. Kehän todellinen siirtymä saadaan käyttörajatilän kuormitusyhdistelmillä.



KUVA 9. Teräsristikon taipuma ja kehän ylänurkan siirtymä

7.3.2 Teräsristikon FEM-laskennan tulokset

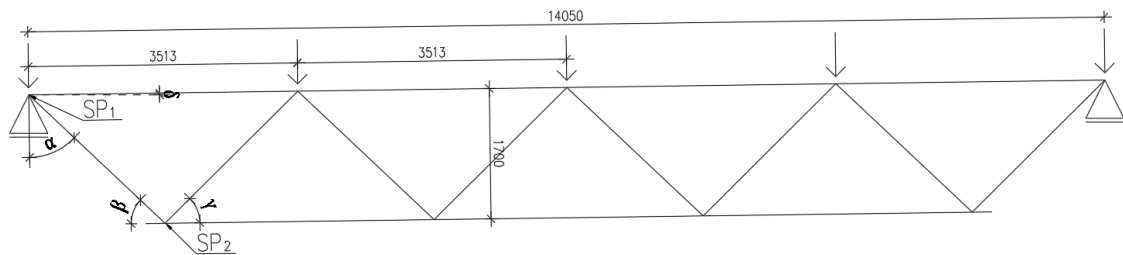
Opinnäytetyössä käytettävän FEM-Design ohjelman avulla lasketun ristikon alapaarteen profiiliksi valittiin RHS 120x120x5,0. Maksimikäyttöasteeksi profiilille saatiin 47 %, joka muodostui kuormitusyhdistelmä LC9:n normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutuksesta. Teräsristikon yläpaarteen profiiliksi valittiin RHS 120x120x8,0. Yläpaarteen maksimikäyttöasteeksi saatiin 85 %, jonka muodosti myös kuormitusyhdistelmän LC9:n normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutuksesta. Molempien paarteiden teräslujuudeksi valittiin S355.

Tuen vieressä olevien puristus- ja vetodiagonaali profiiliksi valittiin RHS 80x80x5. Vedetyn diagonaalin maksimikäyttöaste oli 37 % ja puristetun diagonaalin 62 %. Vedetyn diagonaalin maksimikäyttöaste syntyi kuormitusyhdistelmässä LC2, normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutuksesta. Puristusvoiman maksimijännitys esiintyi kuormitusyhdistelmä LC2:n normaalivoiman ja taivutusvoiman yhteisvaikutuksesta. Teräsristikon keskellä olevien diagonaalien maksimikäyttöaste oli 27 %, ja näiden diagonaalien profiiliksi valittiin RHS 70x70x5,0. Liitteessä 1 on esitetty ylä- ja alapaarteen ja tuen lähellä olevien veto- ja puristusdiagonaalien laskentatulokset.

7.3.3 Käsinlaskentamitoitus

Tässä opinnäytetyössä laskettiin karkea arvio teräsristikon voimasuureista FEM-laskennalla mitoitettuihin osiin. Käsinlaskennan rakennemallia yksinkertaistettiin suoristamalla ristikko ja tasaamalla diagonaalien pituudet. Laskennan arvoja

ei voitu suoraan verrata FEM-laskennan arvoihin yksinkertaistamisen takia, mutta määrävien paarteiden ja diagonaalien vertailuarvot saatiin käsinlaskennalla. Kuvassa 10 on esitetty yksinkertaistettu laskentamalli teräsristikosta.



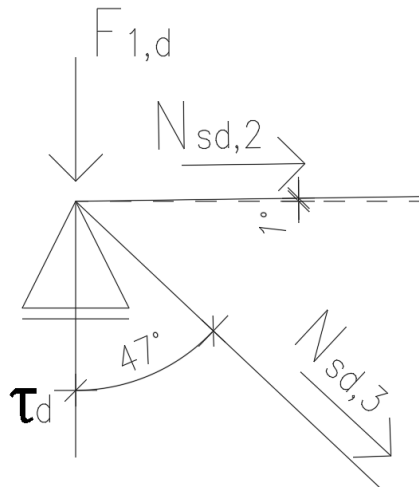
KUVA 10. Teräsristikon mitoituskuva

Teräsristikon käsinlaskenta suoritettiin kuormitusyhdistelmä LC2 mukaan, eikä laskennan kuormituksissa huomioitu ristikon omapainoa. Ristikon laskennassa ei huomioitu rakenne- ja luomikuorman aiheuttamia epäkeskisyysskuormia, eikä ristikon päähän oletettu vaikuttavan tuulikuormaa. LC2:n mukainen tasainen kuorma oli $P_d=21,4$ kN/m, kun ristikkojako oli 4170 mm. Ristikon alapaarteiden vetovoiman ja yläpaarteiden puristusvoiman likiarvo laskettiin kaavan 5.3 mukaan.

$$N_{0,Ed} \approx \frac{P_d * L^2}{8 * H_{ristikko}} \quad (\text{KAAVA 5.3})$$

Yläpaarteiden puristusvoimaksi ja alapaarteiden vetovoimaksi saatiin kaavan 5.3 mukaan $N_{0,Ed}=310,2$ kN.

Teräsristikon ensimmäisen vetosauvan vetovoima laskettiin ristikkosolmun 1 vaapakappalekuvan 11 mukaan. Solmun leikkausvoima laskettiin kaavan 5.4 mukaan.



KUVA 11. Solmupisteen 1 vapaakappalekuva

$$\tau_d = \frac{P_d * l}{2} \quad (\text{KAAVA 5.4})$$

Teräsristikon solmupisteen 1 leikkausvoimaksi saatiin $\tau_d=150,3$ kN. Ja kaavan 5.5 mukaan laskettiin solmupisteen $F_{1,d}$ pystykuorma-arvo.

$$F_{1,d} = \frac{P_d * l_{\text{solmuväli}}}{2} \quad (\text{KAAVA 5.5})$$

Solmupisteen 1 pystykuormaksi saatiin $F_{1,d}=37,6$ kN. 1. vetosauvan vetovoima $N_{sd,3}$ voitiin laskea tasapainoehtokaavojen 5.6 ja 5.7 mukaan.

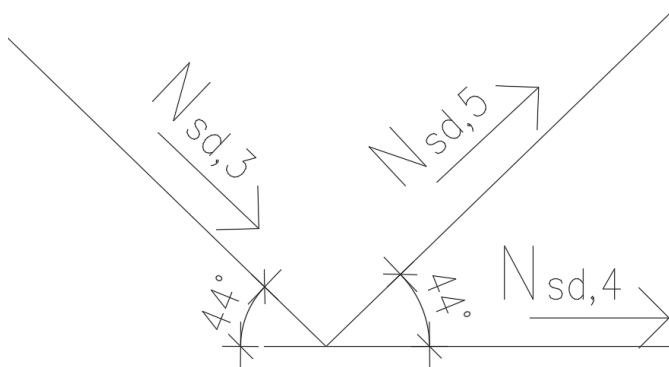
$$N_{sd,2} = - \frac{N_{sd,3} * \sin \alpha}{\cos \delta} \quad (\text{KAAVA 5.6})$$

$$\tau_d - F_{1,d} - \frac{N_{sd,3} * \sin \alpha}{\cos \delta} * \sin \delta - N_{sd,3} * \cos \alpha = 0 \quad (\text{KAAVA 5.7})$$

Kaavan 5.7 tasapainoehdon mukaan, vetosauvan voima $N_{sd,3}=162,5$ kN. Teräsristikon ensimmäisen puristussauvan käsinlaskenta pystyttiin laskemaan solmupiste 2 vapaakappalekuvan mukaan, kun ensimmäisen vetosauvan voima oli laskettu. Voimien suuruuden laskennassa käytettiin pisteen 2 voimatasapainoehtoa kaavan 5.8 mukaan.

$$N_{sd,5} * \sin\gamma + N_{sd,3} * \sin\beta = 0 \quad (\text{KAAVA 5.8})$$

Kaavan 5.8 mukaan puristussauvan puristusvoima $N_{sd,5} = -162,9$ kN.



KUVA 12. Solmupisteen 2 vapaakappalekuva

7.4 Teräspilarin mitoitus

Teräsrakenteisen pilarin mitoituksessa osana teräskehää on huomioitava pilarin nurjahduspituus, liitoksien jäykkyydet ja kiinnitys perustuksiin. Mitoituksessa on oletettava, että pilarissa on alkukäyryttä, vinoutta ja alkujännityksiä jo ennen sen kuormittamista. Oletukset heikentävät pilarin kestävyyttä ja tuovat lisäkuormitusta pilarille. Mitoituksen kannalta olennainen osa on myös pilarin hoikkuuksien määrittäminen, eri kuormitusyhdistelmissä normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuksesta muodostuvat rasitukset ja pilarin sivusuuntainen tuenta. Rakennuksissa käytettyjen teräspilariprofiilit ovat koko pilarin pituudelta tasajäykkiä ja niiden poikkileikkausluokat ovat pääsääntöistä 1 tai 2. Toisen kertaluvun kuormat tulee ottaa huomioon joko momenttien suurennusmenetelmällä tai yleisessä käytössä olevalla toisen kertaluvun mukaisella tarkastelulla. (Ruukki hitsatut profiilit EN1993-käsikirja, s.536)

Teräsrakenteisen hallin rakenteiden toimivuus on myös tarkastettava käyttörajan kuormitusyhdistelmille. Rakenteiden sallittujen taipumaraja-arvojen noudattamisella pyritään estämään rakenteiden toiminnan häiriintyminen ja ulkonäköä haittaavat tekijät. Suomen kansallinen liite standardiin EN 1993-1-1, ohjeistaa käyttämään taipuma- ja siirtymätarkastelussa ominaisyhdistelmäkertoimia,

vaikkei Eurocode-oppikirjoissa ole erikseen kuormitusyhdistelmiä kerrottu. Taulukossa 1 on esitetty EN 1993-1-1 kansallisen liitteen sallitut taipumat ja siirtymät käyttörajatilassa (SSAB Domex Tube rakenneputket, s.395)


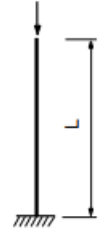
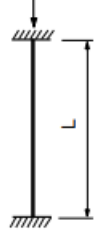


Taulukko 1. Sallitut taipumat ja siirtymät käyttörajatilassa. (Standardin SFS-EN-1993-1-1 kansallinen liite, s,19).

Rakenteen vaakasiirtymän rajatila	
- 1 ja 2 kerroksiset rakennukset	$H/150$
- muut rakennukset	$H/400$
L on jänneväli	
H on rakennuksen tarkasteltavan kohdan korkeus	
Rakennukset, jossa on nosturirata, katso standardi SFS-EN 1993-6 ja sen kansallinen liite.	

7.4.1 Teräspilarin nurjahduspituuden määrittäminen

Kun kehärakenteista teräspilaria tarkastellaan toisen kertaluvun mukaisella menetelmällä ja kehä on todettu sivusiirtyväksi ($\alpha_{cr}=3...10$), tulee rakenneosien nurjahduspituutena käyttää osan systeempituutta, ja nurjahduspituuksia tulee tarkastella tapauskohtaisesti. Yleinen menetelmä on käyttää rakenneosille sen omaa teoreettista nurjahduspituutta, jota muunnetaan osan tukipisteiden jäykkyyksien ja nurjahdusmuodon mukaan. Taulukossa 2 on määritetty perustapauksille teoreettisen nurjahduspituuden muuntokertoimet. Menetelmällä saadaan muodostettua yksittäisen rakenneosan kokonaisnurjahdusmuoto ja laskennallinen nurjahduspituus, joka huomioi liitoksien jäykkyydet, plastisten nivelten esiintymisen sekä puristavien aksiaalisten voimien jakautumisen poikkileikkaukselle. (SSAB Domex Tube rakenneputket, s.536)

TAULUKKO 2. Pilareiden teoreettisia nurjahduspituuksia perustapauksille (SSAB Domex Tube rakenneputket s.400).

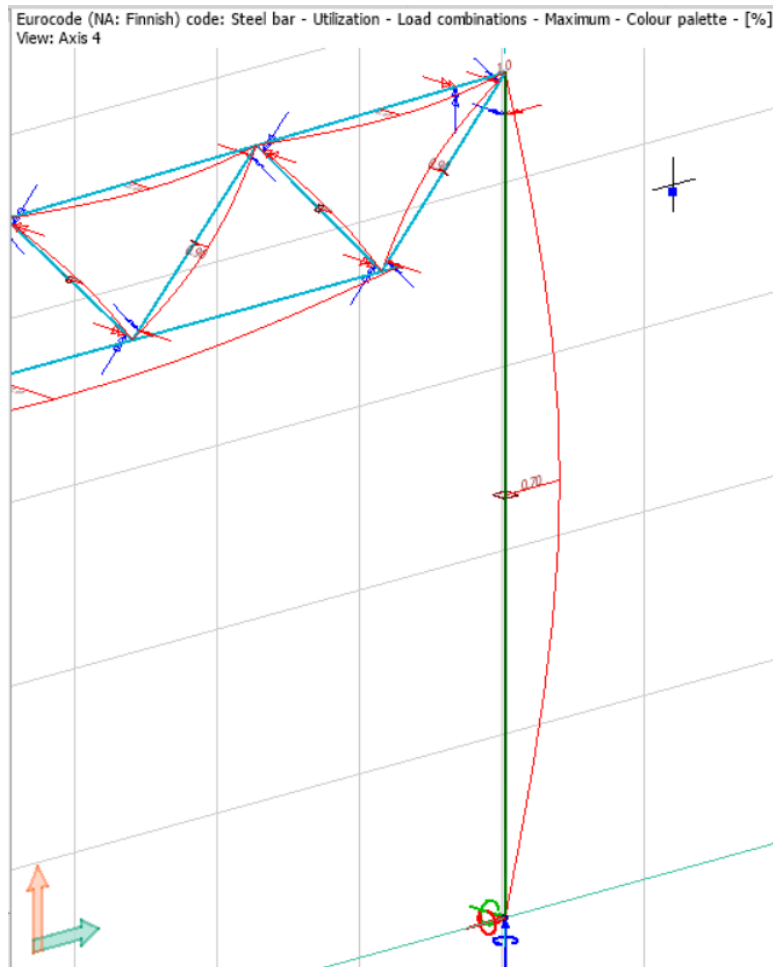
Molemmista päistä nivelöity pilari	Toisesta päästä jäykästi kiinnitetty pilari	Molemmista päistä jäykästi kiinnitetty pilari	Molemmista päistä jäykästi kiinnitetty pilari toinen kiinnityskohta sivusiirtävä	Toisesta päästä jäykästi kiinnitetty ja toisesta päästä nivelöity pilari
				
$L_{cr} = 1,0 L$	$L_{cr} = 2,0 L$	$L_{cr} = 0,5 L$	$L_{cr} = 1,0 L$	$L_{cr} = 0,7 L$

7.4.2 Teräspilarin FEM-mitoitus

Teräspilarin FEM-laskennassa on huomioitava pilarin oikeanlainen mallintaminen sekä pilarin ala- ja yläpään liitoksien jäykkyydet ja vapausasteet. Merkittävä tekijä on myös pilarin sivusuuntaisten tukien mallintaminen tai huomioiminen nurjahduspituudessa. Kuten teräsristikon myös teräspilarin oikeanlaisesta mallintamisesta kertoo momenttikuvaajat, leikkaus- ja normaalivoima sekä pilarin että kehän siirtymät. Myös pilareiden alapään rasituksien suunnat ja voimasuureet tukevat mallinnuksen oikeanlaisuutta.

Tämän opinnäytetyön kohteen pilari on alapäästä osittain jäykästi kiinni ja yläpää nivelellisesti tuettu. Tällöin nurjahduspituuden kertoimeksi määritettiin $L_{cr}=0,7 \cdot L$. Kun teräspilarin vaaka-akselien molemmat suunnat ovat samoin vapausastein tuetut, käytetään samaa nurjahduspituuden kerrointa molemmille akseleille. Pilari mitoitetaan kuormitusyhdistelmien maksimiarvolle ja todetaan käyttörajatilan siirtymän olevan sallitussa rajoissa, voidaan teräspilari todeta oikein mitoitetuksi.

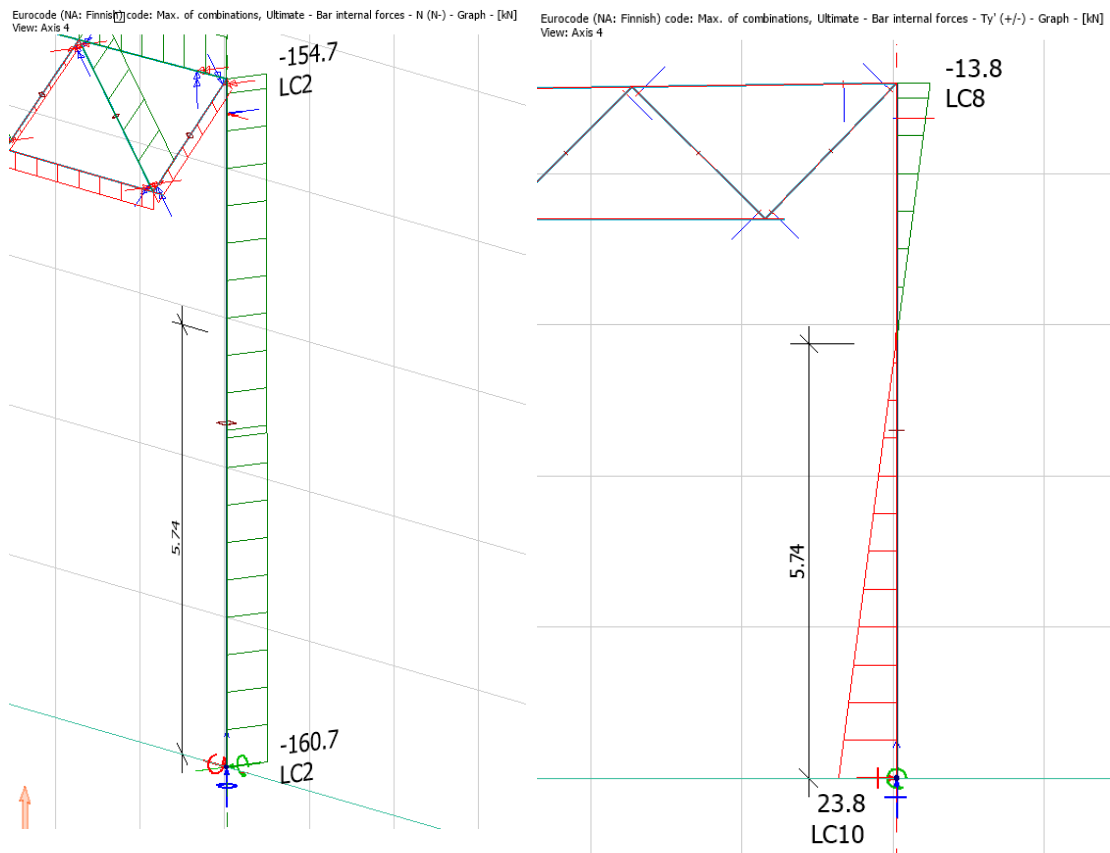
FEM-tuloksien tarkastelussa on huomioitava, että rakenneosan paikallinen koordinaatisto voi olla eri kuin rakennemallin globaalkoordinaatisto. Kuormitusten suunta määräytyy tällöin rakenneosan paikallisen koordinaatin mukaan. Kuvassa 13 on esitetty teräspilarille määritetty nurjahduspituuden laskentakerroin.



KUVA 13. Pilarin nurjahduspituuden laskentakertoimet ja päiden vapausasteet.

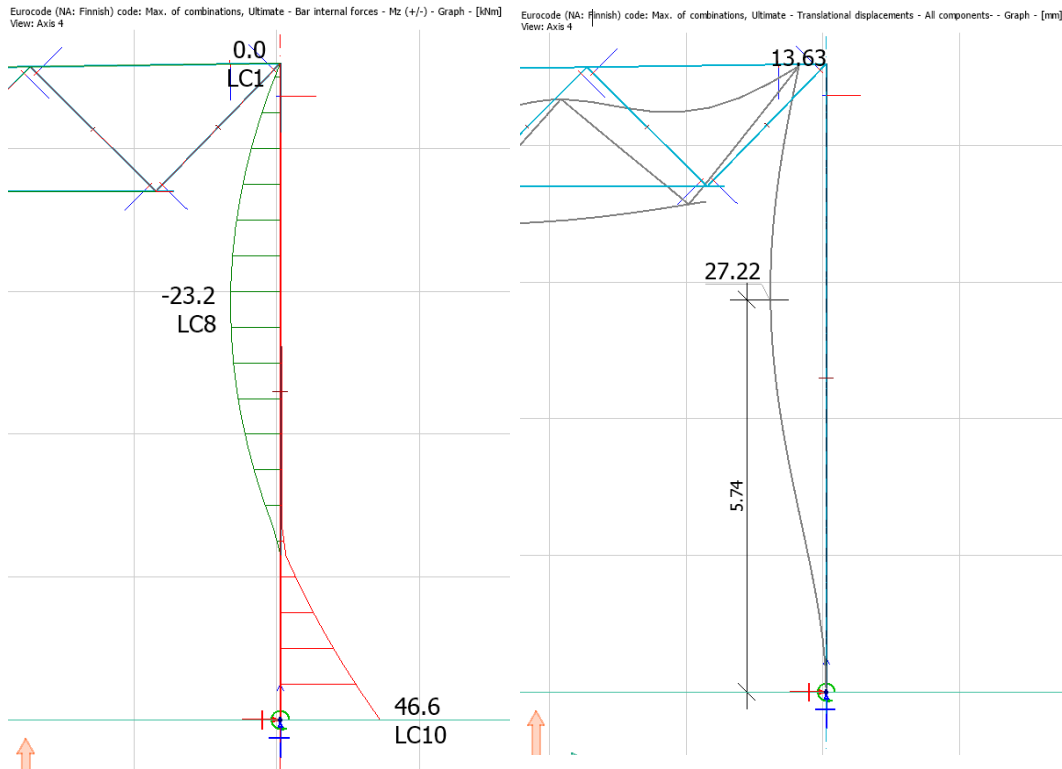
7.4.3 Pilarin voimasuureet ja siirtymät

Opinnäytetyössä käytetty FEM-laskenta ohjelman perusteella kuvasta 14. voidaan nähdä teräspilarin normaalivoima kuvaaja ja lukea pilarin maksimipuristusvoiman olevan kuormitusyhdistelmällä LC2 pilarin yläpäässä $-154,7$ kN ja alapäässä $-160,7$ kN. Pilarin alapään arvoa voidaan käyttää anturan murtorajatilán mitoituksessa. Kuvasta 14 voidaan myös nähdä pilarin leikkausvoimakuvaa. Kuvan 14 mukaan nähdään, että pilarin yläpään leikkausvoiman maksiarvo on $-13,8$ kN kuormitusyhdistelmässä LC8 ja alapään maksiarvo $23,8$ kN kuormitusyhdistelmässä LC10. Alapään maksiarvo voidaan käyttää anturan murtorajamitoituksessa.



KUVA 14. Teräspilarin puristus- ja leikkausvoimat

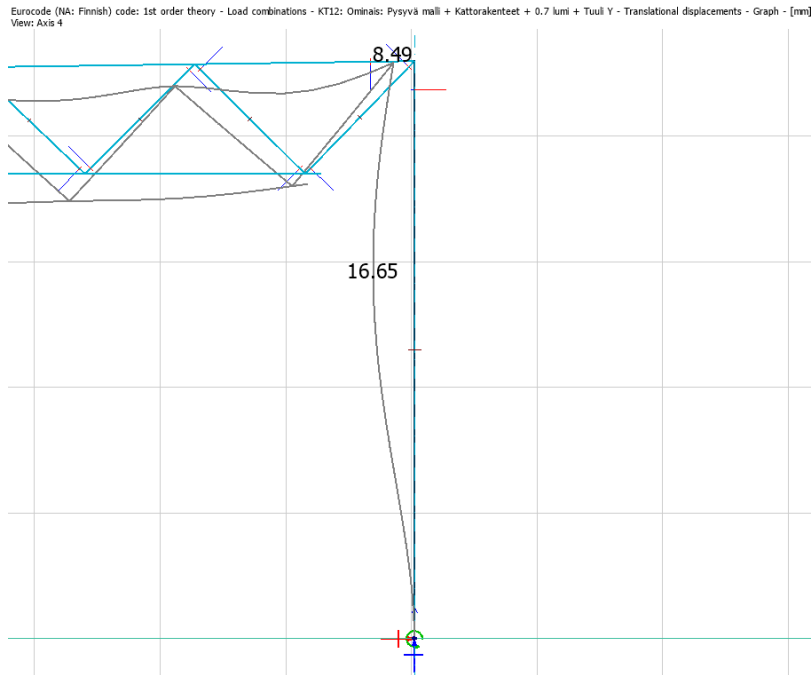
Kuvasta 15 nähdään teräspilarin kehäsuuntainen momenttikuvaaja sekä pilarissa vaikuttavat pituussuuntainen momentti. Myös mallinnuksen oikeanlaisuutta kuvaa teräsristikon ja teräspilarin nivelessä oleva momentin nollakohta. Kuvasta 15 voidaan lukea teräspilarin alapään maksimimomentin olevan 46,6 kNm kuormitusyhdistelmässä LC10. Pilarin puolella välissä oleva taivutusmomentin maksiarvo saavutetaan kuormitusyhdistelmässä LC8 ja sen suuruus on -23,2 kNm. Pilarin alapään mitoitusmomenttia voidaan käyttää anturan murtorajatilatarkastelussa. Teräspilarin maksimisiirtymä saavutetaan teräspilarin taivutusmomentin maksimikohdassa, jolloin taipuma on 27,2 mm.



KUVA 15. Teräspilarin momentit ja siirtymät

7.4.4 Teräspilarin FEM-laskennan tulokset

Opinnäytetyössä käytetystä FEM-Design laskentaohjelman avulla määritettiin teräspilarin profiiliksi 200x200x8,0 ja teräslaaduksi S355. Teräsprofiilin maksikäyttöasteeksi määritettiin 37 % kuormitusyhdistelmällä LC10. Määrittävä käyttöaste ei lopulta mitoitannut teräspilarin kokoa vaan määrääväksi osoittautui käyttörajan kuormitusyhdistelmällä saavutettu siirtymä. Kuvassa 16 on esitetty kuormitusyhdistelmällä LC12 saatu käyttörajan maksimisiirtymä, joka oli 16,65 mm. Siirtymän raja-arvo teräsrakenteisille kehille on $H/150$ ja H-arvona käytetään tarkastelu korkeutta. Kuvasta 16 nähdään käyttörajan maksimisiirtymän olevan 5740 mm korkeudella, siirtymän käyttöaste on 44 %. Rakennuksen yläpään sallittu siirtymäraja oli tämän rakennuksen kohdalla 61,2 mm. Liitteessä 2 on esitetty teräspilarin laskentatulokset.



KUVA 16. Teräspilarin ja teräskehän maksimisiirtymä käyttörajatilassa LC 12.

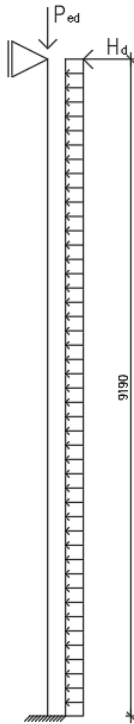
7.4.5 Käsinlaskentamitoitus

Opinnäytetyön teräspilarin käsinlaskennassa laskettiin teräspilarin voimasuureet, joita voitiin verrata FEM-laskennasta saatuihin tuloksiin. Tuloksien suoraan vertaamista ei voitu suorittaa, koska käsinlaskennassa ei huomioitu toisen kertaluvun momenttia. Kuvassa 17 on esitetty teräspilarin vapaakappalekuva. Teräspilarin voimasuureiden käsinlaskenta suoritettiin myös LC2-kuormitusyhdistelmässä määritetyille kuormille, eikä siinä huomioitu rakenteiden omia painoja.

Teräsristikön pystykuormana laskettiin teräsristikön LC2:n muodostaman viiva-kuorman mukaan, missä $P_d=21,4$ kN/m. Teräspilarin yläpäähän mitoituskuorma laskettiin kaavan 5.9 mukaan.

$$P_{ed,pilari} = \frac{P_d * l_{jänneväli}}{2} \quad (\text{KAAVA 5.9})$$

Teräspilarin yläpäähän mitoituskuormaksi saatiin 150,3 kN ja alapäähän kuormaksi $P_{ed,pilari} + o_{p,pilari} = 154,7$ kN. Tuulikuorman mitoituskuormana käytettiin $P_{d,tuuli} = 1,5 * 1,1 * 0,6 \text{ kN/m}^2 * 4,170 \text{ m} = 4,13 \text{ kN/m}$.



Kuva 17. Teräspilarin vapaakappelikuva.

Teräspilarin yläpäähän leikkausvoima likiarvo $V_{ed,pilari\ yp}$ laskettiin kaavan 5.10 mukaan. Pilarin yläpäähän leikkausvoimaksi saatiin $V_{ed,pilari\ yp} = 14,2\text{kN}$.

$$V_{ed,pilari\ yp} \approx \frac{3}{8} * P_{d,tuuli} * h_{pilari}$$

(KAAVA 5.10)

Teräspilarin alapäähän leikkausvoiman likiarvo $V_{ed,pilari\ ap}$ laskettiin kaavan 5.11 mukaan. Pilarin alapäähän leikkausvoimaksi saatiin $V_{ed,pilari\ ap} = 23,7\text{kN}$.

$$V_{ed,pilari\ ap} \approx \frac{5}{8} * P_{d,tuuli} * h_{pilari}$$

(KAAVA 5.11)

Teräspilarin tukimomentti $M_{ed,pilari\ ap}$ laskettiin kaavan 5.12 mukaan. Tukimomentiksi saatiin $M_{ed,pilari\ ap} = 43,6\text{kNm}$.

$$M_{ed,pilari\ ap} \approx P_{d,tuuli} * \frac{h_{pilari}^2}{8}$$

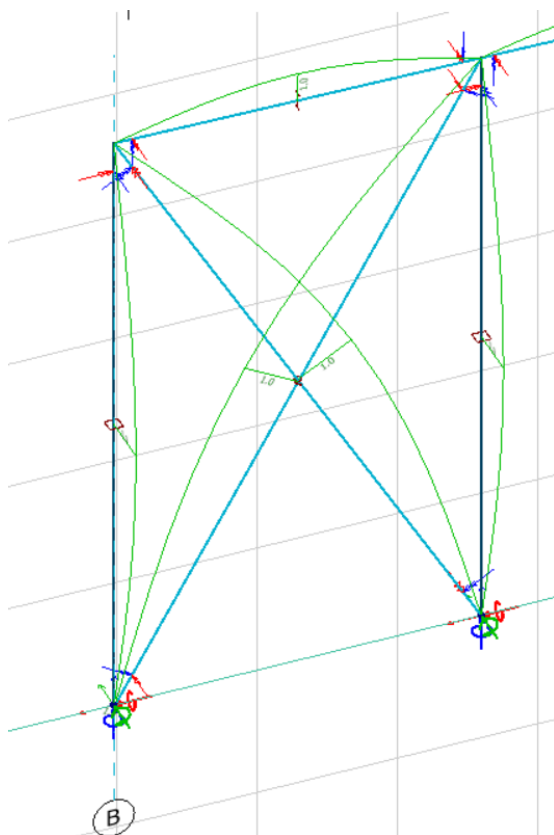
(KAAVA 5.12)

Teräspilarin maksimitaivutusmomentti arvioitiin saavuttavan kohdassa $5/8 \cdot h_{\text{pilari}}$. Teräspilarin maksimomentin likiarvo laskettiin kaavan 5.13 mukaan ja $M_{ed,pilari,max}$ saatiin -24,5kNm.

$$M_{ed,pilari,max} \approx \frac{9}{128} * P_{d,tuuli} * h_{pilari}^2 \quad (\text{KAAVA 5.13})$$

7.5 Teräsjäkisteiden mitoitus

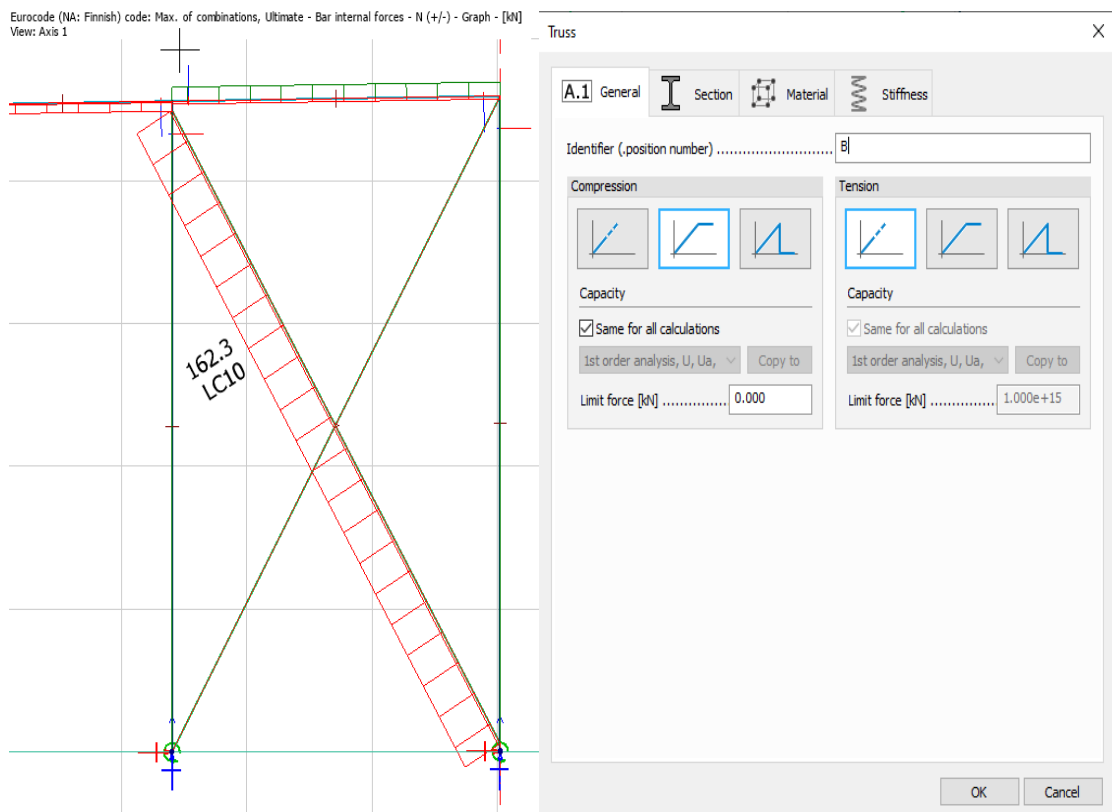
Rakennuksen jäykistämiseksi käytetyt jäykisteet suunniteltiin siten, että jokainen jäykiste toimii vain vetosauvana. Jäykisteen mitoituksen oleelliset asiat ovat samat kuin teräspilarin mitoituksessa. Kun jäykisteet ovat nivelellisesti kiinni molemmista päistä, tulee jäykisteiden nurjahduspituuskertoimena taulukon 2 mukaan käyttää näissä tapauksissa 1,0. Kuvassa 18 on esitetty jäykistesauvan nurjahduspituuden laskentakerroin. Terässauvojen risteyskohdassa jäykisteet eivät ole kiinnitetty toisiinsa.



KUVA 18. Jäykistesauvojen nurjahduspituudet

7.5.1 Jäykisteiden FEM-mitoitus

Hallin teräsjäykisteet suunniteltiin siten, että teräsjäykisteille ei tullut kuin jäykisteen suuntaista vetovoimaa. Jäykisteiden puristuskapasiteetiksi asetettiin arvo 0kN. Kuvassa 19 on esitetty jäykisteille tulevat maksimivoimat, jotka syntyvät kuormitustapaus LC10 ja asetettu puristusvoimakapasiteetti. LC10 kuormitusyhdistelmässä vetosauvan vetovoimaksi saatiin 162,3 kN. Materiaaliarvojen muuttamisen takia jouduttiin FEM-laskennassa käyttämään epälineaaritalaskentaa, jotta vetosauvat saatiin toimimaan halutulla tavalla.



KUVA 19. Jäykistesauvojen vetovoima ja puristusvoimakapasiteetti

7.5.2 Jäykisteiden FEM-tulokset

FEM-Design laskentaohjelmalla määritettiin vinositeiden profiiliksi 100x100x4,0 teräslaadun ollessa S355. Vedetyn jäykisteen maksimikäyttöasteeksi saatiin 31

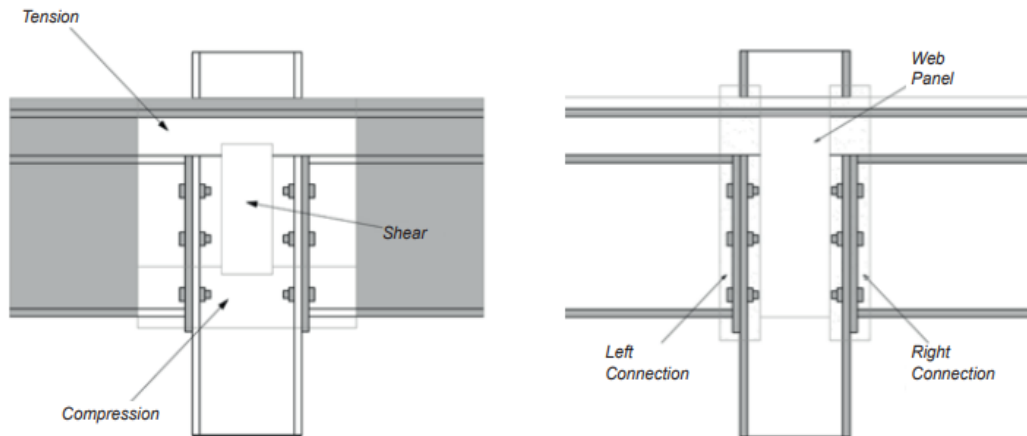
% kuormitusyhdistelmällä LC10. Koska kuormitusyhdistelmässä LC10 tuulen-
suunta on y-akselin suuntainen, voidaan olettaa, että jäykisteristikon vedetty jäy-
kiste kantaa kaikki jäykisteristikolle tulevat kuormat. Kun jäykisteet mallinnetaan
toimivan vain vedettynä, tulee jäykisteiden siirtymät pieniksi. Jäykisteiden koko-
naissiirtymät perustuvat koko kehän siirtymiin. Liitteessä 3 on esitetty vedetyn
jäykistesauvan laskenta.

8 TERÄSOSALIITOKSET

Teräsrakenteisien osien liitoksien mitoituksessa on kyse kahden sauvamallin välisen liitoksen staattisesta mitoituksesta, jossa selvitetään tietyn oletusliitoksen kestävyys maksimikuormituksessa. Sauvojen välisten liitososien geometria ja materiaaliominaisuudet muodostavat liitoksille jäykkyydet, kestävyudet ja muodonmuutoskyvyn. Teräслиitoksien rajoitteena on työmaalla saatavilla olevat liittämistekniikat, yleisesti talorakentamisessa on käytössä konepajalla tehtävät hitsausliitokset ja työmaalla toteutettavat ruuviliitokset. Myös liitoksien pintakäsittely ja muotoilulla on merkitystä liitoksien asentamisen ja – toiminnalliseen onnistumiseen. Suunnittelijan tehtävänä on valita sauvojen välille liitoksien tyypit, jotka vaikuttavat koko runkojärjestelmän toimivuuteen ja rakennuksen taloudelliseen lopputulokseen. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3-oppikirja, s.83)

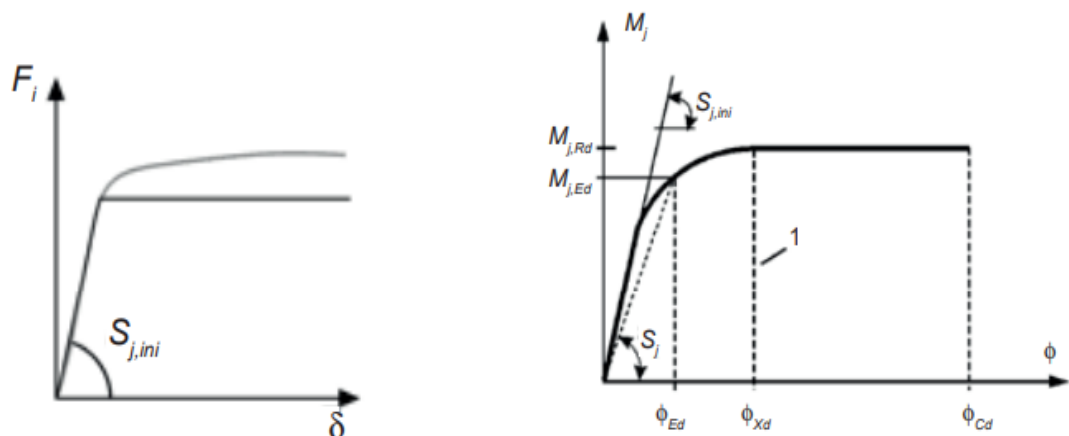
8.1 Liitoksien laskentamenetelmä

Yleisessä käytössä oleva komponenttimenetelmän periaate on, että liitokselle määritetään epälineaarinen kestävyys jakamalla liitos useaan eri komponenttiin. Koko liitos voidaan tulkita yhtenäisenä joukkona yksittäisiä liitoskomponentteja, jossa yksittäisten liitoskomponenttien ryhmä muodostaa liitoksen kestävyuden, jäykkyyden ja muodonmuutoskyvyn. Yksittäiset komponentit voidaan täten suunnitella toimimaan tehokkaasti eri rasituksia vastaan, jolloin liitoksen kokonaiskapasiteetti voidaan optimoida yksittäisten komponenttien mukaan. Liitoksen eri osat voidaan jakaa liitokselle tulevan kuormituksen mukaan. Yleisesti liitoksen voimat jaetaan kolmeen jännitysresultanttiin: veto-, puristus- ja leikkausresultantti. Liitoksen mallinnuksessa komponentit mallinnetaan jousimalleilla, joiden jousivakiot muodostavat liitoksen kokonaisjäykkyyden. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.14)



KUVA 20. Liitoksen komponentit ja liitososat (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.14).

Komponenttimenetelmä on esitetty standardeissa EN1993-1-8 ja EN1994-1-1 ja se soveltuu teräslitoksien ja komposiittiliitoksien analysointiin. Sovellusta käytettäessä on tunnistettava liitoksen peruskomponentit, liitososien rakenteelliset ominaisuudet ja liitososien kokoonpano. Kun tyypillisen liitoksen komponentit kuvataan lujuuden, jäykkyyden ja muodonmuutoskyvyn mukaan, voidaan liitoksen käyttäytymisestä muodostaa voima-siirtymäkuvio ja lopuksi koko liitoksen kokoonpanon ominaisuuksista muodostaa momentti-jännityskuvaaja. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.15).



KUVA 21. Voima-siirtymäkuvio ja momentti-jännityskuvio. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.15).

8.2 Teräsosaliitoksien luokittelu

Liitoksien luokittelun perusteena on selvittää miltä osin liitoksen jäykkyys ja lujuus otetaan huomioon rakennelaskelmissa. Liitokset jaetaan kolmeen eri liitosryhmään liitoksen ominaisuuksien mukaan. Liitos ryhmien ominaisuuksia on verrattu taulukossa 3. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.16).

TAULUKKO 3. Liitosryhmien ominaisuudet (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.16).

Liitosluokittelu	Liitoksen ominaisuus
Elastinen liitos	
Ideaaliplastinen liitos	
Elasto-plastinen liitos	

Elastisessa liitosluokassa liitoksessa huomioidaan vain liitoksen jäykkyys S_j . Jäykkyysmallina käytetään jousimallia tai yksiulotteista palkkielementtiä, joiden

avulla pystytään määrittämään ulkoisten rasituksien muodostamat voimat. Kun liitoksen momenttikestävyys on puolitoistakertaa suurempi kuin taivutusmomentti, voidaan liitosjäykkyyden $S_{j,ini}$ olettaa käyttäytyvän elastisen liitosmallin mukaan. Liitoksissa, joissa saavutetaan plastinen momenttikapasiteetti voidaan jäykkyys määrittellä yhdistelmäjäykkyyden $S_{j,ini}/\mu$ perusteella. Tällöin liitoksien määrittelyssä otetaan huomioon myös kiertymäjäykkyys. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.16).

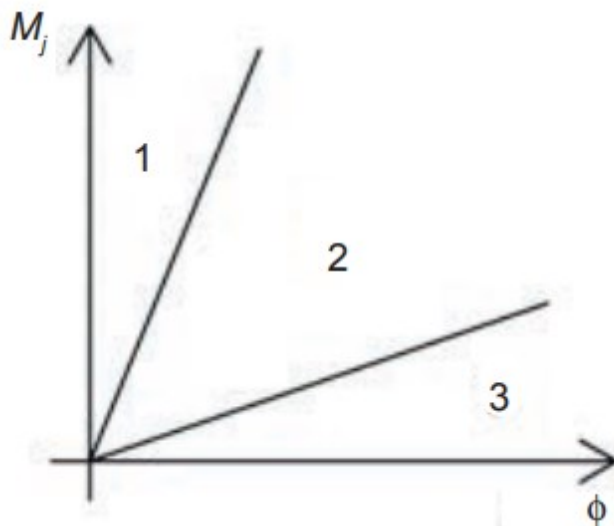
Ideaaliplastisessa liitosluokassa liitoksessa huomioidaan vain liitoksen plastinen momenttikapasiteetti, joten liitoksen elastista käyttäytymistä ei oteta huomioon. Rakennelaskelmissa liitoksen voimat tulevat 1.kertaluvun mukaan ja liitoksen sisäiset ja ulkoiset voimat ovat tasapainossa. On huomioitava, että liitoksessa tulee olla riittävä muodonmuutoskyky, jotta liitos pystyy täysin plastisoitumaan ja sen kapasiteetti määräytyy liitoksen yksittäisen osakestävyuden mukaan. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.17).

Elasto-plastisessa liitosluokassa huomioidaan rakennuksen kokonaismomentin ja rakennuksen kiertymän suhde. Rakennelaskelmissa liitoksissa käytetään momentti-kiertymäsuhdetta eli jousivakiota. Yksinkertaistamiseksi liitoksen jousivakion määrittämisessä käytetään lineaarista momenttikuvaajaa ja liitoksen leikkauslujuutena käytetään pienennettyä leikkauslujuutta. Kun elasto-plastista liitosmenetelmää käytetään tulee liitoksen jäykkyys- ja lujuusominaisuudet määrittellä. Elasto-plastisen menetelmän tyypillisiä kohteita ovat korkeat varastorakennukset, joissa pilariliitokset luokitellaan puolijäykiksi. On kuitenkin ehdottoman tärkeää olla aliarvioimatta perustuksien jäykkyyttä, koska perustuksen suuri kiertymäjäykkyys voi johtaa liitoksien suuriin taivutusmomentteihin, jotka voivat johtaa suuriin liitosvaurioihin. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.17).

8.2.1 Liitoksen jäykkyys

Liitoksen jäykkyydellä $S_{j,ini}$ käsitellään anturan ja pilarin tai pilarin ja palkin liitosta toisiinsa. Liitoksen alkujäykkyydestä huolimatta erilaiset liitokset voidaan jakaa

kolmeen liitosjäykkyysalueeseen: niveleksi, osittain jäykäksi tai täysin jäykäksi. Nivelliitokset voivat siirtää vain liitoksen aksiaalisia- ja leikkausvoimia. Jos liitosta ei voida luokitella suoraan niveleksi eikä täysin jäykäksi, tulee liitos luokitella osittain jäykäksi. Osittain- ja täysin jäykillä liitoksilla on taivutusjäykkyyttä, joka tulee huomioida rakennuksen kokonaisjäykistyksessä. Liitoksen jäykkyys tulee selvittää erikseen pilarin liittymisestä palkkiin kuin pilarin liittymisestä anturaan. Kuvassa 22 on esitetty jäykkyysien luokittelu, jossa luokka 1 on täysin jäykkä, luokka 2 on osittain jäykkä ja luokka 3 on nivel. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.18).



KUVA 22. Liitoksien jäykkyysluokittelu. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.18).

8.2.2 Liitoksen lujuus

Liitoksen lujuus luokitellaan kolmeen lujuusalueeseen: nimellis-, osittain-, ja täysin lujaksi liitoksiksi. Nimellislujan liitoksen momenttikestävyyden käyttöaste tulee olla pienempi kuin 25 %. Täysin lujan liitoksen momenttikestävyys on suurempi kuin liitettyjen osien laskennallinen mitoitusmomentti. Jos liitosta ei voida tulkita nimellis- tai täysin lujaksi liitokseksi, liitos tulkitaan osittain lujaksi liitokseksi. Jäykkyysien luokittelu on esitetty Eurocode 3 Käsikirja EN 1993-1-8. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.20).

8.2.3 Liitoksen muodonmuutoskyky

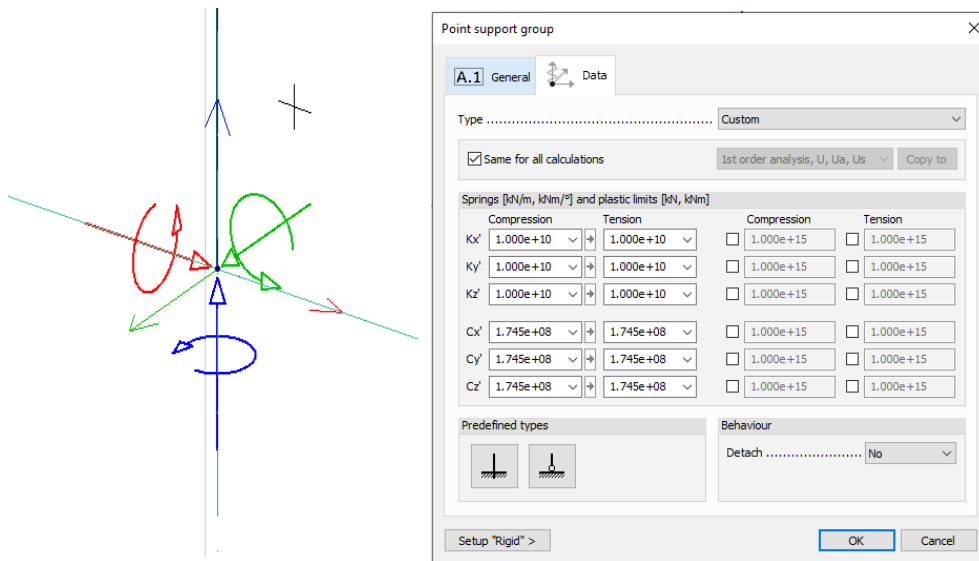
Eurocode 3 Käsikirja EN 1993-1-8:ssa ei ole annettu luokittelua muodonmuutoskyvyn mukaan. EN 1993-1-8 on esitetty luvussa 6.4.1 liitoksen kiertymiskyvyn periaatesäännöt, jotka perustuvat plastisuusteorian mukaiseen mitoitusmenetelmään. Kun liitoksen liitosmomentti $M_{j,Rd}$ on vähintään 20 % suurempi kuin liitettävän osan plastinen mitoitusmomentti $M_{pl,Rd}$, voidaan olettaa plastisten nivelten muodostuvan liitettäviin osiin ja tällöin kiertymiskapasiteetti tulee huomioida liitettävän osan poikkileikkauksessa. Jos liitosmomentti on vähemmän kuin 20 % liitettävän osan mitoitusmomentista tulee pultti- ja hitsausliitoksien minikiertymiskyky tarkistaa erikseen. (Design of steel to concrete joints, Design manual I, s.21).

8.3 Teräsosaliitoksien FEM-mitoitus

Tässä opinnäytetyössä teräsliitokset mitoitettiin FEM-Design ohjelman Steel Joint- lisäosalla. Esimerkkikohteen runkomallissa oli suunniteltu ristikon ja pilarin sekä vinositeiden liitokset nivelliitoksiksi ja teräspilarin ja anturan liitos osittain jäykäksi liitokseksi. Pilarin ja ristikon nivelliitosta ei mitoitettu sen yksinkertaisuuden vuoksi, mutta opinnäytetyön kohdassa 6.4 on liitoksen jäykkyyden muuttuessa mitoitettu myös liitos ja tutkittu sen vaikutusta liittyviin rakenteisiin. Liitoksiin kohdistuvat voimat on ilmoitettu opinnäytetyön 5. luvussa ja voimat on laskettu kuormitusyhdistelmien antamille maksimiarvoille.

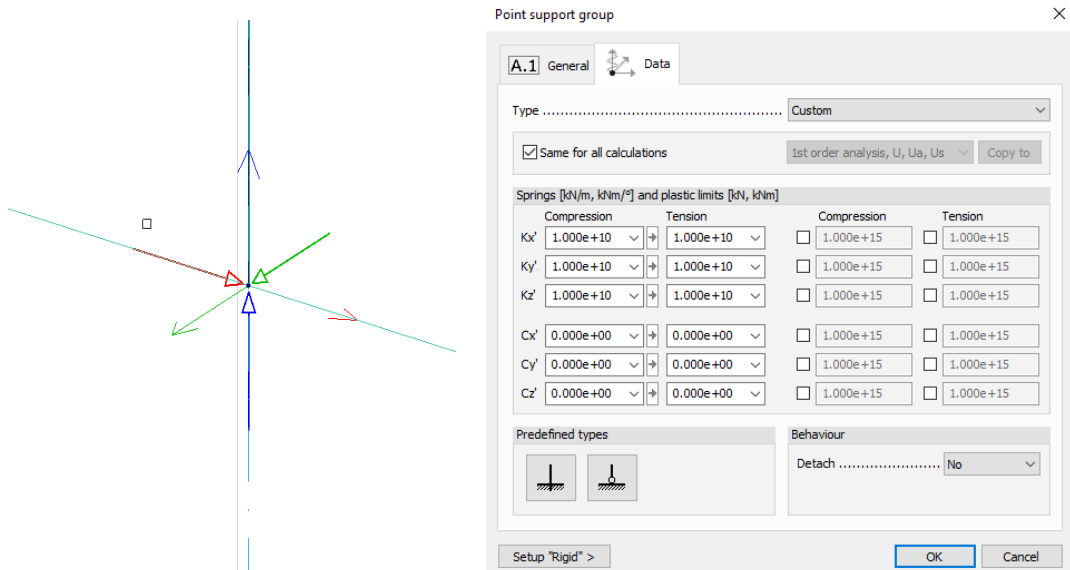
8.4 Liitoksien FEM-mallinnus

Opinnäytetyössä käytetyn FEM-Design ohjelman liitoksien mallinnuksessa käytettiin perustuksien mallinnuksessa kahta erilaista kiinnitysjäykkyyttä. Kuvassa 23 on esitetty jäykän liitoksen liitoskuvaaja ja liitoksen jäykkyydsarvot.



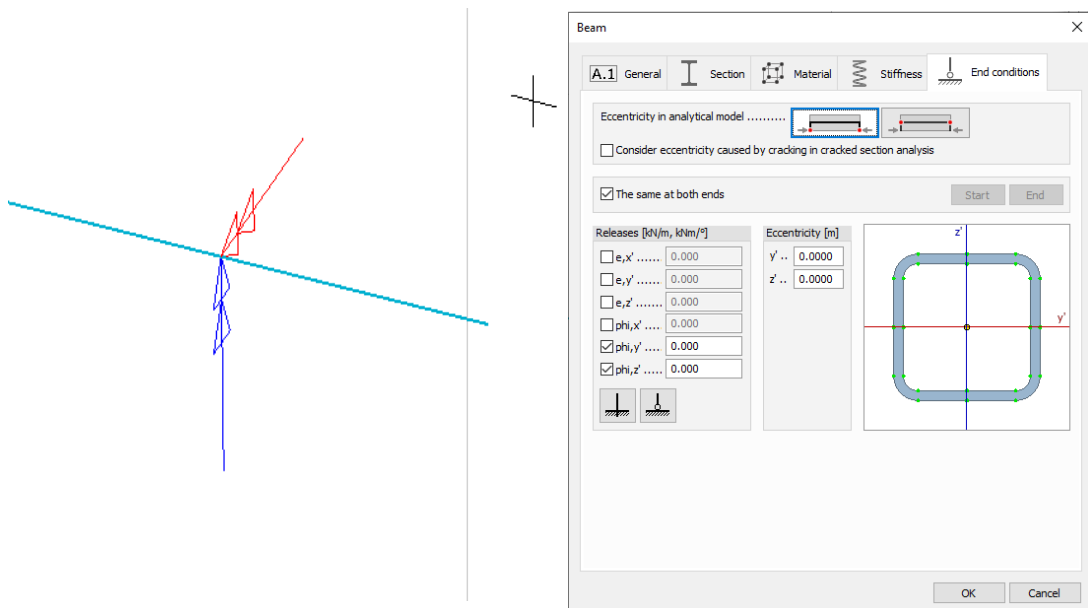
KUVA 23. Jäykän liitoksen kuva ja liitosjäykkyydet.

Kuvassa 24. on esitetty nivelliitoksen liitoskuvaaja ja jäykkyydsarvot, jossa on liitoksen kiertymäjäykkyydeksi asetettu kaikkien akselien suhteen arvo 0.



KUVA 24. Nivelliitoksen kuvaaja ja liitosjäykkyydet.

Terässauvojen väliset liitoksien jäykkyydet mallinnettiin nivellellisiksi, jolloin päiden kiertojäykkyyden arvoksi asetettiin 0. Kuvassa 25 on esitetty terässauvan kiertojäykkyydetön liitos.



KUVA 25. Terässauvan kiertymäjäykkyksetön pää.

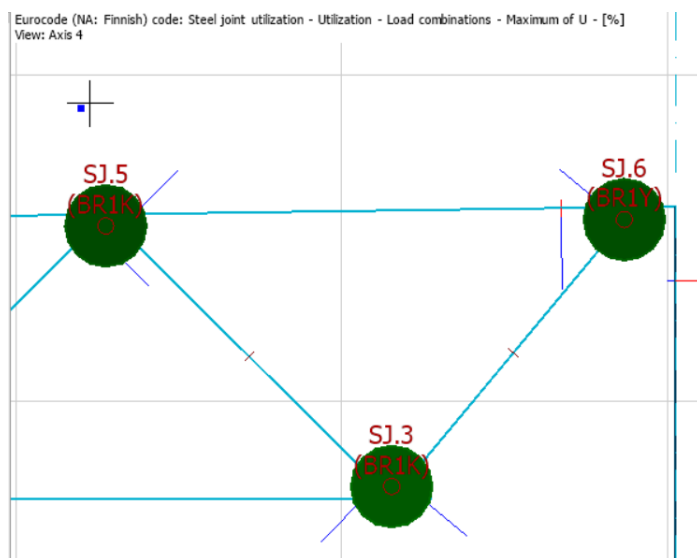
8.4.1 Teräsristikoliitoksien FEM-mitoitus

Yleisen periaatteen mukaan teräsristikorakenteen sauvat oletetaan olevan kiinnitetty paarteisiin nivelellisesti, jolloin niiden liitos mitoitetaan vain sauvan normaalivoiman mukaan. Liitoksien kannalta epäedullisempia teräspuikuprofileita ovat ohutseinäiset ja leveät profiilit, kun liitokset tarkastellaan jokaisen teräsristikon osan kohdalta erikseen. Teräsosaliitoksien kestävyys yleisehtona voidaan pitää kaavan 6.1 ehtoa, jossa $N_{i,Rd}$ on yksittäisen teräsosan kestävyysmitoitussarvo ja $N_{i,Ed}$ on teräsosassa vaikuttava normaalivoima murtorajatilassa. Kaavan 6.1 mukaan tehtävässä mitoituksessa voidaan pääsääntöisesti tarkastella vain uumasauvojen liitoksia, koska paarteiden liitoksien kestävyys pohjautuvat uumasauvaliitoksien kestävyysiin. Liitoksien mitoituksessa on kuitenkin myös huomioitava sekä paarteiden, että uumasauvojen poikkileikkauksien kestävyys, puristettujen osien stabiilius ja hitsien kestävyys. (SSAB Domex Tube rakenneputket, s.164)

$$N_{i,Rd} \geq N_{i,Ed}$$

(KAAVA 6.1)

Tämän opinnäytetyön mallikohteen teräsristikon liitoksista tarkasteltiin ristikon kahden tukea lähimmäisen liitoksen kestävyyttä, normaalivoimien ollessa suurimmillaan näissä uumasauvoissa. Kuvassa 26 on esitetty tarkasteltavien pisteiden tunnuksat ja liitoksien tyypit. Liitettävien uumasauvojen keskilinjan etäisyytenä liitoksen keskipisteestä käytettiin $e=20$ mm ja liitoksien hitsit laskettiin ympäriliitettävien täysin hitseinä, joiden paksuutena $a=4$ mm. Liitoksen SJ.6 käyttöasteeksi saatiin FEM Design, Steel Joint-ohjelmalla 47 % ja SJ.3 saatiin 72 %. Liitoksien laskenta on esitetty liitteessä 4.



KUVA 26. Teräsristikon liitoksien tunnuksat.

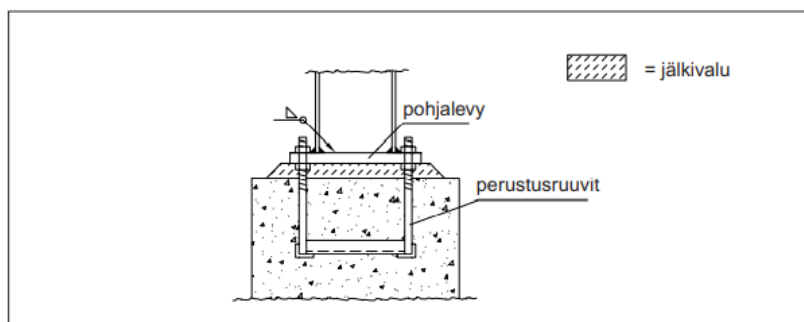
8.4.2 Teräsristikkoliitoksien käsinlaskenta

Ristikon liitoksien käsin mitoituksessa käytettiin hyväksien SKOL-liitoslaskentataulukkoa, joka perustuu eurokoodi 1993-1-8 esitettyihin liitoslaskelmiin. Liitoslaskennassa on käytetty FEM-Design ohjelman antamia voimasuureita, jotta liitoksien kapasiteetin vertaaminen olisi luonnollisempaa. Teräsristikon käsinliitosmitoituksessa on tarkasteltu SJ.3 ja SJ.6 liitoksia. Laskentatiedoston avulla saatiin SJ.3 liitoksen maksimikäyttöasteeksi 69 %, jonka muodosti vedetyn sauvan ja paarteen yläpinnan murtuminen. SJ.6 maksimikäyttöasteeksi saatiin 43 %, joka muodostui myös vedetyn sauvan ja paarteen yläpinnan murtumisesta. Liitteessä 5 on esitetty laskentatiedoston laskentatulokset.

8.5 Teräspilarin perustusliitos

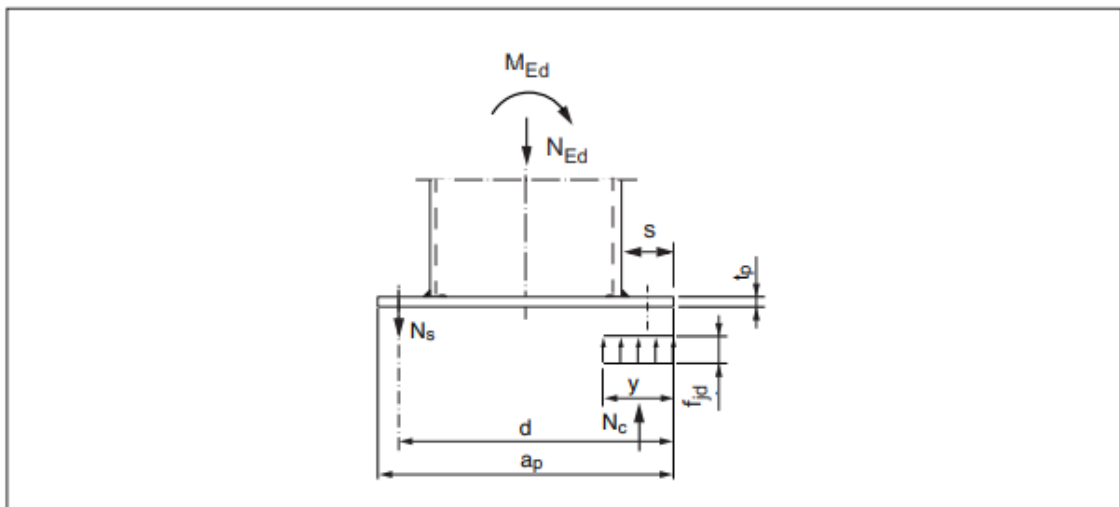
Teräspilarin alapäähän hitsataan yleisesti peruslevy, joka on suunniteltu siirtämään pilarin normaali- ja leikkausvoimat sekä taivutuksesta johtuvat momenttira-
situkset perustuksille. Peruslevyn yleisin kiinnitystapa on kiinnittää se esivalmis-
tettujen peruspulttien avulla anturaan tai peruspilariin. Perustusliitoksessa on ol-
tava vähintään neljä pulttia, jotta liitos voidaan luokitella osittain jäykäksi lii-
tokseksi ja pilarin voidaan asentaa yksittäisenä teräsosana. Liitoksen kestävyys
on tutkittava kohteeseen määritettyjen kuormitustapauksien perusteella, ja mitoit-
tava kuormitusyhdistelmä on se, joka muodostaa isoimman pintapaineen perus-
tuksen yläpintaan, jolloin peruslevy mitoitetaan niin, että perustuksen pintapai-
neen mitoitusarvo ei ylity. Peruspulttien valinta perustuu pulttien veto- ja leikkaus-
kestävyyteen sekä niiden yhdistettyyn veto-leikkauskestävyyden mitoitukseen.
(SSAB Domex Tube rakenneputket, s.251–252)

Osittain jäykissä liitoksissa pääsääntöisesti määrittävä tekijä on peruspulttien ve-
tokestävyys, jolloin peruspulttien vetovoima tulee ankkuroida anturaan tai perus-
pilariin. Vakioiduissa peruspulteissa ankkurointi tapahtuu tyssäysosan, koukun
tai erillisten vetoteräksien avulla. Liitoksen leikkausvoiman oletetaan siirtyvän pe-
rustuksille joko liitoksen kitkan avulla, peruspulttien leikkauskestävyyden tai pe-
ruspulttiryhmän päälle tehtävän rakenneosan avulla. Liitoksissa, joihin vaikuttaa
suuria leikkausvoimia on myös mahdollista käyttää peruslevyn alle hitsattua lisä
leikkausteräsosaa. Kuvassa 27 on esimerkki peruspulttiliitoksesta. (SSAB Do-
mex Tube rakenneputket, s.252–253)



KUVA 27. Peruslevy liitos peruspilariin (SSAB Domex Tube rakenneputket, s.251).

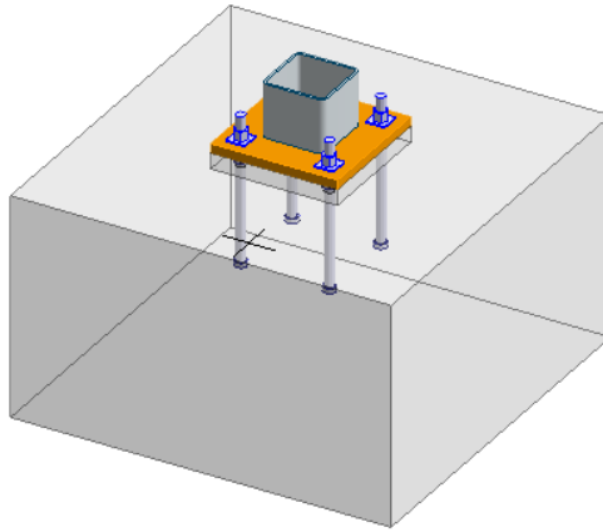
Liitokseen vaikuttavan normaalivoiman ja taivutusmomentin perusteella peruslevy voi olla kokonaan puristettu, kokonaan vedetty tai peruslevyn toinen puoli on puristettu ja toinen vedetty. Kun vetovoima määritellään taivutusmomentin perusteella, tulee voimaparin etäisyys olla maksimissaan teräslevyn puristetun osuuden painopisteen etäisyys vedettyjen peruspulttien keskipisteeseen. Kuvassa 28. on esitetty voimaparin etäisyyksien mittasuhteita.



KUVA 28. Vedetyn ja taivutetun liitoksen rakenne. (SSAB Domex Tube rakenneputket, s.256).

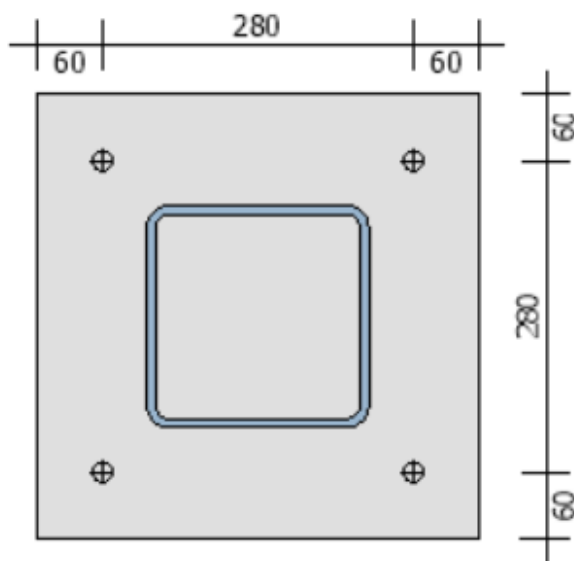
8.5.1 Peruslevyliitoksen FEM-mitoitus

Teräspilarin peruslevyn FEM-mitoitus tehtiin FEM Design Steel Joint-ohjelmalla. Kuvassa 29 on esitetty 3D-havainne kuva mallinnetusta perustusliitoksesta. Ohjelmalle annettiin laskentalähtötietona, että laskenta suoritetaan halkeilemattomalle betonille, ja peruslevyn teräslaatuena käytettiin S355. Laskennan tarkoituksena oli tarkistaa peruspulttien ja peruslevyn kestävyyttä, joten anturan ja peruspilarin koot on määritetty siten, ettei ne määritä liitoksen kestävyyttä.



KUVA 29. Peruslevyn 3D kuva.

FEM-ohjelman mukaan liitoksen pohjalevyksi valittiin 400 mm x 400 mm x 30 mm kokoinen peruslevy, joka kiinnitetään perustuksiin M30-peruspulteilla. Kuvassa 30 on esitetty peruslevyn mitat ja pulttien etäisyyden reunasta. Käyttöasteeksi saatiin liitokselle 71 %, joka muodostui peruspulttien vetokestävyydestä. Liitteessä 6 on esitetty liitoksen laskenta.



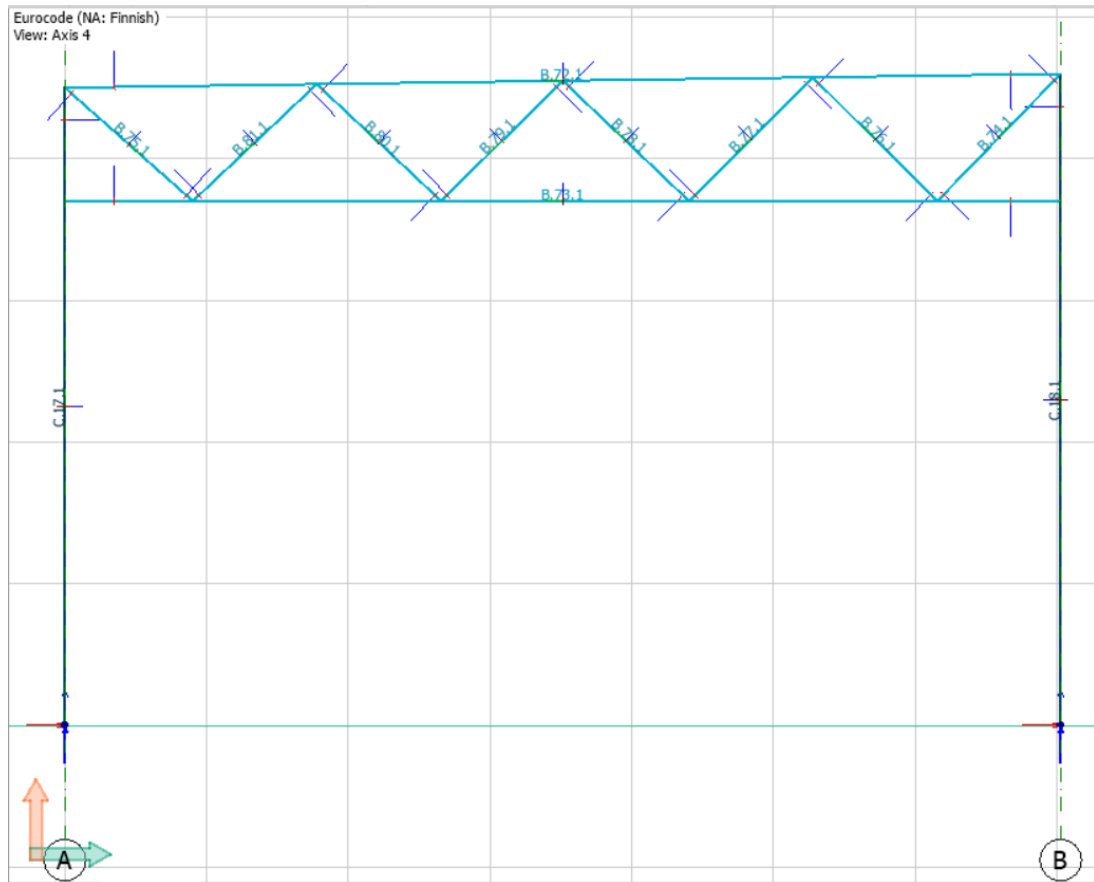
KUVA 30. Peruslevyn liitoksen mitoitus

8.5.2 Peruslevyliitoksen käsinmitoitus

Peruslevyliitoksen käsinlaskenta suoritettiin vain peruslevyn kestävyuden tarkistamiseksi. Ja koko liitoksen vertailulaskenta suoritettiin pulttivalmistajan tuottamalla liitosmitoitusyökalulla. Käsinlaskennan perusteella todettiin, että peruslevyn kapasiteetti ei ollut määrittävä tekijä peruspulttiliitoksen laskennassa, kun peruslevyn käyttöaste jäi 28 %. Merkittäväksi tekijäksi osoittautui pultin vetokestävyys, jonka vetokapasiteetiksi saatiin pulttivalmistajan laskentaohjelman avulla 78 %. Liitteessä 7 on esitetty pulttivalmistajan mitoitusohjelman laskentaraaportti.

8.6 Vaihtoehtoisen rakennemallin vaikutus rakenneteräsosiin

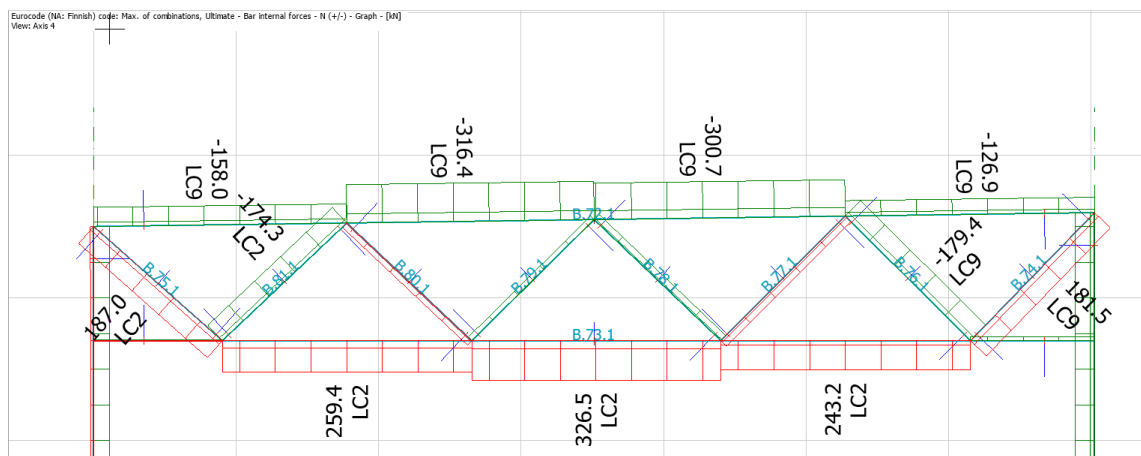
Tässä opinnäytetyössä tutkittiin toisenlaista vaihtoehtoa rungon jäykistysjärjestelmäksi sekä jäykistysjärjestelmän muutoksen vaikutusta teräsrakenteiden ja liitoksien käyttöasteisiin. Teräsrungon jäykistysjärjestelmäksi valittiin vaihtoehto, jossa teräspilari kiinnitetään nivellellisesti perustuksiin ja tehdään teräspilarin ja teräsristikon välisestä liitoksesta momenttijäykkä. Momenttijäykän liitoksen toteuttamiseksi valittiin menetelmä, jossa alapäärre kiinnitetään myös teräspilariin, jolloin ylä- ja alaparpeen väliin muodostuu voimapari, joka välittää teräsristikon tukimomentin teräspilarille. Rungon jäykistysmallin muutos ei aiheuttanut muutoksia teräsosien nurjahduspituuksissa. Vaihtoehtoinen rakennemalli tutkittiin samoille kuormitusyhdistelmille kuin suunniteltu rakennemalli ja laskentamallin teräsprofiileina käytettiin samoja profiilikokoja kuin mitoitettussa rakennemallissa. Kuvassa 31 on esitetty vaihtoehtoisen runkorakenteen kehän rakennemalli.



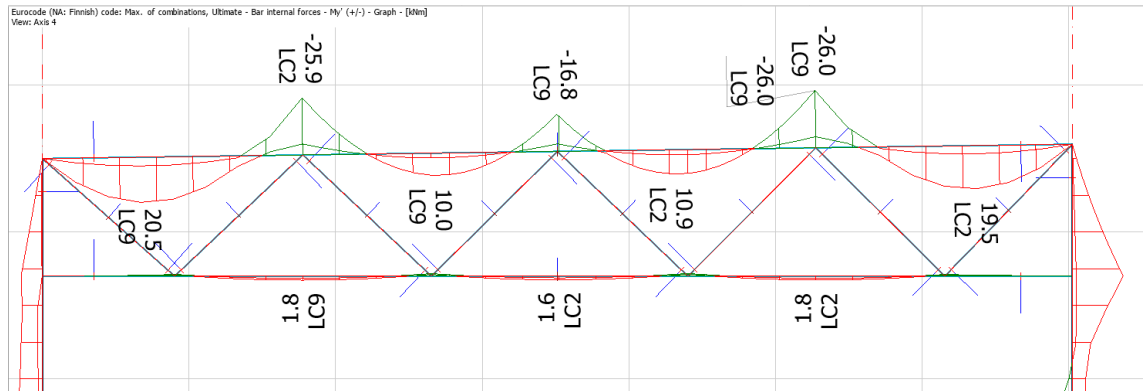
KUVA 31. Vaihtoehdoisen rakennemallin kehä

8.6.1 Vaihtoehdoisen rakennemallin teräsristikko

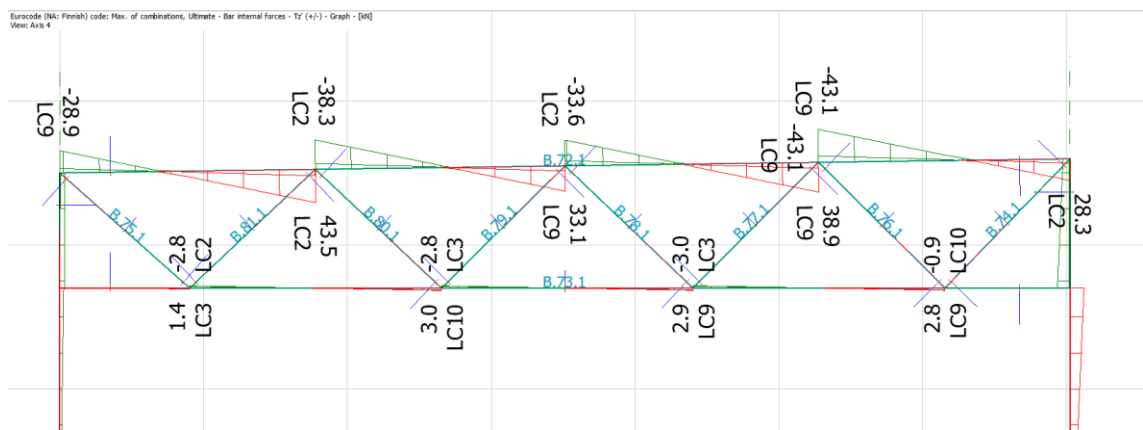
Teräsristikon voimasuureet ja siirtymät on laskettu FEM-Design ohjelmalla. Ku-
vissa 32–35 on esitetty vaihtoehdoisen teräsristikon voimasuureet ja siirtymät.



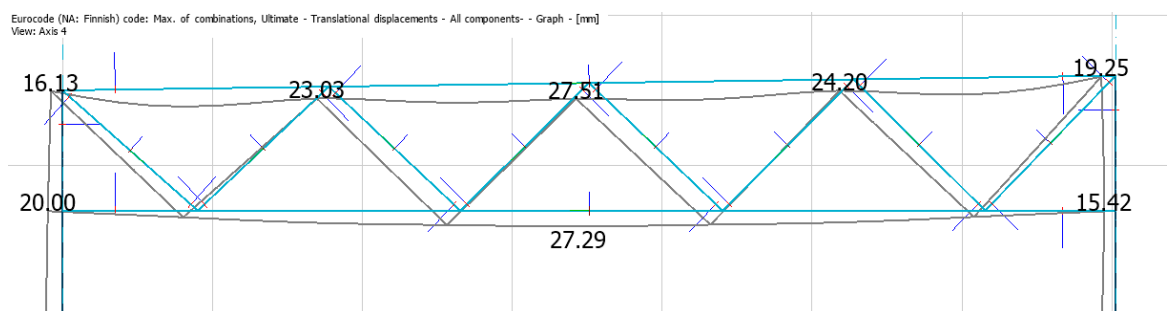
KUVA 32. Vaihtoehdoisen rakennemallin teräsristikon normaalivoimat



KUVA 33. Vaihtoehdoisen rakennemallin teräsristikon momenttivoimat



KUVA 34. Vaihtoehdoisen rakennemallin teräsristikon leikkausvoimat



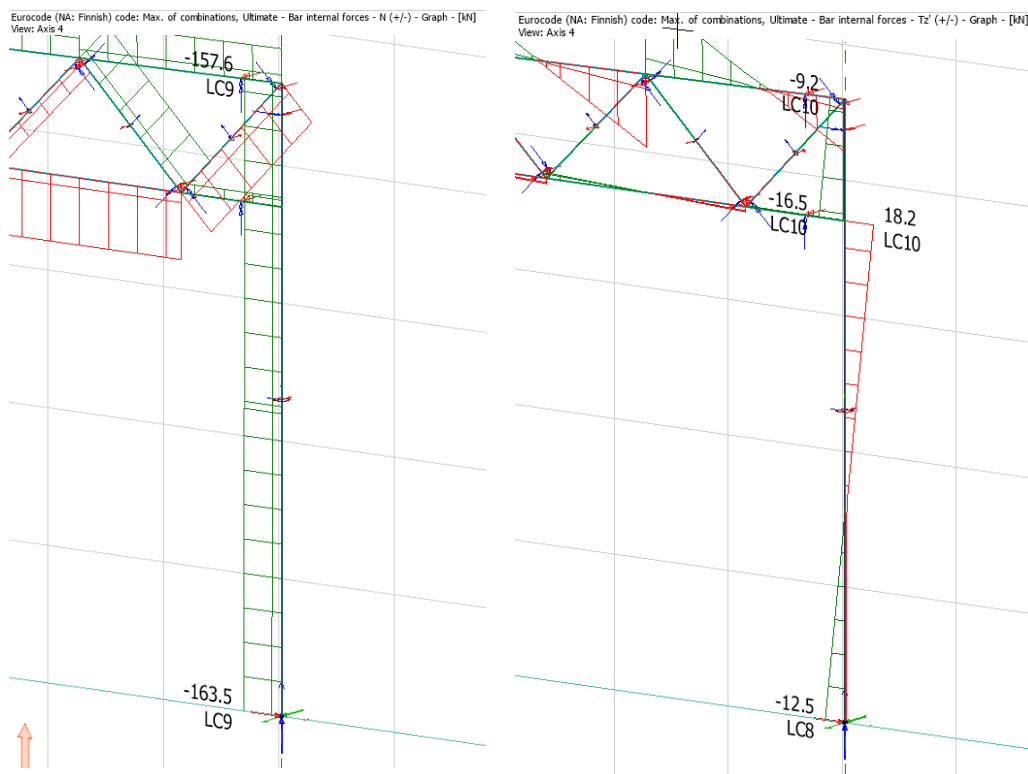
KUVA 35. Vaihtoehdoisen rakennemallin teräsristikon siirtymät

Vaihtoehdoisen rakennemallin laskennan mukaan saatiin yläpaarteen profiilin RHS120x120x8,0 maksimikäyttöasteeksi 79 % ja alapaarteen profiilin 120x120x5,0 maksimikäyttöasteeksi 46 %. Tuen vieressä olevien puristus- ja vetodiagonaali profiilien RHS 80x80x5. Vedetyn diagonaalin maksimikäyttöaste oli

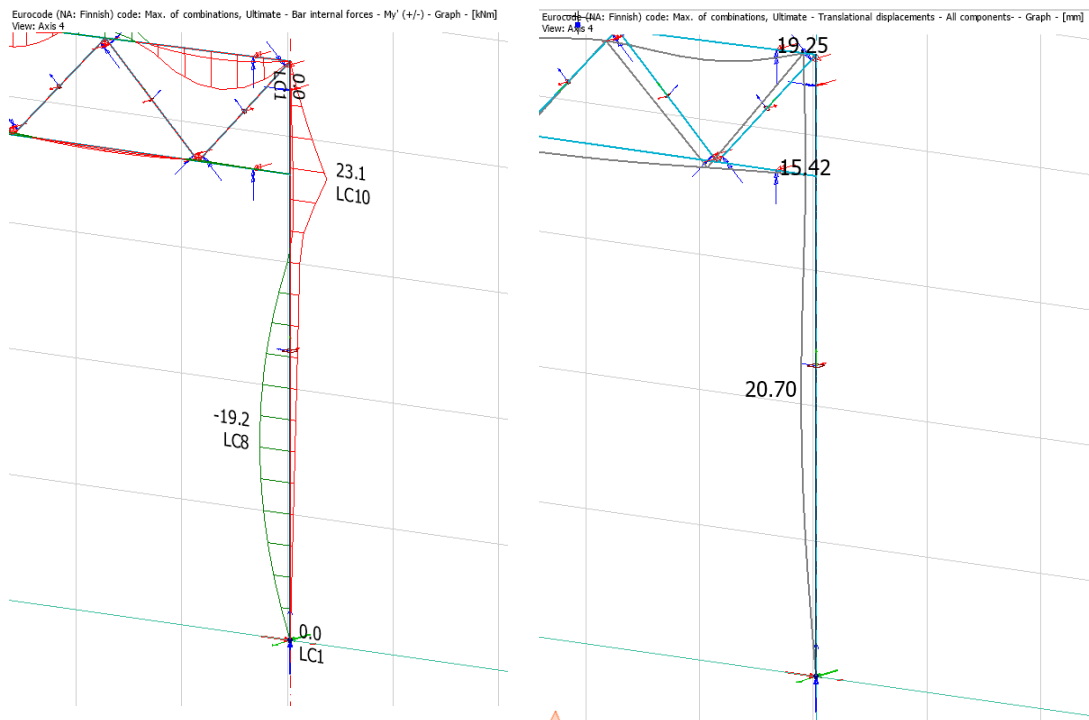
37 % ja puristetun diagonaalin 60 %. Teräsristikon murtorajansiirtymät on esitetty kuvassa 32.

8.6.2 Vaihtoehtoisen rakennemallin teräspilarit

Vaihtoehtoisen rakennemallin teräspilarin maksimivoimasuureet maksimisiirtymät on esitetty kuvissa 36 ja 37. Maksimivoimasuureen kuormitusyhdistelmä on esitetty voimasuurearvon alapuolisella kuormitusyhdistelmätunnuksella. Teräspilarin maksimivoimat esiintyvät eripaikoissa, kuin alkuperäisessä mitoitusmallissa.



KUVA 36. Vaihtoehtoisen rakennemallin teräspilarin normaali- ja leikkausvoimakuvaaja

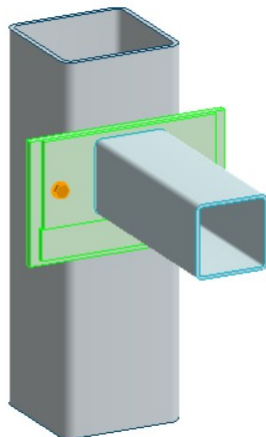


KUVA 37. Vaihtoehtoisesti rakennettu teräspilarin momenttivoimat ja siirtymät

8.6.3 Vaihtoehtoisesti rakennetun teräsohjien liitokset

Vaihtoehtoisesti rakennetun teräspilarin liitos perustukseen oli samanlainen kuin varsinaisessa rakennusmallissa, vaikkei liitosta mitoitettu momentille. Varsinaisen rakennusmallin teräsristikkoliitosta ei voitu hyödyntää vaihtoehtoisessa rakennusmallissa. Kuvassa 38 ja 39 on esitetty 3D kuva teräsristikon liitokset teräspilariin.

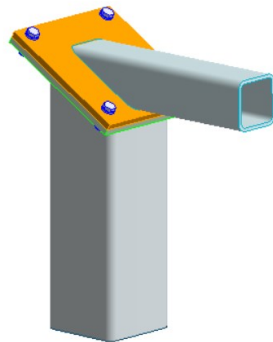
Eurocode (NA: Finnish)



KUVA 38. Vaihtoehtoisesti teräsristikon alapääte liitos teräspilariin

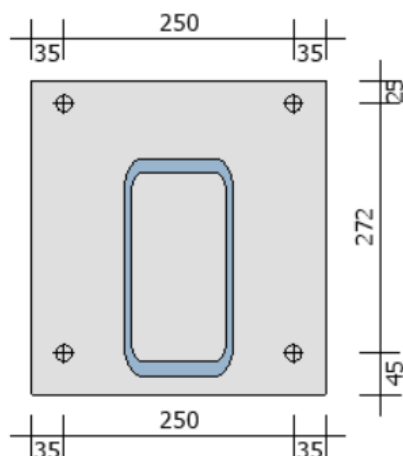
Teräsristikon alapaarteen liitoksen mitoituskäyttöasteeksi saatiin 0 %, pohjalevyksi valittiin 330 mm x 230 mm x 12 mm, pohjalevyn kannatuspalaksi 290 mm x 50 mm x 10 mm ja alapaarteen päätylevyksi 285 mm x 140 mm x 10 mm. Kaikkien teräsosien teräslujuudeksi valittiin S355. Kiinnityspulteiksi valittiin HR-M12 pultit, joiden lujuusluokka oli 8.8. Kaikki hitsit olivat ympärihitsauksia, joiden paksuudeksi valittiin 6 mm.

Eurocode (NA: Finnish)



KUVA 39. Vaihtoehtoisen teräsristikon yläpaarteen liitos teräspilariin

Teräspilarin yläpaarteen liitoksen maksimikäyttöasteeksi saatiin 95 %. Teräslitoksen kiinnityslevyksi saatiin 345 mm x 320 mm x 16 mm kokoinen levy ja kiinnityspulteiksi HR-M16 pultit, joiden lujuusluokka oli 8.8. Teräsosien ympärihitsattujen hitsien paksuudeksi saatiin 10 mm. Liitoksen maksimikäyttöaste saatiin liitoksen leikkauskestävyydestä. Kuvassa 40 on esitetty liitososien mitoitus. Liitoksen laskenta on esitetty liitteessä 8.

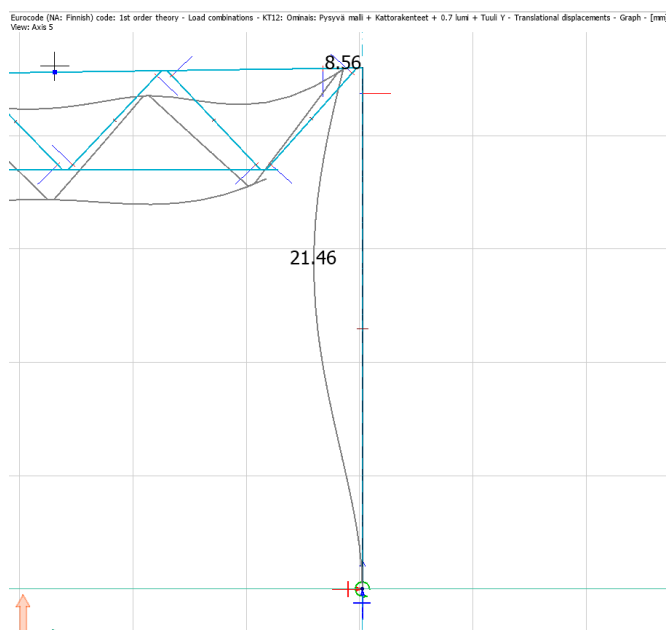


KUVA 40. Vaihtoehtoisen teräsristikon yläpaarteen kiinnityslevyn mitoitus

8.7 Tilaajan vaatimuksien vaikutukset rakenneteräsosiin

Teräsrunгон tilaajan vaatimuksena oli, että teräsrunko tulisi kestää myös maastoluokan I kuormitukset. Tuulen puuskanopeuspaine laskettiin ympäristöministeriön asetuksen ja standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaan. Rakennuksen käyttöikäksi valittiin 100 v. Puuskanopeuspaineeksi saatiin laskentataulukon mukaan $q_p(z) = 1,024 \text{ kN/m}^2$. Käyttöiän mukaista luonnonkuormien korotusta ei tilaajan mukaan tehty, kun rakennuksen vuokraaja oli asettanut rakennuksen poikkeuksellisesti CC3-seuraamusluokkaan.

Tilaajan vaatimuksien mukaan saatiin yläpaarten profiilin RHS120x120x8,0 maksimikäyttöasteeksi 85 % ja alapaarten profiilin 120x120x5,0 maksimikäyttöasteeksi 47 %. Tuen vieressä olevien puristus- ja vetodiagonaali profiilien RHS 80x80x5. Vedetyn diagonaalin maksimikäyttöaste oli 37 % ja puristetun diagonaalin 63 %. Teräspilarin RHS 200x200x8,0 käyttöasteeksi saatiin 48 %, ja teräspilarin siirtymäksi ominaiskuormilla 21,46 mm, jolloin siirtymän käyttöasteeksi saatiin 56 %. Vaikka teräspilarin laskennallinen vaakasiirtymä oli 1,46 mm yli tilaajan vaatimuksesta, oli tämä tilaajan puolelta hyväksyttävää. Kuvassa 41 on esitetty teräspilarin siirtymät ominaiskuormitusyhdistelmillä.



KUVA 41. Teräspilarin vaakasiirtymä tilaajan vaatimuksien mukaan.

9 TULOKSIEN ANALYSOINTI

Tulosten analysoinnissa keskityttiin käsinlaskennan ja FEM-laskennan syntyviin eroihin ja pohdittiin selittäviä tekijöiden erojen syntymiseen sekä perehdytään vaihtoehtoisen rakennemallin vaikutuksesta teräsrakenteiden käyttöasteisiin ja siirtymiin.

9.1 Käsinlaskennan ja FEM-laskennan voimasuureet

Voimasuureiden vertailussa oletettiin FEM-laskennan tuloksien olevan laskennallisia kuormia, joten käsinlaskennan arvoja verrattiin FEM-tuloksiin. Taulukoiden erotusprosentti on laskettu kaavan 8.1 mukaan.

$$\text{Erotus \%} = \frac{(FEM_{laskenta} - \text{Käsinlaskent.})}{FEM_{laskenta}} \quad (\text{KAAVA 8.1})$$

9.1.1 Teräsristikotulosten vertailu

Käsinlaskennan ja FEM-laskennan tulosten vertailusta voidaan päätellä teräsristikon voimasuureiden ja FEM-mallinnuksen oikeanlaisuus. Käsinlaskennan yksinkertaistaminen ja lisäkuormien huomioimatta jättäminen lisäsi voimasuureiden prosentuaalista eroa. Kuitenkin erojen ollessa maksimissaan noin 13 %, voidaan tuloksista päätellä ristikko oikein mallinnetuksi. Taulukossa 4 on laskettu mitoitetavien teräsosien voimasuureet ja prosentuaalinen erotus.

TAULUKKO 4. Teräsosien voimasuureet ja prosentuaalinen erotus.

Teräsosa	FEM-laskenta	Käsinlaskenta	Erotus %
Yläpaarre	-319,4 kN	-310,2kN	2,9 %
Alapaarre	332,5 kN	310,2kN	6,7 %
Diagonaali 1	176,8 kN	162,5 kN	8,1 %
Diagonaali 2	-186,3 kN	-162,9 kN	12,6 %

9.1.2 Teräspilaritulosten vertailu

Teräspilarin käsinlaskennan ja FEM-laskennan arvojen vertailu on hallirakenteisissa rakennuksissa haasteellisempaa kuin yksittäisen teräsosan vertailu. Teräspilarin voimasuureisiin FEM-laskennassa on huomioitu kehän siirtymä ja siitä johdettu 2.kertaluvun lisämomentin aiheuttamat lisärasitukset, jotka yksinkertaisessa käsinlaskennassa on jätetty huomioimatta. Kuitenkin on hyödyllistä arvioida yksinkertaistetulla menetelmällä voimasuureiden suuruusluokat. Taulukossa 5 on vertailtu käsinlaskennan ja FEM-laskennan voimasuureiden eroja.

TAULUKKO 5. Teräspilarin voimasuureet ja prosentuaalinen erotus.

Teräspilari	FEM-laskenta	Käsinlaskenta	Erotus %
Normaalivoima N_{ed}	-160,7 kN	-154,7 kN	3,7 %
Leikkausvoima ap $V_{ed,pilari\ ap}$	23,8 kN	23,7 kN	0,4 %
Momentti ap $M_{ed,pilari\ ap}$	46,6 kNm	43,6 kNm	6,4 %

9.2 Käsinlaskennan ja FEM-laskennan liitosmitoitus

Liitosmitoituksen vertailu suoritettiin samalla tavalla kuin kohdan 8.1.1 voimasuuretarkastelu.

9.2.1 Teräsristikkoliitostuloksien vertailu

Opinnäytetyön teräsristikon liitoksien vertailun helpottamiseksi käytettiin opinnäytetyön käsinlaskennassa FEM-Design ohjelman antamia voimasuureita. Liitoksien vertailu on yksiselitteisempää kuin kokonaisen kehän tai yksittäisen rakennesosan voimasuureiden vertailu, kun muuttuvia tekijöitä ja laskennan yksinkertaistamisia ei tarvitse ottaa huomioon. Tulosten eroja voidaan perustella, mallintamisen ja käsinlaskentaan annetun diagonaalien kulmaerolla, jonka vaikutus

paarteen pinnan murtumiseen on suuri. Taulukossa 6 on vertailtu FEM-Design ohjelmalla mitoitettuja ja liitoslaskentatiedostopohjalla mitoitettuja liitoskäyttöasteita.

TAULUKKO 6. Teräsristikon liitoksien maksikäyttöasteiden vertailutaulukko.

Liitos	FEM-laskenta	Käsinlaskenta	Erotus %
SJ.3	72 %	69 %	4,2 %
SJ .6	47 %	43 %	8,5 %

9.2.2 Peruslevyliitostuloksien vertailu

Liitoksen kohtisuoruus ja yksinkertaisuus helpotti pohjalevyliitoksen vertailua pulttivalmistajan liitoslaskentaohjelman ja FEM-liitoslaskennan välillä. Liitoksen muuttuvien tekijöiden valinta suoritettiin samalla tavalla molemmissa laskennoissa, jolloin tuloksen tarkkuus parani. Taulukossa 7 on esitetty peruslevyliitoksen vertailuarvot.

TAULUKKO 7. Teräsristikon liitoksien maksikäyttöasteiden vertailutaulukko.

Liitos	FEM-laskenta	Pulttivalmistajan mitoitusohjelma	Erotus %
SJ.10	71 %	78 %	8,9 %

9.3 Vaihtoehtoisen rakennemallin vaikutukset

Vaihtoehtoisen rakennemallin vertailu mitoitettuun rakennemalliin toteutettiin vertaamalla samojen teräsprofiilikokojen maksimikäyttöasteita toisiinsa. Taulukossa 8 on esitetty erirakennneosien maksimikäyttöasteet ja erotusprosentti.

TAULUKKO 8. Teräsrakennneosien maksimikäyttöasteet

	Mitoitusmalli	Vaihtoehtomalli	Erotus %
Teräsristikon yläpaarre	85 %	79 %	7,1 %
Teräsristikon alapaarre	47 %	43 %	8,5 %
Vedetty diagonaali	37 %	34 %	8,1 %
Puristettu diagonaali	62 %	59 %	4,8 %
Teräspilari	37 %	27 %	27,0 %

9.4 Tilaajan vaatimuksien vaikutus käyttöasteisiin

Maastoluokan muuttumisen vertailu mitoitettuun rakennemalliin toteutettiin vertaamalla samojen teräsprofiilikokojen maksimikäyttöasteita toisiinsa. Taulukossa 9 on esitetty erirakennneosien maksimikäyttöasteet ja erotusprosentti.

TAULUKKO 9. Teräsrakennneosien maksimikäyttöasteet maastoluokassa I

	Maastoluokka III	Maastoluokka I	Erotus %
Teräsristikon yläpaarre	85 %	85 %	0 %
Teräsristikon alapaarre	47 %	47 %	0 %
Vedetty diagonaali	37 %	37 %	0 %
Puristettu diagonaali	62 %	63 %	0 %
Teräspilari	37 %	48 %	29,7 %

10 POHDINTA JA YHTEENVETO

FEM-laskennan avulla voidaan helposti ratkaista kaikki rakenteiden käyttöasteet, siirtymät ja perustuksien kuormitukset, mutta laskelmien oikeellisuus tulee aina tarkastaa yksinkertaistetuilla menetelmillä, jotta voidaan luottaa FEM-laskennan lopputuloksiin. Opinnäytetyö osoittaa, että yksinkertaisilla laskelmilla voidaan päästä suhteellisen lähelle FEM-laskelmien tuloksia, vaikka rakenteita yksinkertaistetaan ja tiettyjä lisäkuormituksia ei huomioida laskelmissa. Mallin oikeanlaisuuden perustana on myös mallin tekijän tietämys yksittäisten voimakuvaajien kulusta ja ymmärrys erilaisten liitosjäykkyyksien vaikutuksesta rakenteisiin. On oletettavaa, että yrityksen sisäinen laskentatulosten tarkastuksen suorittaa henkilö, jolla on ymmärrys ja tietämys mallin oikeanlaisuuden perusteista.

Rakennekokonaisuuden suunnitteleminen siirtokelpoiseksi ei poikkea paljon perinteisestä rakennesuunnittelusta. Siirtokelpoisten rakenteiden suunnittelussa on keskityttävä rakenteiden suunnittelun perusteiden asiakirjaan, jossa tulee ottaa esille hankkeen tilaajan ja käyttäjän vaatimukset suunnitellulle – ja jatkokäytölle. Suunnittelijan on kuitenkin osattava ohjata käyttäjää ja tilaajaa tiettyjen valintojen osalta, kuten esimerkiksi palonsuojauksessa. Palonsuojaus on tapauskohtaista ja sen voi toteuttaa jatkokäytön osalta myöhemmässä ajankohdassa.

Siirtokelpoisen rakennuksen suunnittelussa tulee huomioida liitettävien rakennesien liitokset. Liitokset tulee olla helposti käytettäviä, jolloin siirtokelpoisuus kasvaa. Jälkijännitetyjen ja suojavalettujen liittimien käyttö vaikeuttaa rakenteiden purkua ja siirrettävyyttä. Joten on suositeltavaa, että esimerkiksi peruspultteina käytetään kuumasinkittyjä tai ruostumattomasta teräksestä valmistettuja pultteja, jolloin pulttien suojavaikut vältetään.

Yksittäisten liitoksien merkitys koko rakennuksen stabiiliudelle on merkittävä, joten liitoksien oikeanlainen mallintaminen on ehdottoman tärkeää, jotta koko rakennesarjestelmä pystyy toimimaan suunnitelmien mukaisesti. Liitossuunnittelun tärkeimpänä tekijänä on liitoksien kestävyysien varmistaminen, mutta on myös

huomioitava, että liitokset ovat myös merkittävä tekijä rakennuksen rakennekustannuksissa. Liitoksen vaikutusta rakennekustannuksiin tulee arvioida kokonaisuutena, jossa huomioidaan liitoksien vaikutus rakenneosien profiileihin, liitoksien valmistuskustannukset sekä tiettyjen liitoksien aiheuttamat häiriötekijät muihin rakenneosiin. On myös huomioitava, että rakennuksen talotekniikka tai arkkitehtuuri voi määritellä käytettävän liitoksen jäykkyyden, vaikka rakenneteknisesti toisen jäykkyyden käyttäminen toisi taloudellisemman lopputuloksen.

Vaihtoehtoisella rakenneratkaisulla voidaan saavuttaa teräsosien käyttöasteen alentumista tai parhaassa tapauksessa voidaan päästä pienempään profiilikokoon. On kuitenkin muistettava, että rakenneratkaisun vaihtaminen tuo myös liittostyyppien muutoksen ja perustuksien rasituksen muutoksen. Oikean rakenneratkaisun valitseminen on kokonaisuus, johon vaikuttavat rakennuksen korkeus, jännevälit, talotekniikka ja arkkitehtuuri. Jokaisen rakennuksen kohdalla jäykistysratkaisu tulee valita erikseen vallitsevien mittasuhteiden ja vaikuttavien tekijöiden mukaan.

Siirtokelpoiset rakennukset perustetaan yleensä paalujen varaan tehdylle teräsarinapalkistolle. Opinnäytetyön jatkotutkimuksena tulisi selvittää teräsarinapalkiston siirtomahdollisuuksia. Tutkimukset ja tuotekehittely tulisi kohdistaa teräsarinapalkiston vinositeiden sekä arinapalkiston ja paalutuksen liitoksiin. Näiden pohjalta olisi hyvä luoda lähtötietoa ja detaljisuunnitelmätietoa, jotta palkistojen uudelleen käytettävyys paranisi.

LÄHTEET

RIL 229-1-220, Rakennesuunnittelun asiakirjaohje, 2020, Hansaprint Oy

Ympäristöministeriö 2014. Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista. Annettu Helsingissä 17 päivän kesäkuuta 2014. [Ympäristöministeriön asetus kantavista... 477/2014 - Säädökset alkuperäisinä - FINLEX®](#)

Kaitila, O, Teräsrakenneyhdistys ry, 2010, Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3 -oppikirja, Teräsrakenneyhdistys ry, Helsinki

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK, Manual on Stability of Steel Structures, 1976, No22

Ongelin, P. & Valkonen, I. 2016. SSAB Domex Tube RAKENNEPUTKET EN 1993 – käsikirja, Otavan Kirjapaino oy, Keuruu

Ongelin, P. & Valkonen, I. 2010. RUUKKI HITSATUT PROFIIILIT EN 1993 -käsikirja, Otavan Kirjapaino oy, Keuruu

Wald, F. & Hofmann, J & Kuhlmann, U. 2014. Desing of steel to concrete joints. Design Manual I, Multicomp Lda, Mem martins, Portugal

Kestner, Dirk M. & Goupil, J & Lorenz, E. 2010. Sustainability Guideline for the Structural Engineer, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia

Ympäristöministeriö. 2019, Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1993-1-1 Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Helsinki

Syrjä, R. 2019. Elementtimenetelmään perustuvan ohjelman käytön perusteet, Aalto-Yliopisto, Rakennustekniikan laitos, Helsinki

LIITTEET

Liite 1. Teräsristikko osien FEM-laskentatulokset

1(16)



HEADER
StruSoft • FEM-DESIGN

B.73.1

Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

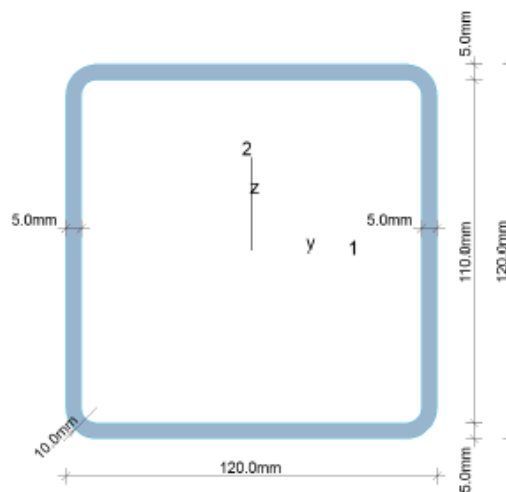
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ut} = 1.00 \quad Y_{M0,acc/sels} = 1.00$$

$$Y_{M1,ut} = 1.00 \quad Y_{M1,acc/sels} = 1.00$$

$$Y_{M2,ut} = 1.25 \quad Y_{M2,acc/sels} = 1.00$$

KKR 120x120x5



$$P = 463 \text{ mm} \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 2236 \text{ mm}^2 \quad \epsilon = 0.81$$

$$I_y = 4.855e+06 \text{ mm}^4 \quad \lambda_1 = 76.40$$

$$I_z = 4.855e+06 \text{ mm}^4$$

$$I_1 = 4.855e+06 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 4.855e+06 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 9.545e+04 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 9.545e+04 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 8.091e+04 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 8.091e+04 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 47 \text{ mm}$$

$$i_2 = 47 \text{ mm}$$

$$I_t = 7.804e+06 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 9.098e+06 \text{ mm}^6$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,Rd}} = \frac{0.00}{229.11} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X', $x = 3745 \text{ mm}$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,Rd}} = \frac{3.20}{229.09} = 0.01 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 7242 \text{ mm}$

2(16)

Project Name

 $\tau_{\max, \text{unit}} = 10.08 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{\text{Rd}} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{\max, \text{unit}} \cdot \gamma_{\text{M0}}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 10.08 \cdot 1.00} = 20.33 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd}}} = \frac{0.00}{20.33} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Normal capacity - Part 1-1: 6.2

LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 5743 \text{ mm}$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{Rd}}} + \frac{M_{1, \text{Ed}}}{M_{1, \text{Rd}}} + \frac{M_{2, \text{Ed}}}{M_{2, \text{Rd}}} = \frac{332.50}{793.64} + \frac{1.56}{33.88} + \frac{0.00}{33.88} = 0.47 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1

LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{b, \text{Rd},1}} = \frac{0.00}{66.38} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1

LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{b, \text{Rd},2}} = \frac{0.00}{66.38} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{b, \text{Rd},1}} = \frac{0.00}{793.64} = 0.00 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, top flange - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 1992 \text{ mm}$

$$\frac{M_{1, \text{Ed}}}{M_{y, \text{b}, \text{Rd}}} = \frac{1.98}{33.77} = 0.06 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, bottom flange - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 3745 \text{ mm}$

$$\frac{M_{1, \text{Ed}}}{M_{y, \text{b}, \text{Rd}}} = \frac{1.34}{33.83} = 0.04 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 1992 \text{ mm}$ k_{ij} factors are calculated according to Method 2

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.95$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 1.00 \quad C_{mz} = 0.90$$

$$\alpha_{mLT} = -0.51 \quad \psi_{mLT} = 0.05 \quad C_{mLT} = 0.92$$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{b, \text{Rd},1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1, \text{Ed}}}{M_{y, \text{b}, \text{Rd}}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2, \text{Ed}}}{M_{z, \text{b}, \text{Rd}}} = \frac{0.00}{66.38} + 0.95 \cdot \frac{1.98}{33.77} + 0.54 \cdot \frac{0.00}{33.88} = 0.06 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

2	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

3(16)

Project Name

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 1992 \text{ mm}$ k_{ij} factors are calculated according to Method 2

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.95$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 1.00 \quad C_{mz} = 0.90$$

$$\alpha_{mLT} = -0.52 \quad \psi_{mLT} = 0.05 \quad C_{mLT} = 0.92$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{0.00}{66.38} + 0.57 \cdot \frac{1.97}{33.77} + 0.90 \cdot \frac{0.01}{11.00} = 0.03 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{N_w}{t} = \frac{110}{5} = 22.0 \leq \frac{f_y}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{355}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

B.72.1**Maximum of load combinations****S 355**

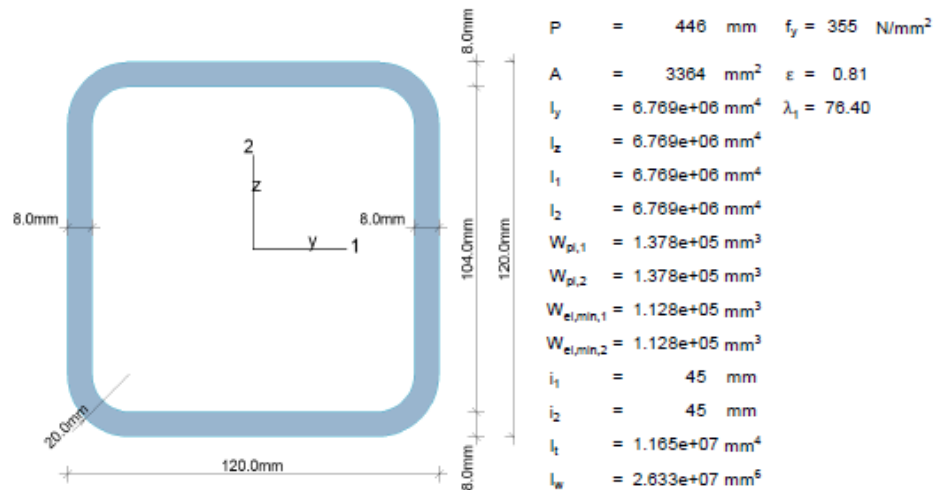
$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ut} = 1.00 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ut} = 1.00 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ut} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

KKR 120x120x8Description: *Residential Building, Budapest*Project version: *1.0*Last modification: *Date...*Signature: *...*

3

4(16)

Project Name

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8LC: 'KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X', $x = 3002$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,p,Rd} = \frac{A_{sv} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{1682 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.00} = 344.77 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,p,T,Rd} = \left(1 - \frac{v_{Ed}}{(\gamma_f/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}\right) \cdot V_{1,p,Rd} = \left(1 - \frac{0.03}{(355/\sqrt{3})/1.00}\right) \cdot 344.77 = 344.72 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{v_{Ed}}{V_{1,p,T,Rd}} = \frac{0.03}{344.72} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,p,Rd} = \frac{A_{sv} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{1682 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.00} = 344.77 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,p,T,Rd} = \left(1 - \frac{v_{Ed}}{(\gamma_f/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}\right) \cdot V_{2,p,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/\sqrt{3})/1.00}\right) \cdot 344.77 = 344.77 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{v_{Ed}}{V_{2,p,T,Rd}} = \frac{0.00}{344.77} = 0.32 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7LC: 'KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X', $x = 3002$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1
 $\tau_{\max, \text{unit}} = 5.82 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{\max, \text{unit}} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 5.82 \cdot 1.00} = 35.20 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{35.20} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Normal capacity - Part 1-1: 6.2LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 10498$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,p,T,Rd} = 0.5 \cdot 344.76 = 172.38 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 38.36 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,p,T,Rd} = 0.5 \cdot 344.76 = 172.38 \text{ kN} \rightarrow \rho_2 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{320.11}{1194.31} + \frac{25.84}{48.92} + \frac{0.01}{48.92} = 0.80 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 10498$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{l_{01}}{i_1 \lambda_1} = \frac{1749}{45 \cdot 76.40} = 0.51 \quad (6.50)$$

 $\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2\right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.51 - 0.2) + 0.51^2\right] = 0.71$$

$$\chi_1 = \min\left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0\right) = \min\left(\frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.51^2}}, 1.0\right) = 0.84 \quad (6.49)$$

4	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

5(16)

Project Name

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,84 \cdot 3364 \cdot 355}{1,00} = 999,90 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{320,11}{999,90} = 0,32 \leq 1,00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1

LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 10498 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{l_{br,2}}{i_{z,1}} = \frac{1749}{45,7640} = 0,51 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0,49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0,5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0,2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \cdot (0,51 - 0,2) + 0,51^2 \right] = 0,71$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1,0 \right) = \min \left(\frac{1}{0,71 + \sqrt{0,71^2 - 0,51^2}}, 1,0 \right) = 0,84 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,84 \cdot 3364 \cdot 355}{1,00} = 999,90 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{320,11}{999,90} = 0,32 \leq 1,00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 10498 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{45^2 + 45^2 + 0^2 + 0^2} = 63 \text{ mm}$$

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_1}{L_{cr,1}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 6768781}{1749^2} = 4587,91 \text{ kN}$$

$$N_{cr,2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_2}{L_{cr,2}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 6768781}{1749^2} = 4587,91 \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_t^2} \right) = \frac{1}{63^2} \left(80769 \cdot 1,165e + 07 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2,833e + 07}{1749^2} \right) = 233852,84 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} i_0^2 (N - N_{cr,1}) (N - N_{cr,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{cr,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{cr,1}) \\ = 63^2 (N - 4587,91) (N - 4587,91) (N - 233852,84) - N^2 0^2 (N - 4587,91) \\ - N^2 0^2 (N - 4587,91) = 0 \end{aligned}$$

Smallest root of the above equation related to the torsional-flexural buckling:

$$N_{cr,TF} = 233852,84 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(233852,84, 233852,84) = 233852,84 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{3364 \cdot 355}{233852,84}} = 0,07 \quad (6.53)$$

$\alpha_T = 0,49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_T = 0,5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0,2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \cdot (0,07 - 0,2) + 0,07^2 \right] = 0,47$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1,0 \right) = \min \left(\frac{1}{0,47 + \sqrt{0,47^2 - 0,07^2}}, 1,0 \right) = 1,00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,00 \cdot 3364 \cdot 355}{1,00} = 1194,31 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{320,11}{1194,31} = 0,27 \leq 1,00 - \text{OK}$$

Description:	Residential Building, Budapest	5
Project version:	1.0	
Last modification:	Date...	
Signature:	...	

6(16)

Project Name

Lateral torsional buckling, top flange - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 12719$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 6.769e+06}{(1.00 \cdot 3554)^2} = 1110.84 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.75 \cdot 80 - 0.75 \cdot 0) = 45.22 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left(\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right)^{0.5} - Z$$

$$= 1.54 \cdot 1.111e+08 \cdot \left(\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{2.833e+07}{6.769e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 1.165e+07}{1.111e+08} + 45.22^2 \right)^{0.5} - 45.22$$

$$= 1498.63 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{137813 \cdot 355}{1.499e+09}} = 0.18$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.18 - 0.2) + 0.18^2 \right] = 0.51$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.51 + \sqrt{0.51^2 - 0.18^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 137813 \cdot 355}{1.00} = 48.92 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{20.47}{48.92} = 0.42 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, bottom flange - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 3500$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 6.769e+06}{(1.00 \cdot 1748)^2} = 4590.72 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.30 \cdot 80 - 0.75 \cdot 0) = 17.97 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left(\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right)^{0.5} - Z$$

$$= 3.24 \cdot 4.591e+08 \cdot \left(\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{2.833e+07}{6.769e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 1.165e+07}{4.591e+08} + 17.97^2 \right)^{0.5} - 17.97$$

$$= 6471.99 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{137813 \cdot 355}{6.472e+09}} = 0.09$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.09 - 0.2) + 0.09^2 \right] = 0.46$$

6	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

$$\chi_{LT} = \min\left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}, 1.0\right) = \min\left(\frac{1}{0.46 + \sqrt{0.46^2 - 0.09^2}}, 1.0\right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 137813 \cdot 355}{1.00} = 48.92 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{25.29}{48.92} = 0.54 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 10498 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

k_{ij} factors are calculated according to Method 2

$$\alpha_{my} = -0.75 \quad \psi_{my} = 0.00 \quad C_{my} = 0.70$$

$$\alpha_{mz} = 0.75 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = -0.75 \quad \psi_{mLT} = 0.00 \quad C_{mLT} = 0.70$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 137813 = 48.92 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{155.15}{619.55} + 0.84 \cdot \frac{25.84}{48.92} + 0.43 \cdot \frac{0.01}{48.92} = 0.69 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 10498 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

k_{ij} factors are calculated according to Method 2

$$\alpha_{my} = -0.75 \quad \psi_{my} = 0.00 \quad C_{my} = 0.70$$

$$\alpha_{mz} = 0.75 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = -0.75 \quad \psi_{mLT} = 0.00 \quad C_{mLT} = 0.70$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 137813 = 48.92 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{155.15}{619.55} + 0.50 \cdot \frac{25.84}{48.92} + 0.72 \cdot \frac{0.01}{48.92} = 0.52 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{N_{Ed}}{t} = \frac{104}{8} = 13.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

B.75.1

Maximum of load combinations

S 355

E = 210000 N/mm²

Description:	Residential Building, Budapest	7
Project version:	1.0	
Last modification:	Date...	
Signature:	...	

8(16)

Project Name

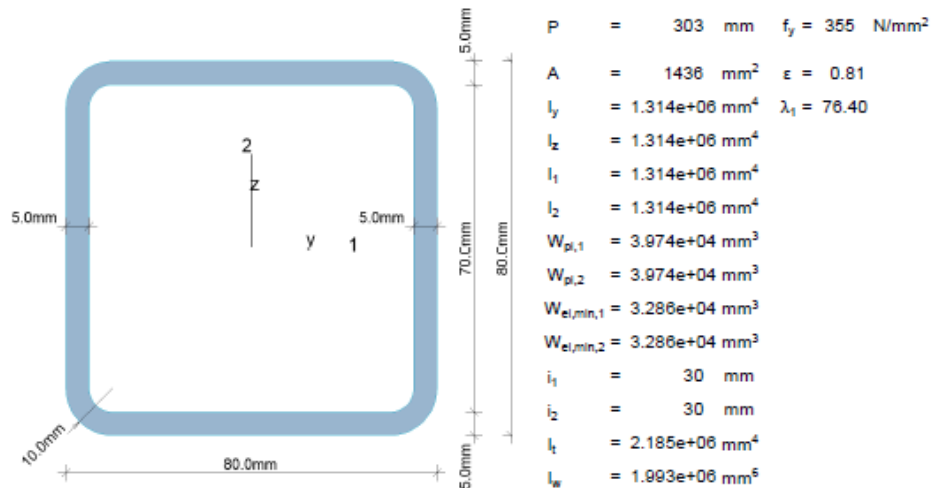
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ut} = 1.00 \quad Y_{M0,acc/sels} = 1.00$$

$$Y_{M1,ut} = 1.00 \quad Y_{M1,acc/sels} = 1.00$$

$$Y_{M2,ut} = 1.25 \quad Y_{M2,acc/sels} = 1.00$$

KKR 80x80x5



Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$

$$Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1$$

$$V_{1,p,Rd} = \frac{A_{1,v} f_y}{\sqrt{3} Y_{M0}} = \frac{718.355}{\sqrt{3} \cdot 1.00} = 147.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,p,T,Rd} = \left(1 - \frac{v_{Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/Y_{M0}}\right) \cdot V_{1,p,Rd} = \left(1 - \frac{0.09}{(355/\sqrt{3})/1.00}\right) \cdot 147.12 = 147.06 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,p,T,Rd}} = \frac{0.00}{147.06} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$

$$Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1$$

$$V_{2,p,Rd} = \frac{A_{2,v} f_y}{\sqrt{3} Y_{M0}} = \frac{718.355}{\sqrt{3} \cdot 1.00} = 147.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,p,T,Rd} = \left(1 - \frac{v_{Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/Y_{M0}}\right) \cdot V_{2,p,Rd} = \left(1 - \frac{0.13}{(355/\sqrt{3})/1.00}\right) \cdot 147.12 = 147.03 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,p,T,Rd}} = \frac{0.11}{147.03} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X', $x = 482 \text{ mm}$

8	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$\tau_{\max, \text{unit}} = 22.04 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{\max, \text{unit}} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 22.04 \cdot 1.00} = 8.93 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.01}{8.93} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Normal capacity - Part 1-1: 6.2

LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', x = 965 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,p1,T,Rd} = 0.5 \cdot 147.04 = 73.52 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.02 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,p1,T,Rd} = 0.5 \cdot 147.04 = 73.52 \text{ kN} \rightarrow \rho_2 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{166.35}{509.64} + \frac{0.07}{14.11} + \frac{0.00}{14.11} = 0.37 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1

Not relevant

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1

Not relevant

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

Not relevant

Lateral torsional buckling, top flange - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', x = 965 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 1.314e+08}{(1.00 \cdot 2412)^2} = 468.33 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.45 \cdot 40 - 0.52 \cdot 0) = 18.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left(\left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right)$$

$$= 1.13 \cdot 468.33e+05 \cdot \left(\left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{1.993e+06}{1.314e+08} + \frac{8.077e+04 \cdot 2.185e+06}{4.683e+05} + 18.00^2 \right]^{0.5} - 18.00 \right)$$

$$= 315.47 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{39735 \cdot 355}{3.155e+08}} = 0.21$$

$$\alpha_{LT} = 0.76 \quad (\text{Buckling curve: d})$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.21 - 0.2) + 0.21^2 \right] = 0.53$$

Description: Residential Building, Budapest

Project version: 1.0

Last modification: Date...

Signature: ...

10(16)

Project Name

$$\chi_{LT} = \min\left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0\right) = \min\left(\frac{1}{0.53 + \sqrt{0.53^2 - 0.21^2}}, 1.0\right) = 0.99 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.99 \cdot 39735 \cdot 355}{1.00} = 13.98 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{0.07}{13.98} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, bottom flange - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 1.314e+08}{(1.00 \cdot 2412)^2} = 468.33 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.45 \cdot 40 - 0.52 \cdot 0) = 18.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left(\left[\left(\frac{k_z}{R_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right)$$

$$= 1.13 \cdot 468.33e+03 \cdot \left(\left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{1.993e+08}{1.314e+08} + \frac{8.077e+04 \cdot 2.185e+08}{4.683e+05} + 18.00^2 \right]^{0.5} - 18.00 \right)$$

$$= 315.47 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{39735 \cdot 355}{3.155e+08}} = 0.21$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.21 - 0.2) + 0.21^2 \right] = 0.53$$

$$\chi_{LT} = \min\left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0\right) = \min\left(\frac{1}{0.53 + \sqrt{0.53^2 - 0.21^2}}, 1.0\right) = 0.99 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.99 \cdot 39735 \cdot 355}{1.00} = 13.98 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{0.00}{13.98} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 965$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 k_{ij} factors are calculated according to Method 2

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.95$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.80$$

$$\alpha_{mLT} = 0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.95$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 39735 = 14.11 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{0.00}{0.00} + 0.95 \cdot \frac{0.07}{13.98} + 0.36 \cdot \frac{0.00}{14.11} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 965$ mm

10	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

k_{ij} factors are calculated according to Method 2

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.95$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.80$$

$$\alpha_{mLT} = 0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.95$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 39735 = 14.11 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{y,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{Y_{M1}} = \frac{0.00}{362.88} + 0.57 \cdot \frac{0.07}{13.98} + 0.80 \cdot \frac{0.00}{14.11} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{70}{5} = 14.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

B.76.1

Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ut} = 1.00 \quad Y_{M0,acc/sels} = 1.00$$

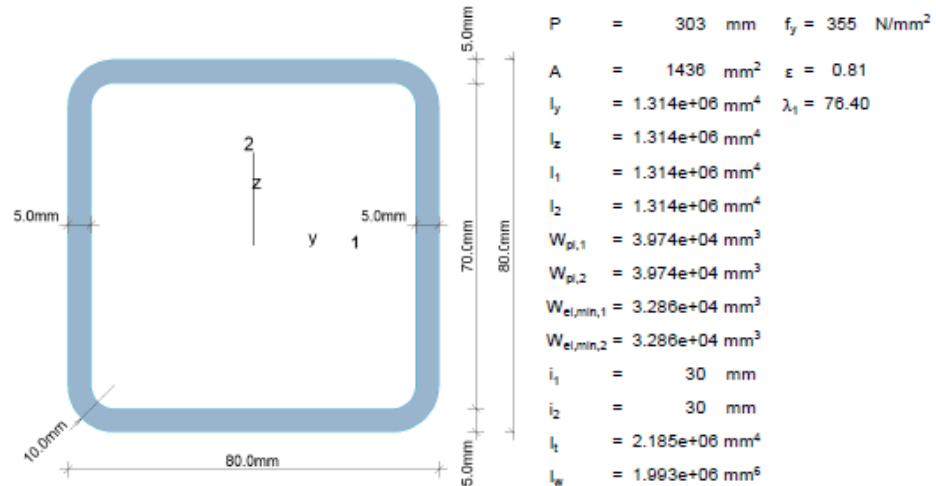
$$Y_{M1,ut} = 1.00 \quad Y_{M1,acc/sels} = 1.00$$

$$Y_{M2,ut} = 1.25 \quad Y_{M2,acc/sels} = 1.00$$

Description:	Residential Building, Budapest
Project version:	1.0
Last modification:	Date...
Signature:	...

Project Name

KKR 80x80x5

**Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8**

LC: 'KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X', x = 2479 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,p,Rd} = \frac{A_{p,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{718.355}{\sqrt{3} \cdot 1.00} = 147.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,p,T,Rd} = \left(1 - \frac{v_{Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/Y_{M0}}\right) \cdot V_{1,p,Rd} = \left(1 - \frac{0.19}{(355/\sqrt{3})/1.00}\right) \cdot 147.12 = 146.98 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,p,T,Rd}} = \frac{0.00}{146.98} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,p,Rd} = \frac{A_{p,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{718.355}{\sqrt{3} \cdot 1.00} = 147.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,p,T,Rd} = \left(1 - \frac{v_{Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/Y_{M0}}\right) \cdot V_{2,p,Rd} = \left(1 - \frac{0.19}{(355/\sqrt{3})/1.00}\right) \cdot 147.12 = 146.98 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,p,T,Rd}} = \frac{0.11}{146.98} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X', x = 496 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1
 $\tau_{\max, \text{unit}} = 22.94 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{\max, \text{unit}} \cdot Y_{M0}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 22.94 \cdot 1.00} = 8.93 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.01}{8.93} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

12	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

Normal capacity - Part 1-1: 6.2LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 992 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,p(L,Rd)} = 0.5 \cdot 147.03 = 73.51 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.02 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,p(L,Rd)} = 0.5 \cdot 147.03 = 73.51 \text{ kN} \rightarrow \rho_2 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{176.99}{509.62} + \frac{0.07}{14.11} + \frac{0.00}{14.11} = 0.35 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{l_{cr1}}{i_1 \lambda_1} = \frac{2231}{307640} = 0.97 \quad (6.50)$$

 $\alpha_1 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.97 - 0.2) + 0.97^2 \right] = 1.15$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.15 + \sqrt{1.15^2 - 0.97^2}}, 1.0 \right) = 0.56 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A_c \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.56 \cdot 1436 \cdot 355}{1.00} = 285.59 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{177.08}{285.59} = 0.62 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{l_{cr2}}{i_2 \lambda_1} = \frac{2231}{307640} = 0.97 \quad (6.50)$$

 $\alpha_2 = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.97 - 0.2) + 0.97^2 \right] = 1.15$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.15 + \sqrt{1.15^2 - 0.97^2}}, 1.0 \right) = 0.56 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A_c \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.56 \cdot 1436 \cdot 355}{1.00} = 285.59 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{177.08}{285.59} = 0.62 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{30^2 + 30^2 + 0^2 + 0^2} = 43 \text{ mm}$$

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_1}{L_{cr,1}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1314421}{2231^2} = 547.19 \text{ kN}$$

$$N_{cr,2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_2}{L_{cr,2}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1314421}{2231^2} = 547.19 \text{ kN}$$

Description:	Residential Building, Budapest
Project version:	1.0
Last modification:	Date...
Signature:	...

14(16)

Project Name

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_1^2} \right) = \frac{1}{43^2} \left(80769 \cdot 2.185e + 06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.993e + 06}{2479^2} \right) = 96368.24 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{cr,1}) (N - N_{cr,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{cr,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{cr,1}) \\ = 43^2 (N - 547.19) (N - 547.19) (N - 96368.24) - N^2 0^2 (N - 547.19) - N^2 0^2 (N - 547.19) = 0$$

Smallest root of the above equation related to the torsional-flexural buckling:

$$N_{cr,TF} = 96368.24 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(96368.24, 96368.24) = 96368.24 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_f}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1436.355}{96368.24}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.47$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A_f}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 1436.355}{1.00} = 509.84 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{177.08}{509.84} = 0.35 \leq 1.00 \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling, top flange - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 992 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e + 05 \cdot 1.314e + 06}{(1.00 \cdot 2479)^2} = 443.22 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_2 - C_3 \cdot z_1) = (0.45 \cdot 40 - 0.52 \cdot 0) = 18.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left(\left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right) \\ = 1.13 \cdot 443.22e + 05 \cdot \left(\left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{1.993e + 06}{1.314e + 06} + \frac{8.077e + 04 \cdot 2.185e + 06}{4.432e + 05} + 18.00^2 \right]^{0.5} - 18.00 \right) \\ = 307.14 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{39735 \cdot 355}{3.071e + 08}} = 0.21$$

$$\alpha_{LT} = 0.76 \quad (\text{Buckling curve: d})$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.21 - 0.2) + 0.21^2 \right] = 0.53$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.53 + \sqrt{0.53^2 - 0.21^2}}, 1.0 \right) = 0.99 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.99 \cdot 39735 \cdot 355}{1.00} = 13.95 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{0.07}{13.95} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.54) \text{ - OK}$$

Lateral torsional buckling, bottom flange - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 2479 \text{ mm}$

14	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e + 05 \cdot 1.314e + 08}{(1.00 \cdot 2479)^2} = 443.22 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_i) = (0.45 \cdot 40 - 0.52 \cdot 0) = 18.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left(\left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right)$$

$$= 1.13 \cdot 4.432e + 05 \cdot \left(\left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{1.993e + 08}{1.314e + 08} + \frac{8.077e + 04 \cdot 2.185e + 06}{4.432e + 05} + 18.00^2 \right]^{0.5} - 18.00 \right)$$

$$= 307.14 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{39735 \cdot 355}{3.071e + 08}} = 0.21$$

$\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.21 - 0.2) + 0.21^2 \right] = 0.53$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.53 + \sqrt{0.53^2 - 0.21^2}}, 1.0 \right) = 0.99 \quad (8.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.99 \cdot 39735 \cdot 355}{1.00} = 13.95 \text{ kNm} \quad (8.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{0.00}{13.95} = 0.00 \leq 1.00 \quad (8.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 992 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

k_{ij} factors are calculated according to Method 2

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.95$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.80$$

$$\alpha_{mLT} = 0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.95$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 39735 = 14.11 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{176.99}{285.59} + 1.40 \cdot \frac{0.07}{13.95} + 0.53 \cdot \frac{0.00}{14.11} = 0.63 \leq 1.00 \quad (8.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 992 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

k_{ij} factors are calculated according to Method 2

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.95$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.80$$

$$\alpha_{mLT} = 0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.95$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 39735 = 14.11 \text{ kNm}$$

Description: Residential Building, Budapest

Project version: 1.0

Last modification: Date...

Signature: ...

16(16)

Project Name

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{z,Rd}}{\gamma_{M1}}} = \frac{176.99}{285.59} + 0.84 \cdot \frac{0.07}{13.95} + 0.88 \cdot \frac{0.00}{\frac{14.11}{1.00}} = 0.62 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{70}{5} = 14.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

16	Customer:	<i>Name</i>
	Project:	<i>Residential Building</i>
	Designer:	<i>FEM-Design</i>
	Revision:	<i>1a.</i>

Liite 2. Teräspilarin FEM-laskenta

1(6)



HEADER
StruSoft • FEM-DESIGN

C.18.1

Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

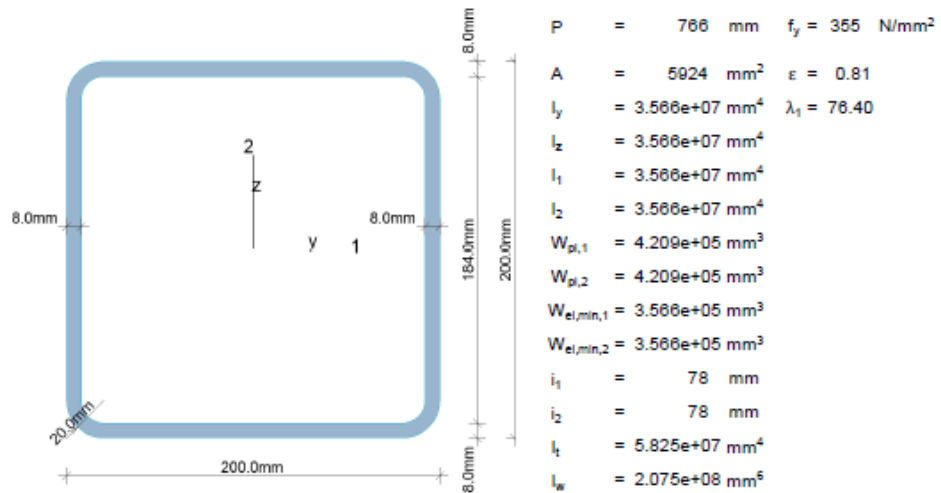
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ut} = 1.00 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ut} = 1.00 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ut} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

KKR 200x200x8



Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X', $x = 7276 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{sv} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{2952.265}{\sqrt{3} \cdot 1.00} = 607.11 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{v_{Ed}}{(\xi_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}\right) \cdot V_{1,pl,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/\sqrt{3})/1.00}\right) \cdot 607.11 = 607.11 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.06}{607.11} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'KT10: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli Y', $x = 0 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

FOOTER

2(6)

Project Name

$$V_{2,p,Rd} = \frac{A_{sv} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{2962 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.00} = 607.11 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,p,T,Rd} = \left(1 - \frac{V_{Ed}}{(\xi_v/\sqrt{3})/Y_{M0}}\right) \cdot V_{2,p,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/\sqrt{3})/1.00}\right) \cdot 607.11 = 607.11 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,p,T,Rd}} = \frac{23.80}{607.11} = 0.04 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 $\tau_{\max,unit} = 2.08 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{\max,unit} \cdot Y_{M0}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 2.08 \cdot 1.00} = 99.40 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{99.40} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Pure normal resistance - Part 1-1: 6.2.3, 6.2.4

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2

LC: 'KT10: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli Y', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,p,T,Rd} = 0.5 \cdot 607.11 = 303.56 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 23.80 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,p,T,Rd} = 0.5 \cdot 607.11 = 303.56 \text{ kN} \rightarrow \rho_2 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{128.15}{2103.11} + \frac{46.57}{149.41} + \frac{0.00}{149.41} = 0.37 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1

LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{l_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{9195}{78 \cdot 76.40} = 1.55 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2\right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (1.55 - 0.2) + 1.55^2\right] = 2.03$$

$$\chi_1 = \min\left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0\right) = \min\left(\frac{1}{2.03 + \sqrt{2.03^2 - 1.55^2}}, 1.0\right) = 0.30 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A_y}{Y_{M1}} = \frac{0.30 \cdot 6924 \cdot 355}{1.00} = 627.78 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{160.70}{627.78} = 0.26 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

2	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_{y2}} = \frac{9195}{78 \cdot 76,40} = 1,55 \quad (6.50)$$

 $\alpha_2 = 0,49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_2 = 0,5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0,2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \cdot (1,55 - 0,2) + 1,55^2 \right] = 2,03$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1,0 \right) = \min \left(\frac{1}{2,03 + \sqrt{2,03^2 - 1,55^2}}, 1,0 \right) = 0,30 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,30 \cdot 5924 \cdot 355}{1,00} = 627,78 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{150,70}{627,78} = 0,24 \leq 1,00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1LC: 'KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{78^2 + 78^2 + 0^2 + 0^2} = 110 \text{ mm}$$

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_1}{L_{cr,1}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 35662557}{9195^2} = 874,27 \text{ kN}$$

$$N_{cr,2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_2}{L_{cr,2}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 35662557}{9195^2} = 874,27 \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_t^2} \right) = \frac{1}{110^2} \left(80769 \cdot 5,825e + 07 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2,075e + 08}{9195^2} \right) = 390769,74 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} i_0^2 (N - N_{cr,1}) (N - N_{cr,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{cr,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{cr,1}) \\ = 110^2 (N - 874,27) (N - 874,27) (N - 390769,74) - N^2 0^2 (N - 874,27) - N^2 0^2 (N - 874,27) \\ = 0 \end{aligned}$$

Smallest root of the above equation related to the torsional-flexural buckling:

$$N_{cr,TF} = 390769,74 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(390769,74, 390769,74) = 390769,74 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{5924 \cdot 355}{390769,74}} = 0,07 \quad (6.53)$$

 $\alpha_T = 0,49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_T = 0,5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0,2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \cdot (0,07 - 0,2) + 0,07^2 \right] = 0,47$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1,0 \right) = \min \left(\frac{1}{0,47 + \sqrt{0,47^2 - 0,07^2}}, 1,0 \right) = 1,00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,00 \cdot 5924 \cdot 355}{1,00} = 2103,11 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{150,70}{2103,11} = 0,07 \leq 1,00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, top flange - Part 1-1: 6.3.2.2LC: 'KT10: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli Y', $x = 0$ mm

Description:	Residential Building, Budapest	3
Project version:	1.0	
Last modification:	Date...	
Signature:	...	

4(6)

Project Name

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 3.566e+07}{(1.00 \cdot 9195)^2} = 874.27 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_0 - C_3 \cdot z_1) = (0.93 \cdot -100 - 0.75 \cdot 0) = -93.36 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left(\left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right)$$

$$= 2.58 \cdot 8.743e+05$$

$$\cdot \left(\left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{2.075e+08}{3.566e+07} + \frac{8.077e+04 \cdot 5.825e+07}{8.743e+05} + (-93.36)^2 \right]^{0.5} - -93.36 \right) = 5439.09 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{420865 \cdot 355}{5.439e+09}} = 0.17$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.17 - 0.2) + 0.17^2 \right] = 0.50$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.50 + \sqrt{0.50^2 - 0.17^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 420865 \cdot 355}{1.00} = 149.41 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{t,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{46.57}{149.41} = 0.31 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, bottom flange - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'KT8: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli Y', x = 5837 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 3.566e+07}{(1.00 \cdot 9195)^2} = 874.27 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_0 - C_3 \cdot z_1) = (0.92 \cdot -100 - 0.75 \cdot 0) = -92.30 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left(\left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right)$$

$$= 2.51 \cdot 8.743e+05$$

$$\cdot \left(\left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{2.075e+08}{3.566e+07} + \frac{8.077e+04 \cdot 5.825e+07}{8.743e+05} + (-92.30)^2 \right]^{0.5} - -92.30 \right) = 5294.80 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{420865 \cdot 355}{5.295e+09}} = 0.17$$

 $\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.17 - 0.2) + 0.17^2 \right] = 0.50$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.50 + \sqrt{0.50^2 - 0.17^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

4	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

$$M_{y,b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,00 \cdot 420865 \cdot 355}{1,00} = 149,41 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{23,20}{149,41} = 0,16 \leq 1,00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'KT10: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli Y', $x = 0 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

k_{ij} factors are calculated according to Method 2

$$\alpha_{my} = -0,40 \quad \psi_{my} = 0,00 \quad C_{my} = 0,42$$

$$\alpha_{mz} = 0,47 \quad \psi_{mz} = 0,00 \quad C_{mz} = 0,60$$

$$\alpha_{mLT} = -0,40 \quad \psi_{mLT} = 0,00 \quad C_{mLT} = 0,42$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 420866 = 149,41 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{128,15}{627,78} + 0,49 \cdot \frac{46,57}{149,41} + 0,42 \cdot \frac{0,00}{149,41} = 0,36 \leq 1,00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y', $x = 0 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

k_{ij} factors are calculated according to Method 2

$$\alpha_{my} = -0,38 \quad \psi_{my} = 0,00 \quad C_{my} = 0,40$$

$$\alpha_{mz} = 0,47 \quad \psi_{mz} = 0,00 \quad C_{mz} = 0,60$$

$$\alpha_{mLT} = -0,38 \quad \psi_{mLT} = 0,00 \quad C_{mLT} = 0,40$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 420866 = 149,41 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{160,56}{627,78} + 0,29 \cdot \frac{28,65}{149,41} + 0,72 \cdot \frac{0,00}{149,41} = 0,31 \leq 1,00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5: 5

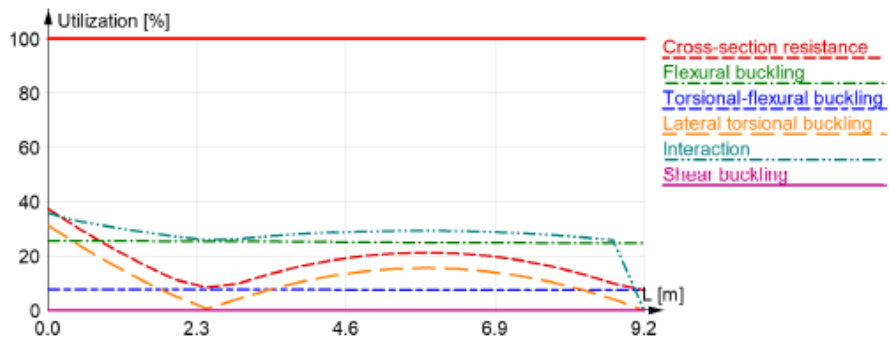
$$\frac{N_w}{T} = \frac{184}{8} = 23,0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,20} \cdot 0,81 = 48,8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Description:	Residential Building, Budapest	5
Project version:	1.0	
Last modification:	Date...	
Signature:	...	

6(6)

Project Name

Summary



6	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

Liite 3. Vedetyn teräsjykisteen FEM-laskenta

1(2)



HEADER
StruSoft • FEM-DESIGN

B.71.1**Maximum of load combinations****S 355**

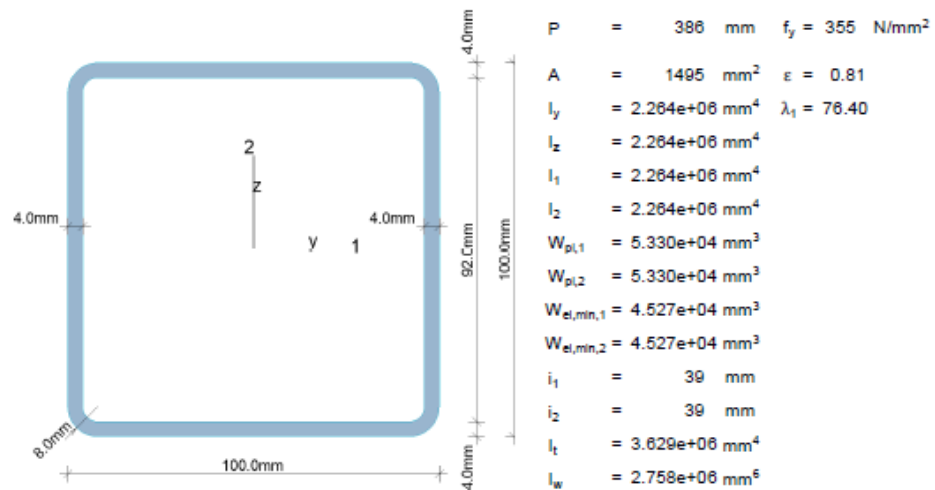
$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80789 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ut} = 1.00 \quad Y_{M0,acc,seis} = 1.00$$

$$Y_{M1,ut} = 1.00 \quad Y_{M1,acc,seis} = 1.00$$

$$Y_{M2,ut} = 1.25 \quad Y_{M2,acc,seis} = 1.00$$

KKR 100x100x4**Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8**LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{747.355}{\sqrt{3} \cdot 1.00} = 153.19 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{v_{Ed}}{(\%/\sqrt{3})/Y_{M0}}\right) \cdot V_{1,pl,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/\sqrt{3})/1.00}\right) \cdot 153.19 = 153.19 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{153.19} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', $x = 0 \text{ mm}$ Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

2(2)

Project Name

$$V_{2,p,Rd} = \frac{A_{s,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{MO}} = \frac{747 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.00} = 153.19 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,p,T,Rd} = \left(1 - \frac{v_{Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/Y_{MO}}\right) \cdot V_{2,p,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/\sqrt{3})/1.00}\right) \cdot 153.19 = 153.19 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,p,T,Rd}} = \frac{0.00}{153.19} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1
 $\tau_{\max,unit} = 18.16 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{\max,unit} \cdot Y_{MO}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 18.16 \cdot 1.00} = 11.29 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{11.29} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Pure normal resistance - Part 1-1: 6.2.3, 6.2.4

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2

LC: 'KT10: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli Y', x = 0 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1,p,T,Rd} = 0.5 \cdot 153.19 = 76.59 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.00 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2,p,T,Rd} = 0.5 \cdot 153.19 = 76.59 \text{ kN} \rightarrow \rho_2 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{162.31}{530.65} + \frac{0.00}{18.92} + \frac{0.00}{18.92} = 0.31 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{82}{4} = 23.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \epsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

2	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

Liite 4. Teräslitoksien FEM-laskenta

1(6)



HEADER
StruSoft • FEM-DESIGN

SJ.6.1

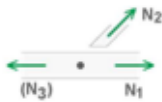
Maximum of load combinations

Member data



	Member 1	Member 2
Cross-section	KKR 120x120x8	KKR 80x80x5
Material	S 355	S 355
Y _{M0}	1.00	1.00
Y _{M1}	1.00	1.00
Y _{M2}	1.25	1.25
Y _{M5}	1.00	1.00
Rotated	No	No
a [mm]	-	1000
b [mm]	-	856

Load combinations



No.	Name	N1 kN	N2 kN
X 1	SJ.6.1: KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X	-0.88	44
X 2	SJ.6.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X	-4.0	170
X 3	SJ.6.1: KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X	-3.1	136
X 4	SJ.6.1: KT8: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli Y	-16	44
X 5	SJ.6.1: KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y	-13	170
X 6	SJ.6.1: KT10: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli Y	-18	136

Brace 1

Welds



Weld type : Fillet (a)

a (s): 4.0 mm

Warning: The selected joint type cannot handle all internal forces acting on the connected structural elements.

LC1: Bar 1 (Tz, My)

LC2: Bar 1 (Tz, My)

2(6)

Project Name

LC3: Bar 1 (Tz, My)
 LC4: Bar 1 (Tz, My)
 LC5: Bar 1 (Tz, My)
 LC6: Bar 1 (Tz, My)

Joint utilization: 47% (LC: 'SJ.6.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X' - Brace 1 normal resistance (Chord face failure))

Chord section shear resistance (EN 1993-1-1: [6.2.6 (§1)]): 37% (LC: 'SJ.6.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$V_{Ed} = 129.14 \text{ kN}$
 Chord shear resistance
 $A_v = 1682 \text{ mm}^2$
 $V_{pl,Rd} = 344.77 \text{ kN}$

Chord normal resistance (Chord shear resistance) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 11% (LC: 'SJ.6.1: KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y')

$N_{Ed} = -123.50 \text{ kN}$
 $V_{Ed} = 129.14 \text{ kN}$
 $V_{Rd,0} = 344.77 \text{ kN}$
 $N_{Rd} = 1144.69 \text{ kN}$

Brace 1 normal resistance (Chord shear resistance) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 33% (LC: 'SJ.6.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$N_{Ed} = 169.97 \text{ kN}$
 $V_{Ed} = 129.14 \text{ kN}$
 $V_{Rd,0} = 344.77 \text{ kN}$
 $N_{Rd} = 517.94 \text{ kN}$

Brace 1 normal resistance (Brace failure) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 32% (LC: 'SJ.6.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$N_{Ed} = 169.97 \text{ kN}$
 $N_{Rd} = 532.50 \text{ kN}$
 Joint calculated as T/Y.

Brace 1 normal resistance (Chord face failure) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 47% (LC: 'SJ.6.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$N_{Ed} = 169.97 \text{ kN}$
 $N_{Rd} = 364.60 \text{ kN}$
 Joint calculated as T/Y.

Brace 1 normal resistance (Punching shear failure): Not relevant

Brace 1 normal resistance (Combination of Chord face and Punching shear): Not relevant

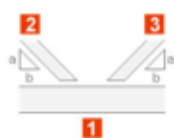
Brace 1 weld resistance (EN 1993-1-8: [4.5.3.2 (§1)]): 36% (LC: 'SJ.6.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$\sigma = 81.08 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{pp} = 81.08 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{pl} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{Rd,1} = 453.33 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_{Rd,2} = 367.20 \text{ N/mm}^2$

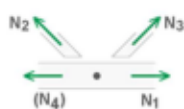
2	Customer:	<i>Name</i>
	Project:	<i>Residential Building</i>
	Designer:	<i>FEM-Design</i>
	Revision:	<i>1a.</i>

3(6)

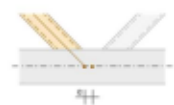
Project Name

SJ.3.1**Maximum of load combinations****Member data**

	Member 1	Member 2	Member 3
Cross-section	KKR 120x120x5	KKR 80x80x5	KKR 80x80x5
Material	S 355	S 355	S 355
Y _{M0}	1.00	1.00	1.00
Y _{M1}	1.00	1.00	1.00
Y _{M2}	1.25	1.25	1.25
Y _{M5}	1.00	1.00	1.00
Rotated	No	No	No
a	-	1000	992
b	-	832	1000

Load combinations

No.	Name	N1 kN	N2 kN	N3 kN
X 1	SJ.3.1: KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X	60	44	-45
X 2	SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X	237	170	-181
X 3	SJ.3.1: KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X	189	136	-144
X 4	SJ.3.1: KT8: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli Y	60	44	-45
X 5	SJ.3.1: KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y	237	170	-181
X 6	SJ.3.1: KT10: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli Y	189	136	-144

Brace 1**Eccentricity**

e: 20 mm

Description:	Residential Building, Budapest	3
Project version:	1.0	
Last modification:	Date...	
Signature:	...	

4(6)

Project Name

Welds

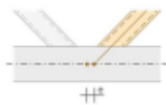


Weld type : Fillet (a)

a (s): 4.0 mm

Brace 2

Eccentricity



e: 0 mm

Welds



Weld type : Fillet (a)

a (s): 4.0 mm

Joint

Geometry



Overlapped brace: Brace 2

Overlapped brace weld: Yes

Warning: The selected joint type cannot handle all internal forces acting on the connected structural elements.

LC1: Bar 1 (Tz)

LC2: Bar 1 (Tz); Bar 3 (Tz)

LC3: Bar 1 (Tz); Bar 3 (Tz)

LC4: Bar 1 (Tz)

LC5: Bar 1 (Tz); Bar 3 (Tz)

LC6: Bar 1 (Tz); Bar 3 (Tz)

Joint utilization: 72% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X' - Brace 1 normal resistance (Chord face failure))

Chord section shear resistance (EN 1993-1-1: [6.2.6 (§1)]): 57% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

 $V_{Ed} = 130.49 \text{ kN}$

Chord shear resistance

 $A_v = 1118 \text{ mm}^2$
 $V_{pl,Rd} = 229.11 \text{ kN}$

4	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

Project Name 5(6)

Chord normal resistance (Chord shear resistance) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 33% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 236.93 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= 130.49 \text{ kN} \\ V_{Rd,0} &= 229.11 \text{ kN} \\ N_{Rd} &= 710.33 \text{ kN} \end{aligned}$$

Brace 1 normal resistance (Brace failure) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 38% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 169.75 \text{ kN} \\ N_{Rd} &= 449.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

Joint calculated as K/N (with gap).

Brace 1 normal resistance (Chord face failure) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 72% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 169.75 \text{ kN} \\ N_{Rd} &= 237.29 \text{ kN} \end{aligned}$$

Joint calculated as K/N (with gap).

Brace 1 normal resistance (Punching shear failure): Not relevant

Brace 1 normal resistance (Combination of Chord face and Punching shear): Not relevant

Brace 1 normal resistance (Chord shear resistance) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 48% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 169.75 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= 130.49 \text{ kN} \\ V_{Rd,0} &= 229.11 \text{ kN} \\ N_{Rd} &= 351.44 \text{ kN} \end{aligned}$$

Brace 2 normal resistance (Chord shear resistance) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 47% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -180.84 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= 130.49 \text{ kN} \\ V_{Rd,0} &= 229.11 \text{ kN} \\ N_{Rd} &= 383.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

Brace 2 normal resistance (Brace failure) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 40% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -180.84 \text{ kN} \\ N_{Rd} &= 449.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

Joint calculated as K/N (with gap).

Brace 2 normal resistance (Chord face failure) (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§4)]): 70% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -180.84 \text{ kN} \\ N_{Rd} &= 258.98 \text{ kN} \end{aligned}$$

Joint calculated as K/N (with gap).

Description:	Residential Building, Budapest	5
Project version:	1.0	
Last modification:	Date...	
Signature:	...	

6(6)

Project Name

Brace 2 normal resistance (Punching shear failure): Not relevant

Brace 2 normal resistance (Combination of Chord face and Punching shear): Not relevant

Brace 1 weld resistance (EN 1993-1-8: [4.5.3.2 (§1)]): 36% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$\sigma = 81.51 \text{ N/mm}^2, \quad \tau_{pp} = 81.51 \text{ N/mm}^2, \quad \tau_{pl} = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Rd,1} = 453.33 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_{Rd,2} = 367.20 \text{ N/mm}^2$$

Brace 2 weld resistance: Not relevant

Chord moment resistance by considering shear and normal force capacity (EN 1993-1-1: [6.2.10]): 9% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$N_{Ed} = 236.93 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 130.49 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2.61 \text{ kNm}$$

Chord normal resistance

$$N_{Rd} = 793.64 \text{ kN}$$

Chord section moment resistance

$$V_{Ed} = 130.49 \text{ kN}$$

Chord shear resistance

$$A_v = 1118 \text{ mm}^2$$

$$V_{p,Rd} = 229.11 \text{ kN}$$

$$\rho = 0.02$$

$$W = 95449 \text{ mm}^3$$

$$M_{c,Rd} = 33.23 \text{ kNm}$$

$$M_{v,Rd} = 30.34 \text{ kNm}$$

Chord interaction (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§5)]): 41% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$N_{Ed} = 236.93 \text{ kN}, \quad N_{Rd} = 710.33 \text{ kN}$$

$$M_{p,Ed} = 2.61 \text{ kNm}, \quad M_{p,Rd} = 33.88 \text{ kNm}$$

Brace 1 interaction (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§5)]): 72% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$N_{Ed} = 169.75 \text{ kN}, \quad N_{Rd} = 237.29 \text{ kN}$$

$$M_{p,Ed} = 0.00 \text{ kNm}, \quad M_{p,Rd} = 33.88 \text{ kNm}$$

Brace 2 interaction (EN 1993-1-8: [7.5.2.1 (§5)]): 70% (LC: 'SJ.3.1: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X')

$$N_{Ed} = -180.84 \text{ kN}, \quad N_{Rd} = 258.98 \text{ kN}$$

$$M_{p,Ed} = 0.00 \text{ kNm}, \quad M_{p,Rd} = 33.88 \text{ kNm}$$

6	Customer:	<i>Name</i>
	Project:	<i>Residential Building</i>
	Designer:	<i>FEM-Design</i>
	Revision:	<i>1a.</i>

Liite 5. Teräslitoksien ohjelmistolaskenta

1(8)

RI-PLAN

Rakennelaskelma, lähtötiedot

Tekijä: Jlo Sivun: 1 (4)
Päiväys: _____

Rakennuskohde: _____ Työ no: _____ Sisältö: _____ Sijainti: _____
Litos S1.6

T12 T-, Y- tai X-liitos, suorakaiteen muotoinen parre Versio 1.5
Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011

Lähtötiedot:

Muotostandardi
 SFS-EN 10210-2 (kuumamuovautetut)
 SFS-EN 10219-2 (kylmämuovautetut hitsatut)

Diag. 1
 Puristettu
 Vedetty
 Neliö z-z
 CFRHS 80x80x5

Liitostyyppi
 T- tai Y-liitos
 X-liitos

Parre
 Puristettu
 Vedetty
 S 355 H
 Neliö z-z
 CFRHS 120x120x8

Sauva	Muotostandardi	Muoto	Profiili	Rotaatio	Teräslaji	θ (°)	L (mm)
Parre	SFS-EN 10219-2	Neliö	CFRHS 120x120x8		S 355 H		
Diag. 1	SFS-EN 10219-2	Neliö	CFRHS 80x80x5		S 355 H	46,0°	2444

Suhde $L_1/h_1 =$ $L/h_1 \geq$ OK

Sauva	h_1 (tai d_1) mm	b_1 (tai d_1) mm	t_1 mm	A_0 mm ²	$W_{el,y,0}$ mm ³	f_{yi} N/mm ²	f_{yt} N/mm	k	PLL
Parre	120	120	8	3364	1,13E+5	355	2840	1,000	1
Diag. 1	80	80	5			355	1775	1,000	1

Ehdot	OK	OK	OK	OK	Ehdot	OK
- alaraja	40	40	2,5	235	- parre	2
- yläraja	400	400	25	460	- diag. 1	

2(8)

		Rakennelaskelma, laskenta							
		Tekijä: Jlo				Sivu: 2 (4)			
		Päiväys:							
Rakennuskohde:		Työ no:		Sisältö: Liitos SJ.6				Sijainti:	
Hitsausliitosten pätevyysrajat:									
Sauva	b_1/b_0	d_1/b_0	h_1/b_1	b_0/t_0	h_0/t_0	$(b_1 + h_1)/t_1$	b_1/t_1	h_1/t_1	d_1/t_1
Paarre			1,0	15,0	15,0	30,0			
Diag. 1	0,67		1,0			32,0	16,0	16,0	
Ehdot	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
- alaraja	0,25	0,4	0,5			25			
- yläraja	1,0	0,8	2,0	35	35		35	35	
Liitoksen mitoitus:									
Liitoksen laskentakuormat (itseisarvoina):									
$ N_{0,Ed} = 115$ kN		Paarre on puristettu							
$ M_{0,Ed} =$ kNm									
$ N_{1,Ed} = 170$ kN		Diag. 1 on vedetty							
Paarteen reunajännitys liitosalueella:									
$\sigma_{0,Ed} = 34$ N/mm ²		$= \frac{N_{0,Ed}}{A_0} \pm \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}}$ (pos. = puristus, neg. = veto)							
Osavarmuusluvut:									
$\gamma_{M0} = 1,00$		= poikkileikkauksen kestävyys							
$\gamma_{MS} = 1,00$		= rakenneputkien liitosten kestävyys ristikoissa							
Paarteen reunajännitys liitosalueella:									
$f_{y0}/\gamma_{MS} = 355$ N/mm ²		$ \sigma_{0,Ed} /(f_{y0}/\gamma_{MS}) = 0,10$							
Ehdot									
OK									
Paarteen pinnan murtuminen, kun $\beta \leq 0,85$:									
$\beta = 0,67$		$= b_1/b_0$ tai d_1/b_0				kun $\beta \leq 0,85$			
$\eta = 0,67$		$= h_1/b_0$ tai d_1/b_0							
$n = 0,10$		$= \sigma_{0,Ed}/(f_{y0}/\gamma_{MS})$							
$k_n = 1,00$		$= 1,3 - 0,4n/\beta$; kun $n > 0$ (puristus), mutta $k_n \leq 1,0$				$= 1,0$; kun $n \leq 0$ (veto)			
$N_{1,Rd} = 394$ kN		$= \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1-\beta)\sin(\theta_1)} \left(\frac{2\eta}{\sin(\theta_1)} + 4\sqrt{1-\beta} \right) / \gamma_{MS}$							
		$ N_{1,Ed} /N_{1,Rd} = 0,43$							
Ehdot									
OK									
Paarteen sivun lommahtaminen, kun $\beta = 1,0$:									
$\beta = 0,67$		$= b_1/b_0$ tai d_1/b_0				kun $\beta = 1,00$			
Kimmokerroin $E = 210000$ N/mm ²									
Muun. hoikkuus $\lambda = 0,69$		$= 3,46 \frac{\left(\frac{h_0}{t_0} - 2\right) \sqrt{\frac{1}{\sin(\theta_1)}}}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_{y0}}}}$							
Nurjahdusluokka = c									
Nurjahdustekijä $\alpha = 0,49$									
Pienennystekijä $\phi = 0,86$		$= 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2]$							
Pienennystekijä $\chi = 0,73$		$= \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$ $\chi \leq 1,00$							
Ehdot									
OK									

3(8)

		Rakennelaskelma, laskenta	
		Tekijä: Jlo	Sivu: 3 (4)
		Päiväys:	
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö: Liitos SJ.6	Sijainti:
Lujuus $f_b = 355 \text{ N/mm}^2$		$= f_{y0}$ (veto) $= \chi f_{y0}$ (puristus, T- tai Y-liitos) $= 0,8 \chi f_{y0} \cdot \sin(\theta_1)$ (puristus, X-liitos)	
Kestävyys X-liitoksille, kun $\theta_1 < 90^\circ$:		$N_{1,Rd} = \boxed{} \text{ kN}$ $= \frac{k_n f_b t_0}{\sin(\theta_1)} \left(\frac{2h_1}{\sin(\theta_1)} + 10t_0 \right) / \gamma_{MS}$	
$A_{v0} = 1920 \text{ mm}^2$		$= 2h_0 t_0$	
$N_{1,Rd} = \boxed{} \text{ kN}$		$= \frac{f_{y0} A_{v0}}{\sqrt{3} \sin(\theta_1)} / \gamma_{MS}$	
$N_{1,Rd} = \boxed{} \text{ kN}$		$ N_{1,Ed} / N_{1,Rd} = \boxed{}$	OK
Paarteen sivun lommahtaminen, kun $0,85 \leq \beta \leq 1,0$:			Ehdot
$\beta = \boxed{0,67}$		$= b_1/b_0$ tai d_1/b_0	kun $\beta \geq \boxed{0,85}$ sekä $\beta \leq \boxed{1,00}$
a) Liitoksen kestävyys paarteen pinnan murtumisen suhteen (k_n termi lasketaan uudestaan sijoittamalla β -arvoksi 0,85), kun $\beta = 0,85$:			
$k_n = 1,00$		$= 1,3 - 0,4n/0,85$; kun $n > 0$ (puristus), mutta $k_n \leq 1,0$ $= 1,0$; kun $n \leq 0$ (veto)	
$N_{1,Rd} = \boxed{716} \text{ kN}$		$= \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1-0,85) \sin(\theta_1)} \left(\frac{2\eta}{\sin(\theta_1)} + 4\sqrt{1-0,85} \right) / \gamma_{MS}$	
b) Liitoksen kestävyys paarteen sivun murtumisen suhteen (joko sivun lommahtus tai paarteen leikkautuminen), kun $\beta = 1,0$:			
$N_{1,Rd} = \boxed{1194} \text{ kN}$		$= \frac{k_n f_b t_0}{\sin(\theta_1)} \left(\frac{2h_1}{\sin(\theta_1)} + 10t_0 \right) / \gamma_{MS}$	
$A_{v0} = 1920 \text{ mm}^2$		$= 2h_0 t_0$	
$N_{1,Rd} = \boxed{547} \text{ kN}$		$= \frac{f_{y0} A_{v0}}{\sqrt{3} \sin(\theta_1)} / \gamma_{MS}$	
Kun $0,85 \leq \beta \leq 1,0$ liitoksen kestävyys interpoloidaan lineaarisesti kestävyysien a) ja b) välillä:			
$N_{1,Rd} = \boxed{} \text{ kN}$		$ N_{1,Ed} / N_{1,Rd} = \boxed{}$	OK
Uumasauvan murtuminen, kun $\beta \geq 0,85$:			Ehdot
$\beta = \boxed{0,67}$		$= b_1/b_0$ tai d_1/b_0	kun $\beta \geq \boxed{0,85}$
$b_{eff} = 80 \text{ mm}$		$= \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{y1} t_1} b_1$	$b_{eff} \leq b_1$ tai $d_1 = 80 \text{ mm}$
$N_{1,Rd} = \boxed{} \text{ kN}$		$= f_{y1} t_1 (2h_1 - 4t_1 + 2b_{eff}) / \gamma_{MS}$	OK
		$ N_{1,Ed} / N_{1,Rd} = \boxed{}$	OK

4(8)

		Rakennelaskelma, tulos	
		Tekijä: Jlo	Sivu: 4 (4)
		Päiväys:	
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö: Liitos SJ.6	Sijainti:
Lävistysleikkautuminen, kun $0,85 \leq \beta \leq (1 - 1/\gamma)$:			Ehdot
$\gamma = 7,50$	$= b_0/2t_0$		
$\beta = 0,67$	$= b_1/b_0$ tai d_1/b_0	kun $\beta \geq 0,85$	
		sekä $\beta \leq (1 - 1/\gamma) = 0,87$	
$b_{e,p} = 53 \text{ mm}$	$= \frac{10}{b_0/t_0} b_1$	$b_{e,p} \leq b_1$ tai $d_1 = 80 \text{ mm}$	OK
$N_{1,Rd} = \text{[]} \text{ kN}$	$= \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3} \sin(\theta_1)} \left(\frac{2h_1}{\sin(\theta_1)} + 2b_{e,p} \right) / \gamma_{MS}$		
		$ N_{1,Ed} / N_{1,Rd} = \text{[]}$	OK
Tarkistukset ja tulokset:			
Taivutusmomenttien huomioon ottaminen liitoksen voimasuureissa:			
Kiertymäjäykkyydestä aiheutuva sekundäärinen momentti		Ei tarvitse huomioida	
Poikittainen kuormitus		Ei tarkastella	
Liitoksen epäkeskisyydestä aiheutuva lisämomentti		Keskeinen liitos	
Liitosmitoitusten soveltuvuus:			
Onko X-liitoksella $\cos(\theta_1) < h_1/h_0$?		OK	
Paarteen reunajännitys liitosalueella:		OK	
Kun liitoksen pätevyys ehdot täyttyvät, liitoksen kestävyysmitoitussarvo on pienin arvoista:			
Liitoksen murtotavat:	Uumasauvan ja paarteen sivusuhte $\beta = 0,67$		
<u>Kun $\beta \leq 0,85$</u>			
Paarteen pinnan murtuminen		OK	
<u>Kun $\beta \geq 0,85$</u>			
Uumasauvan murtuminen			
<u>Kun $0,85 \leq \beta \leq (1 - 1/\gamma)$</u>			
Lävistysleikkautuminen			
<u>Kun $0,85 \leq \beta \leq 1,0$</u>			
Paarteen sivun lommahtaminen, interpolointi			
<u>Kun $\beta = 1,0$</u>			
Paarteen sivun lommahtaminen			
Liitoksen kestävyysmitoitussarvot:		Maks. käyttöaste = 0,43	OK
Paarre	$f_{y0}/\gamma_{MS} = 355 \text{ N/mm}^2$	$ \sigma_{0,Ed} / (f_{y0}/\gamma_{MS}) = 0,10$	OK
Diag. 1	$N_{1,Rd} = 394 \text{ kN}$	$ N_{1,Ed} / N_{1,Rd} = 0,43$	OK

5(8)

RI-PLAN		Rakennelaskelma, lähtötiedot							
		Tekijä: Jlo	Sivu: 1 (4)						
Päiväys:									
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö: Liitos SJ.3	Sijainti:						
T12 Vapaavälinen N- tai K-liitos, suorakaiteen muotoinen parre Versio 1.5									
Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011									
Lähtötiedot:									
Muotostandardi <input type="radio"/> SFS-EN 10210-2 (kuumamuovautut) <input checked="" type="radio"/> SFS-EN 10219-2 (kylmämuovautut hitsatut)		Diag. 1 (puristettu) Neliö <input type="checkbox"/> z-z CFRHS 80x80x5							
Liitostyyppi <input checked="" type="radio"/> Vapaavälinen N-liitos <input type="radio"/> Vapaavälinen K-liitos		Diag. 2 (vedetty) Neliö <input type="checkbox"/> z-z CFRHS 80x80x5							
Parre <input type="radio"/> Puristettu <input checked="" type="radio"/> Vedetty S 355 H Neliö <input type="checkbox"/> z-z CFRHS 120x120x5									
Omat profiilit									
Sauva	Muotostandardi	Muoto	Profiili	Rotaatio	Teräslaji	θ_i (°)	L_i (mm)		
Parre	SFS-EN 10219-2	Neliö	CFRHS 120x120x5		S 355 H				
Diag. 1	SFS-EN 10219-2	Neliö	CFRHS 80x80x5		S 355 H	44,0°	2444		
Diag. 2	SFS-EN 10219-2	Neliö	CFRHS 80x80x5		S 355 H	44,0°	2444		
OK									
	$L_1/h_1 =$	30,6	$L_2/d_2 =$	30,6	$L_1/h_1 \geq$	6,0	OK		
	Vapaaväli $g =$	20 mm	$g \geq t_1 + t_2$ (väh. 10 mm) =	10 mm			OK		
	Epäkeskisyyss $e =$	5 mm	-66 mm	$\leq e \leq$	30 mm		OK		
	$=$	0,04 h_0	-0,55 h_0	$\leq e \leq$	0,25 h_0				
Sauva	h_i (tai d_i)	b_i (tai d_i)	t_i	A_0	$W_{el,y,0}$	f_{yi}	$f_{yi}t_i$	k	PLL
	mm	mm	mm	mm ²	mm ³	N/mm ²	N/mm		
Parre	120	120	5	2236	8,09E+4	355	1775	1,000	1
Diag. 1	80	80	5			355	1775	1,000	1
Diag. 2	80	80	5			355	1775	1,000	1
Ehdot	OK	OK	OK			OK		Ehdot	OK
- alaraja	40	40	2,5			235		- parre	2
- yläraja	400	400	25			460		- diag. 1	2

6(8)

		Rakennelaskelma, laskenta							
		Tekijä: Jlo				Sivu: 2 (4)			
		Päiväys:							
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö: Liitos SJ.3						Sijainti:	
Hitsausliitosten pätevyysrajat:									
Sauva	b_i/b_0	d_i/b_0	h_i/b_i	b_0/t_0	h_0/t_0	$(b_i + h_i)/t_i$	b_i/t_i	h_i/t_i	d_i/t_i
Paarre			1,0	24,0	24,0	48,0			
Diag. 1	0,67		1,0			32,0	16,0	16,0	
Diag. 2	0,67		1,0			32,0	16,0	16,0	
Ehdot	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
- alaraja	0,35	0,4	0,5			25			
- yläraja	1,0	0,8	2,0	35	35		35	35	
Vapaavälisten N- ja K-liitosten lisäraajat:									
Voidaanko liitosta käsitellä N- tai K-liitoksena? OK									
$g =$	20 mm					$g > t_1 + t_2 =$	10 mm		OK
$\beta =$	0,67					$= (b_1 + b_2 + h_1 + h_2)/(4b_0)$ tai $(d_1 + d_2)/(3b_0)$			
$g/b_0 =$	0,17					$g/b_0 \geq 0,5(1 - \beta) =$	0,17		OK
						$g/b_0 \leq 1,5(1 - \beta) =$	0,50		OK
Liitoksen mitoitus:									
Liitoksen laskentakuormat (itseisarvoina):									
$ N_{0,Ed} =$	237 kN					vasen	oikea		
$ M_{0,Ed} =$						0,50	0,50	$=$ osuus	
$ V_{0,Ed} =$								$ \Delta M_{0,Ed} =$ osuus $\times N_{0,Ed,puh} e =$	
$ N_{1,Ed} =$	181 kN							Diag. 1 on puristettu	
$ N_{2,Ed} =$	170 kN							Diag. 2 on vedetty	
Paarteiden reunajännitys liitosalueella:									
$\sigma_{0,Ed} =$	-106 N/mm ²					$= \frac{N_{0,Ed}}{A_0} \pm \left(\frac{M_{0,Ed} + \Delta M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \right)$		(pos. = puristus, neg. = veto)	
Osavarmuusluvut:									
$\gamma_{MO} =$	1,00					$=$ poikkileikkauksen kestävyys			
$\gamma_{MS} =$	1,00					$=$ rakenneputkien liitosten kestävyys ristikoissa			
Paarteiden reunajännitys liitosalueella:									
$f_{y0}/\gamma_{MS} =$	355 N/mm ²					$ \sigma_{0,Ed} /(f_{y0}/\gamma_{MS}) =$	0,30		Ehdot OK
Paarteiden pinnan murtuminen:									
$\gamma =$	12,00					$= b_0/2t_0$			
$\beta =$	0,67					$= (b_1 + b_2 + h_1 + h_2)/(4b_0)$ tai $(d_1 + d_2)/(2b_0)$			
$n =$	-0,30					$= \sigma_{0,Ed}/(f_{y0}/\gamma_{MS})$			
$k_n =$	1,00					$= 1,3 - 0,4n/\beta$; kun $n > 0$ (puristus), mutta $k_n \leq 1,0$			
						$= 1,0$; kun $n \leq 0$ (veto)			
$N_{1,Rd} =$	263 kN					$= \frac{8,9k_n f_{y0} t_0^2 \sqrt{\gamma}}{\sin(\theta_1)} \left(\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0} \right) / \gamma_{MS}$			
						$ N_{1,Ed} /N_{1,Rd} =$	0,69		OK

7(8)

		Rakennelaskelma, laskenta	
		Tekijä: Jlo	Sivu: 3 (4)
		Päiväys:	
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö: Liitos SJ.3	Sijainti:
$N_{2,Rd} = \boxed{263} \text{ kN}$		$= \frac{8,9k_n f_{y0} t_0^2 \sqrt{\gamma} (b_1 + b_2 + h_1 + h_2)}{\sin(\theta_2) 4b_0} / \gamma_{MS}$	
		$ N_{2,Ed} /N_{2,Rd} = \boxed{0,65}$	OK
Paarteen leikkautuminen:			
Paarteen leikkautuminen diag. 1 kohdalla:			
$\alpha = 0,212$	$= \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4B^2}{3t_0^2}}}$, pyöreälle uumasauvalle $\alpha = 0$	
$A_v = 1327 \text{ mm}^2$	$= (2h_0 + \alpha b_0)t_0$		
$N_{1,Rd} = \boxed{392} \text{ kN}$	$= \frac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3} \sin(\theta_1)} / \gamma_{MS}$	$ N_{1,Ed} /N_{1,Rd} = \boxed{0,46}$	OK
Paarteen leikkautuminen diag. 2 kohdalla:			
$\alpha = 0,212$	$= \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4B^2}{3t_0^2}}}$, pyöreälle uumasauvalle $\alpha = 0$	
$A_v = 1327 \text{ mm}^2$	$= (2h_0 + \alpha b_0)t_0$		
$N_{2,Rd} = \boxed{392} \text{ kN}$	$= \frac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3} \sin(\theta_2)} / \gamma_{MS}$	$ N_{2,Ed} /N_{2,Rd} = \boxed{0,43}$	OK
Paarteen kestävyys uumasauvojen välillä:			
$V_{Ed} = 126 \text{ kN}$	$= \max(N_{1,Ed}) \cdot \sin(\theta_1) + V_{0,Ed}$		
$V_{pl,Rd} = \boxed{272} \text{ kN}$	$= \frac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3}} / \gamma_{M0}$	$ V_{0,Ed} /V_{pl,Rd} = \boxed{0,46}$	OK
$N_{0,Rd} = \boxed{740} \text{ kN}$	$= \left[(A_0 - A_v) f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Ed}/V_{pl,Rd})^2} \right] / \gamma_{MS}$	$ N_{0,Ed} /N_{0,Rd} = \boxed{0,32}$	OK
Uumasauvan murtuminen:			
Uumasauvan 1 murtuminen:			
$b_{eff} = 33 \text{ mm}$	$= \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{y1} t_1} b_1$	$b_{eff} \leq b_1 = 80 \text{ mm}$	OK
$N_{1,Rd} = \boxed{450} \text{ kN}$	$= f_{y1} t_1 (2h_1 - 4t_1 + b_1 + b_{eff}) / \gamma_{MS}$		
Uumasauvan 2 murtuminen:			
$b_{eff} = 33 \text{ mm}$	$= \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{y2} t_2} b_2$	$b_{eff} \leq b_2 = 80 \text{ mm}$	OK
$N_{2,Rd} = \boxed{450} \text{ kN}$	$= f_{y2} t_2 (2h_2 - 4t_2 + b_2 + b_{eff}) / \gamma_{MS}$	$ N_{2,Ed} /N_{2,Rd} = \boxed{0,38}$	OK

8(8)

		Rakennelaskelma, tulos	
		Tekijä: Jlo	Sivu: 4 (4)
		Päiväys:	
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö: Liitos SJ.3	Sijainti:
Lävistysleikkautuminen, kun $\beta \leq (1 - 1/\gamma)$:			Ehdot
$\beta = 0,67 = (b_1 + b_2 + h_1 + h_2)/(4b_0)$ tai $(d_1 + d_2)/(2b_0)$			
Lävistysleikkautuminen uumasauvan 1 kohdalla: $\leq 1 - 1/\gamma = 0,92$			OK
$b_{e,p} = 33 \text{ mm}$	$= \frac{10}{b_0/t_0} b_1$	$b_{e,p} \leq b_1 = 80 \text{ mm}$	OK
$N_{1,Rd} = 507 \text{ kN}$	$= \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3} \sin(\theta_1)} \left(\frac{2h_1}{\sin(\theta_1)} + b_1 + b_{e,p} \right) / \gamma_{MS}$		
Lävistysleikkautuminen uumasauvan 2 kohdalla: $ N_{1,Ed} /N_{1,Rd} = 0,36$			OK
$b_{e,p} = 33 \text{ mm}$	$= \frac{10}{b_0/t_0} b_2$	$b_{e,p} \leq b_2 = 80 \text{ mm}$	OK
$N_{2,Rd} = 507 \text{ kN}$	$= \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3} \sin(\theta_2)} \left(\frac{2h_2}{\sin(\theta_2)} + b_2 + b_{e,p} \right) / \gamma_{MS}$		
$ N_{2,Ed} /N_{2,Rd} = 0,34$			OK
Tarkistukset ja tulokset:			
Taivutusmomenttien huomioon ottaminen liitoksen voimasuureissa:			
Kiertymäjäykkyydestä aiheutuva sekundäärinen momentti	Ei tarvitse huomioida		
Poikittainen kuormitus	Ei tarkastella		
Liitoksen epäkeskisyydestä aiheutuva lisämomentti	Ei tarvitse huomioida		
- huomioidaan kuitenkin aina puristetun paarteen normaalijännityksessä			
Liitosmitoitusmenetelmän soveltuvuus:	OK		
Paarteen reunajännitys liitosalueella:	OK		
Kun liitoksen pätevyys ehdot täyttyvät, liitoksen kestävyys mitoitusarvo on pienin arvoista:			
Kun liitoksen pätevyys ehdot täyttyvät, liitoksen kestävyys mitoitusarvo on pienin arvoista:			
Paarteen pinnan murtuminen	OK		
Paarteen leikkautuminen	OK		
Uumasauvan murtuminen	OK		
<u>Kun $\beta \leq (1 - 1/\gamma)$</u>			
Lävistysleikkautuminen	OK		
Liitoksen kestävyys mitoitusarvot:		Maks. käyttöaste = 0,69 OK	
Paarre	$f_{y0}/\gamma_{MS} = 355 \text{ N/mm}^2$	$ \sigma_{0,Ed} /(f_{y0}/\gamma_{MS}) = 0,30$	OK
	$N_{0,Rd} = 740 \text{ kN}$	$ N_{0,Ed} /N_{0,Rd} = 0,32$	OK
	$V_{p1,Rd} = 272 \text{ kN}$	$ V_{Ed} /V_{p1,Rd} = 0,46$	OK
Diag. 1	$N_{1,Rd} = 263 \text{ kN}$	$ N_{1,Ed} /N_{1,Rd} = 0,69$	OK
Diag. 2	$N_{2,Rd} = 263 \text{ kN}$	$ N_{2,Ed} /N_{2,Rd} = 0,65$	OK

Liite 6. Teräspilarin perustusliitos

1(6)



HEADER
StruSoft • FEM-DESIGN

SJ.10.1

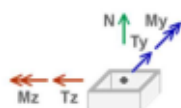
Maximum of load combinations

Member data



Member 1	
Cross-section	KKR 200x200x8
Material	S 355
γ_{M0}	1.00
γ_{M1}	1.00
γ_{M2}	1.25
γ_{M5}	1.00
Lcr, y [m]	6.00
Lcr, z [m]	6.00

Load combinations



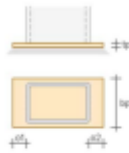
No.	Name	2nd order calculation	N kN	Ty kN	Tz kN	My kNm	Mz kNm
X 1	KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X		-41	0.058	0.028	0.26	0.54
X 2	KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli X		151	0.035	0.13	-1.2	0.32
X 3	KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli X		121	0.059	0.10	0.92	0.54
X 4	KT8: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli Y		-41	-0.00042	22	-42	-0.0039
X 5	KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y		151	-3.348e-05	13	-26	0.00031
X 6	KT10: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli Y		121	-0.00029	22	-42	-0.0026

2(6)

Project Name

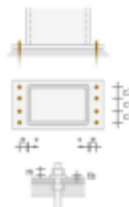
Column

Base plate



Material:	S 355
Ym0:	1.00
Ym1:	1.00
Ym2:	1.25
Ym3:	1.00
tp:	30 mm
bp:	400 mm
o1:	100 mm
o2:	100 mm
Weld buttering (EN 1993-1-10: Table 3.2/b):	No
Preheating (> 100 °C):	No

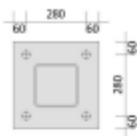
Anchor bolts



Size:	M30
Anchor quality:	A500HW
m:	20 mm
tb:	5 mm
Use maximum for Ft,Rd:	Yes
Ft,Rd:	248.79 kN
c1:	280 mm
c2:	55 mm

Placed relative to:	n	e
	mm	
Top flange	2	-40
Bottom flange	2	-40

Bolt arrangement



Welds

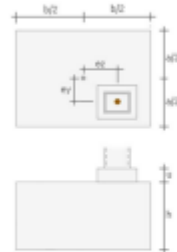


af:	8.0 mm
aw:	8.0 mm

2	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

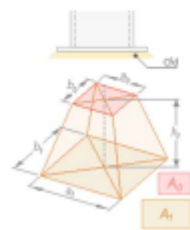
Foundation

Material and geometry



Material:	C25/30
γ_c :	1.50
a:	1100 mm
b:	1100 mm
h:	1000 mm
e_y :	0
e_z :	0
u:	50 mm

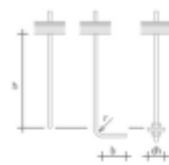
Calculation parameters



Friction coefficient (Cfd):	0.00
Beta j:	0.67
kj:	1.00

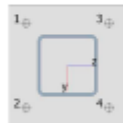
Anchor-concrete interaction

Anchor geometry



Type:	Headed
Surface:	Ribbed
h:	500 mm
b:	50 mm
r:	140 mm
dh:	50 mm

Bolt numbering

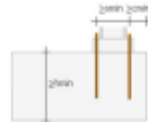


Description:	Residential Building, Budapest	3
Project version:	1.0	
Last modification:	Date...	
Signature:	...	

4(6)

Project Name

Calculations



Check requested:	Yes
Concrete is cracked:	Yes
gamma, Mp:	1.50
gamma, Mc:	1.50
gamma, Msp:	1.50
kcr:	8.50
kucr:	11.90
Ignore cone-failure:	No
Ignore splitting-failure:	No
cmin:	50 mm
smin:	80 mm
hmin:	260 mm

Joint utilization: 71% (LC: 'KT8: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli Y' - Anchorage tension resistance)

2nd order effect (EN 1993-1-1: [6.3])

$$\alpha = 0.49, \lambda = 1.01, \varphi = 1.21, \chi = 0.53$$

$$\Delta M = 0.00 \cdot M$$

Base plate normal force - moment resistance (EN 1993-1-8: [6.2.8]): 33% (LC: 'KT10: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli Y')

Compression capacity, for positive moment

$$f_{yd} = 9.492 \text{ N/mm}^2 \text{ (EN 1992 - 1 - 1: [6.7 (\$2)])}$$

$$c = 106 \text{ mm}, l_{eff} = 400 \text{ mm}, b_{eff} = 200 \text{ mm}$$

$$F_{C,Rd} = 759.33 \text{ kN}$$

$$l_{eff,w} = 0 \text{ mm}, b_{eff,w} = 214 \text{ mm}$$

$$F_{C,Rd,w} = 0.00 \text{ kN}$$

Compression capacity, for negative moment

$$f_{yd} = 9.492 \text{ N/mm}^2 \text{ (EN 1992 - 1 - 1: [6.7 (\$2)])}$$

$$c = 106 \text{ mm}, l_{eff} = 400 \text{ mm}, b_{eff} = 200 \text{ mm}$$

$$F_{C,Rd} = 759.33 \text{ kN}$$

$$l_{eff,w} = 0 \text{ mm}, b_{eff,w} = 214 \text{ mm}$$

$$F_{C,Rd,w} = 0.00 \text{ kN}$$

Column web and flange compression resistance

Column section moment resistance

$$V_{Ed} = 21.64 \text{ kN}$$

Column shear resistance

$$A_v = 2962 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 607.11 \text{ kN}$$

$$\rho = 0.00$$

4	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

$W = 420865 \text{ mm}^3$
 $M_{c,Rd} = 149.41 \text{ kNm}$
 $F_{c,b,Rd} = 778.16 \text{ kN}$
 $N_{0,Rd} = 1518.67 \text{ kN}, N_{max,Rd} = 1518.67 \text{ kN}$
 Tension resistance for negative moment
 End-plate internal forces: $N = -121.29 \text{ kN}, T = 21.64 \text{ kN}, M = -42.35 \text{ kNm}$
 T stub 1
 Parameters and effective lengths at the end-plate
 $m_x = 31 \text{ mm}, e_x = 60 \text{ mm}, w = 280 \text{ mm}$
 $l_{eff,cp} = 194 \text{ mm}, l_{eff,nc} = 159 \text{ mm}, l_{eff,1} = 159 \text{ mm}, l_{eff,2} = 159 \text{ mm}$
 $L_b = 338 \text{ mm}, L_{b,lim} = 34 \text{ mm}$
 Individual capacities
 $F_{T,Rd,ep} = 497.58 \text{ kN}, \text{ Failure mode: 3}$
 Final T – stub capacity: $F_{T,Rd} = 497.58 \text{ kN}$
 Bolt-row capacities
 $F_{t1,Rd} = 497.58 \text{ kN}, h = 236 \text{ mm}$
 Tension capacity: $F_{T,Rd} = 497.58 \text{ kN}$
 $M_{y,Rd,max} = 129.07 \text{ kNm}$
 $M_{z,Rd} = 16.23 \text{ kNm}$
 Anchors must be checked for adequate elongation.

Anchorage tension resistance (CEN/TS 1992-4-2: [6.2]): 71% (LC: 'KT8: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli Y')

Anchor normal and shear forces
 $F_{Ed,1} = 60.69 \text{ kN}, V_{Ed,1} = 5.39 \text{ kN}$
 $F_{Ed,2} = 60.69 \text{ kN}, V_{Ed,2} = 5.39 \text{ kN}$
 $F_{Ed,3} = -20.66 \text{ kN}, V_{Ed,3} = 5.39 \text{ kN}$
 $F_{Ed,4} = -20.65 \text{ kN}, V_{Ed,4} = 5.39 \text{ kN}$

Maximum concrete compression stress
 $\sigma_{c,Ed} = -4.61 \text{ N/mm}^2$

Pull-out failure resistance: 40%
 Topology-independent anchor parameters
 $A_h = 1257 \text{ mm}^2, f_{ck,cube} = 30.00 \text{ N/mm}^2, \psi_{loc,N} = 1.00$
 Dominant anchor: { 2 }
 Normal force and capacity for the dominant anchor
 $F_{Ed,2} = 60.69 \text{ kN}, F_{Rd,p} = 150.80 \text{ kN}$

Concrete cone failure resistance: 71%
 Dominant anchor group: { 1, 2 }

Description:	Residential Building, Budapest	5
Project version:	1.0	
Last modification:	Date...	
Signature:	...	

6(6)

Project Name

Topology-dependent parameters for the dominant anchor group

$$h'_{ef} = 460 \text{ mm}, s'_{cr,N} = 1380 \text{ mm}, A_{c,N}^0 = 1904400 \text{ mm}^2, A_{c,N} = 1210000 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rk,c}^0 = 459.32 \text{ kN}, \psi_{s,N} = 0.88, \psi_{re,N} = 1.00, \psi_{ac,N} = 1.00$$

Normal force and capacity for the dominant anchor group

$$F_{Ed,1,2} = 121.38 \text{ kN}, F_{Rd,c} = 170.87 \text{ kN}$$

Splitting failure resistance: 24%

Topology-independent anchor parameters

$$h_{min} = 260 \text{ mm}, s_{cr,sp} = 780 \text{ mm}, A_{c,N}^0 = 608400 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rk}^0 = 226.19 \text{ kN}, \psi_{h,sp} = 2.45$$

Dominant anchor group: { 1, 2 }

Topology-dependent parameters for the dominant anchor group

$$A_{c,N} = 826800 \text{ mm}^2, \psi_{s,N} = 1.00, \psi_{re,N} = 0.00, \psi_{ac,N} = 1.00$$

Normal force and capacity for the dominant anchor group

$$F_{Ed,1,2} = 121.38 \text{ kN}, F_{Rd,sp} = 503.05 \text{ kN}$$

Blow-out failure resistance: 0%

Not relevant

Shear resistance (EN 1993-1-8: [6.2.2 (§5)]): 7% (LC: 'KT8: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli Y')

$$F_{v,Ed,y} = -0.00 \text{ kN}, F_{v,Ed,z} = 21.57 \text{ kN}, F_{v,Ed} = 21.57 \text{ kN}$$

$$\text{Anchor 1. } F_{1,vb,Rd,y} = 798.26 \text{ kN}, F_{1,vb,Rd,z} = 556.36 \text{ kN}, N_{Ed} = 60.69 \text{ kN}$$

$$\text{Anchor 2. } F_{1,vb,Rd,y} = 556.36 \text{ kN}, F_{1,vb,Rd,z} = 556.36 \text{ kN}, N_{Ed} = 60.69 \text{ kN}$$

$$\text{Anchor 3. } F_{1,vb,Rd,y} = 798.26 \text{ kN}, F_{1,vb,Rd,z} = 798.26 \text{ kN}, N_{Ed} = -20.66 \text{ kN}$$

$$\text{Anchor 4. } F_{1,vb,Rd,y} = 556.36 \text{ kN}, F_{1,vb,Rd,z} = 798.26 \text{ kN}, N_{Ed} = -20.65 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = -0.00 \text{ kN}, F_{2,vb,Rd} = 89.04 \text{ kN}, F_{t,Rd} = 248.79 \text{ kN}$$

Shear resistances of tensioned anchors are reduced by factor $(1 - N_{Ed}/1.4F_{t,Rd})$

$$F_{v,Rd,y} = 312.73 \text{ kN}, F_{v,Rd,z} = 312.73 \text{ kN}, F_{2,v,Rd} = 312.73 \text{ kN}$$

Flange (at the web) weld resistance (EN 1993-1-8: [4.5.3.2 (§1)]): 40% (LC: 'KT8: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli Y')

$$\sigma = 91.02 \text{ N/mm}^2, \tau_{pp} = 91.02 \text{ N/mm}^2, \tau_{pl} = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Rd,1} = 453.33 \text{ N/mm}^2, \sigma_{Rd,2} = 367.20 \text{ N/mm}^2$$

Web weld resistance (EN 1993-1-8: [4.5.3.2 (§1)]): 8% (LC: 'KT9: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli Y')

$$\sigma = -17.99 \text{ N/mm}^2, \tau_{pp} = -17.99 \text{ N/mm}^2, \tau_{pl} = 4.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Rd,1} = 453.33 \text{ N/mm}^2, \sigma_{Rd,2} = 367.20 \text{ N/mm}^2$$

Through-thickness requirements (EN 1993-1-10: [3.2 (§2)])

$$Z_a = 6.00, Z_b = 0.00, Z_c = 6.00, Z_d = 0.00, Z_e = 0.00$$

$$Z_{Ed} = 12.00$$

References

6	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

Liite 7. Pulttivalmistajan liitoslaskelma

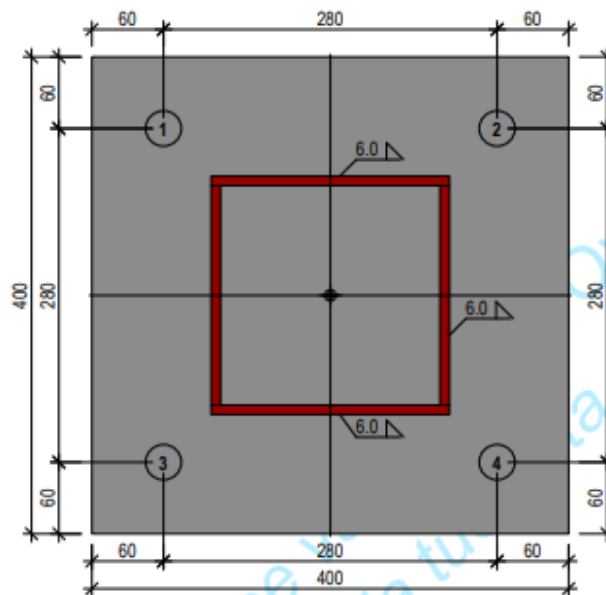
1(6)



A STEEL Peruspulttien laskenta
TulostusPVM 5.12.2022 Klo 10.31.10
Ri-Plan Oy, Joonas Lonka
LUJUUSLASKELMAT

(2022-03-11 Ver 2.34.0.0)
Sivu 1

8. Murtotilanne, pohjalevyn mitoitus



Kuva 1: Pohjalevyn mitat

8.1 Pohjalevyn voimasuuret

- Pohjalevyn laskentamenetelmä: joustava levy (kimmo-plastinen)

Taulukko 1: Pohjalevyn jännitykset ja siirtymät

Kuorma N:o	n [-]	σ_{vert} [N/mm ²]	F_{cy} [N/mm ²]	F_{cd} [N/mm ²]	dZ [mm]	
1	0.19	175.8	-36.2	7.2	0.126	✓
2	0.07	109.5	-23.5	4.4	0.079	✓
3	0.50	288.8	-117.4	8.7	0.251	✓
4	0.80	365.3	-134.7	11.0	0.310	✓

n levyn vertailujännityksen käyttöaste (Eurokoodi 3 kaava 6.1)

 σ_{vert} [N/mm²] levyn maksimi vertailujännitys (von Mises) F_{cy} [N/mm²] profiilin maksimi jännitys F_{cd} [N/mm²] jälkivalun maksimi jännitys

dZ [mm] pohjalevyn maksimi siirtymä

≤ 408.0

≤ 355.0

≤ 28.3

2(6)



A S T E E L Peruspulttien laskenta
TulostusPVM 5.12.2022 Klo 10.31.10
Ri-Plan Oy, Joonas Lonka
LUJUUSLASKELMAT

(2022-03-11 Ver 2.34.0.0)
Sivu 2

8.2 Pultin/tartunnan voimat pohjalevyssä

Leikkausvoiman siirtotapa pohjalevyllä perustukselle:

- käytetään pultteja tai tartuntoja
- kiikaa käytetään leikkausvoiman siirrossa
- kiikakerroin = 0.00

Taulukko 2: Pultin/tartunnan normaali- ja leikkausvoimat ja käyttöasteet

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	NRd [kN]	NExyd [kN]	nxy	Qxyd [kN]
1	ATP30	4	220.4	73.6	0.33	1.2
2	ATP30	4	220.4	73.6	0.33	1.2
3	ATP30	1	220.4	38.1	0.17	6.5
4	ATP30	1	220.4	36.6	0.17	6.5

NRd [kN]

NExyd [kN]

nxy

Qxyd [kN]

pultin/tartunnan normaalivoimakestävyys

pultin/tartunnan normaalivoiman laskenta-arvo vinon taivutuksen suunnassa

pultin/tartunnan normaalivoiman käyttöaste taivutussuunnassa

pultin/tartunnan leikkausvoiman arvo maksimi normaalivoimalla

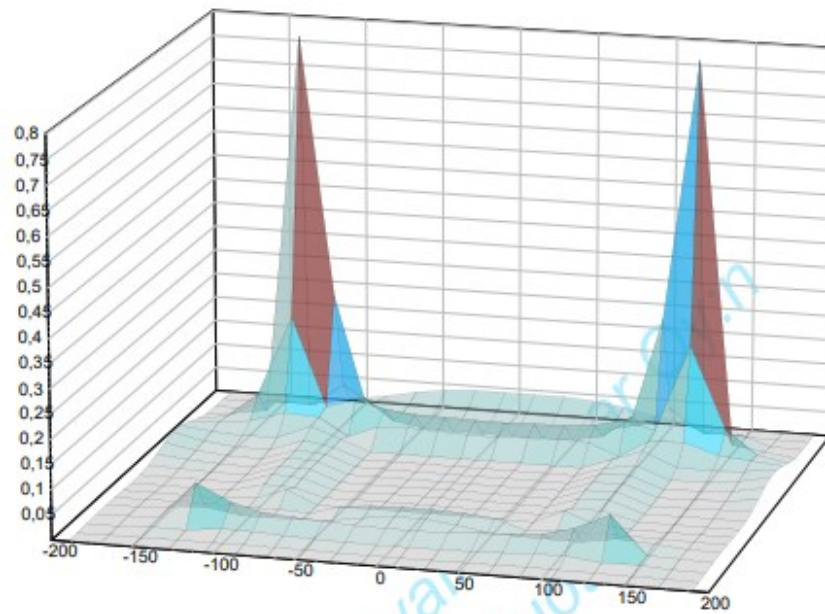
Tuloste koskee vain Anstar Oy:n valmistamia tuotteita.

3(6)

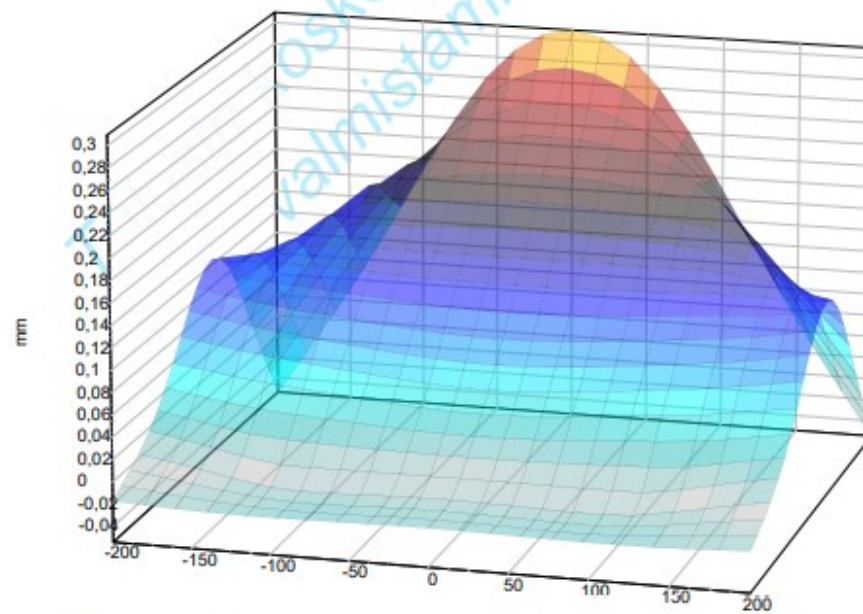


A STEEL Peruspulttien laskenta
 TulostusPVM 5.12.2022 Klo 10.31.10
 Ri-Plan Oy, Joonas Lonka
 LUJUUSLASKELMAT

(2022-03-11 Ver 2.34.0.0)
 Siviu 3



Kuva 2: Mitoittavan kuormitustapauksen 4 pohjalevyn jännityskuvaaja.
 Vertailujännitysten käyttöaste (Eurokode 3 kaava 6.1)



Kuva 3: Mitoittavan kuormitustapauksen 4 pohjalevyn siirtymät.
 Maksimi siirtymä

4(6)



A S T E E L Peruspulttien laskenta
TulostusPVM 5.12.2022 Klo 10.31.10
Ri-Plan Oy, Joonas Lonka
LUJUUSLASKELMAT

(2022-03-11 Ver 2.34.0.0)
Sivu 4

8.3 Profiilin ja pohjalevyn välinen hitsiliitos

- Mitoitettava hitsimateriaali:	S355J2+N		
	Hitsin tyyppi	Koko	Fw,Rd [N/mm ²]
- Ylälaippa:	Piena	6.0	261.7
- Uuma:	Piena	6.0	261.7
- Alalaippa:	Piena	6.0	261.7

Taulukko 3: Hitsijännitykset ja käyttöasteet levyosittain

Kuorma	Ylälaippa		Uuma		Alalaippa		
	N:o	Fw,Ed [N/mm ²]	n [-]	Fw,Ed [N/mm ²]	n [-]	Fw,Ed [N/mm ²]	
1	49.9	0.19	42.3	0.16	48.7	0.19	✓
2	29.8	0.11	22.7	0.09	29.2	0.11	✓
3	137.7	0.53	133.1	0.51	120.4	0.46	✓
4	159.4	0.61	154.5	0.59	108.7	0.42	✓

Fw,Ed [N/mm²] hitsin laskentajännityksen maksimiarvo
Fw,Rd [N/mm²] hitsin laskentalujuuden mitoitusarvo
n hitsin laskentajännityksen käyttöaste

9. Peruspulttien mitoitus

9.1 Peruspultit, jälkivaluopikkileikkaus, normaali- ja leikkausvoimakestävyys

Jälkivaluopikkileikkaus on laskettu jälkivalubetonilla JB600/3. Kestävyydet: EN 1992-4 chapter 6.2.2.3 ja 7.2.2.3.2

Taulukko 4: Peruspultit, normaali- ja leikkausvoimakestävyys jälkivalussa

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	NEd [kN]	NRd,s [kN]	βN	VEd [kN]	VRd,s [kN]	βV	n _i	
1	ATP30	1	38.6	220.4	0.17	0.0	17.0	0.38	0.18	✓
2	ATP30	1	37.1	220.4	0.17	0.0	17.1	0.38	0.17	✓
3	ATP30	1	38.1	220.4	0.17	0.0	17.1	0.38	0.18	✓
4	ATP30	1	36.6	220.4	0.17	0.0	17.2	0.38	0.17	✓

NEd, VEd pultin normaali- ja leikkausvoiman laskenta-arvo
NRd,s, VRd,s pultin normaali- ja leikkausvoiman teräskestävyys
VEd,c kitkan siirtämä osuus pultin leikkausvoimasta pohjalevyn alapinnassa
βN, βV pultin käyttöaste normaali- ja leikkausvoimalle (exp = 1.0)
n_i pultin käyttöaste normaali- ja leikkausvoiman yhdistelylle (exp = 2.0)

9.2 Peruspultit/tartunnat, normaalivoiman betonikestävyys

Peruspulttien normaalivoimakestävyys perustuksessa. Kestävyydet: EN 1992-4 chapter 7.2.1.4, 7.2.1.5, ja 7.2.1.8

Taulukko 5: Peruspultit/tartunnat, normaalivoimakestävyys perustuksessa

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	NEd [kN]	NRd,s [kN]	NRd,c [kN]	n	c1/c2 [mm]	S1 [mm]	c1 L	Ehto	
1	ATP30	4	73.6	220.4	98.3	0.75	110	280	350	5	✓
2	ATP30	4	73.6	220.4	98.3	0.75	110	280	350	5	✓
3	ATP30	1	38.1	220.4	98.3	0.39	110	280	350	5	✓
4	ATP30	1	36.6	220.4	98.3	0.37	110	280	350	5	✓

NEd pultin/tartunnan normaalivoiman laskenta-arvo
NRd,s pultin kierteen/tartunnan normaalivoimakestävyys
NRd,c pultin/tartunnan normaalivoima kestävyys betonissa
n pultin/tartunnan käyttöaste normaalivoimalle betonissa
c1, c2, S1 pultin/tartunnan minimi reuna- ja keskiötäisyydet perustuksessa
L pultin/tartunnan upotussyvyys perustuksessa
mitoitusehto: 1. NRd,s kierre mitoittaa pultin normaalivoimakestävyys
2. NRd,c reunaetäisyys rajoittaa pultin normaalivoimakestävyys
3. NRd,p pull-out rajoittaa pultin normaalivoimakestävyys
4. NRd,cp blow-out rajoittaa pultin normaalivoimakestävyys

5(6)



A STEEL Peruspulttien laskenta
TulostusPVM 5.12.2022 Klo 10.31.10

(2022-03-11 Ver 2.34.0.0)
Sivu 5

Ri-Plan Oy, Joonas Lonka
LUJUUSLASKELMAT

Taulukko 6: Peruspultit/tartunnat, Blow-out, Pull-out normaaliavoimakestävyydet perustuksessa

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	NEd [kN]	NRd,s [kN]	NRd,p [kN]	n1	NRd,cp [kN]	n2	c1 [mm]	
1	ATP30	4	73.6	220.4	422.6	0.17	212.5	0.35	110.0	✓
2	ATP30	4	73.6	220.4	422.6	0.17	212.5	0.35	110.0	✓
3	ATP30	1	38.1	220.4	422.6	0.09	212.5	0.18	110.0	✓
4	ATP30	1	36.6	220.4	422.6	0.09	212.5	0.17	110.0	✓

NEd pultin/tartunnan normaaliavoiman laskenta-arvo
NRd,s pultin kierteen/tartunnan normaaliavoimakestävyys
NRd,p Pull-out kestävyys
n1 Pull-out käyttöaste normaaliavoimalle betonissa
NRd,cp Blow-out kestävyys
n2 Blow-out käyttöaste normaaliavoimalle betonissa
c1 Blow-out laskennan pultin reunaetäisyys

Taulukko 7: Peruspultit/tartunnat, Concrete Cone ja Blow-out, laskentaparametrit

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	NEd [kN]	NRd,s [kN]	hefmax [mm]	Cor.N [mm]	Ac,N [mm ²]	A0c,N [mm ²]	Ac,Nb [mm ²]	A0c,Nb [mm ²]
1	ATP30	4	73.6	220.4	334	150	72420	89618	143000	193600
2	ATP30	4	73.6	220.4	334	150	72420	89618	143000	193600
3	ATP30	1	38.1	220.4	334	150	72420	89618	143000	193600
4	ATP30	1	36.6	220.4	334	150	72420	89618	143000	193600

NEd pultin/tartunnan normaaliavoiman laskenta-arvo
NRd,s pultin kierteen/tartunnan normaaliavoimakestävyys
hefmax pultin/tartunnan kestävyysmukainen efektiivinen max. korkeus
Cor.N pultin/tartunnan kestävyystä vastaava minimi reunaetäisyys
Ac,N Concrete cone murtokartion pinta-ala
A0c,N Concrete cone murtokartion referenssipinta-ala
Ac,Nb Blow-out murtokartion pinta-ala
A0c,Nb Blow-out murtokartion referenssipinta-ala

9.3 Peruspultit/tartunnat, leikkausvoiman betonikestävyys

Peruspulttien leikkausvoimakestävyys perustuksessa. Kestävyys: EN 1992-4 chapter 7.2.2.5

Taulukko 8: Peruspultit/tartunnat, leikkauskestävyydet perustuksessa

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	VExd [kN]	VRd,cx [kN]	n1	Ehto	VEyd [kN]	VRd,cy [kN]	n2	Ehto	
1	ATP30	1	6.5	13.5	0.48	1	0.0	15.6	0.00	1	✓
2	ATP30	1	6.5	11.5	0.56	1	0.0	15.6	0.00	1	✓
3	ATP30	1	6.5	13.5	0.48	1	0.0	15.6	0.00	1	✓
4	ATP30	1	6.5	11.5	0.56	1	0.0	15.6	0.00	1	✓

VExd, VEyd pultin/tartunnan leikkausvoiman laskenta-arvo
VRd,cx, VRd,cy pultin/tartunnan leikkausvoiman kestävyys
n1, n2 pultin/tartunnan käyttöaste leikkausvoimalle
Mitoitusehto:
1. ei tarvita leikkausraudoitusta
2. tarvitaan haka- ja pintaraudoitus
3. tarvitaan pultti-/tartuntakohtaiset leikkaushaajat
4. pultin/tartunnan Pry-out kestävyys määräävä
5. pultin/tartunnan teräisleikkauskestävyys on määräävä
6. pultti/tartunta on liian lähellä betonireunaa leikkausvoimalle

Taulukko 9: Peruspultit/tartunnat, leikkauskestävyyden laskennan reunaetäisyydet

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	C1 [mm]	C2 [mm]	S21/S22 [mm]	C1 [mm]	C2 [mm]	S21/S22 [mm]
1	ATP30	1	465	110	140/110	110	185	165/140
2	ATP30	1	185	110	140/110	110	185	140/165
3	ATP30	1	465	110	110/140	110	185	165/140
4	ATP30	1	185	110	110/140	110	185	140/165

C1 reunaetäisyys leikkausvoiman suuntaan, X-, Y-suunnat
C2 reunaetäisyys sivusuuntaan (laskenta-arvo), X-, Y-suunnat
S11, S12 pultti-/tartuntaväli X-suuntaan jos määräävä
S21, S22 pultti-/tartuntaväli Y-suuntaan jos määräävä

6(6)



ASTEEL Peruspulttien laskenta
TulostusPVM 5.12.2022 Klo 10.31.10
Ri-Plan Oy, Joonas Lonka
LUJUUSLASKELMAT

(2022-03-11 Ver 2.34.0.0)
Sivu 6

Taulukko 10: Peruspultit/tartunnat, leikkauskestävyyden laskentaparametrit, X-suuntaan

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	dnom [mm]	α	lf [mm]	β	Ccr [mm]	C'1 [mm]	Ac,V [mm]	A0c,V [mm]	V0Rk,c [kN]
1	ATP30	1	30.0	0.074	256.0	0.058	465.0	465.0	174375	973013	151.1
2	ATP30	1	30.0	0.118	256.0	0.070	185.0	185.0	69375	154013	46.9
3	ATP30	1	30.0	0.074	256.0	0.058	465.0	465.0	174375	973013	151.1
4	ATP30	1	30.0	0.118	256.0	0.070	185.0	185.0	69375	154013	46.9

Taulukko 11: Peruspultit/tartunnat, leikkauskestävyyden laskentaparametrit, Y-suuntaan

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	dnom [mm]	α	lf [mm]	β	Ccr [mm]	C'1 [mm]	Ac,V [mm]	A0c,V [mm]	V0Rk,c [kN]
1	ATP30	1	30.0	0.153	256.0	0.077	110.0	110.0	50325	54450	25.3
2	ATP30	1	30.0	0.153	256.0	0.077	110.0	110.0	50325	54450	25.3
3	ATP30	1	30.0	0.153	256.0	0.077	110.0	110.0	50325	54450	25.3
4	ATP30	1	30.0	0.153	256.0	0.077	110.0	110.0	50325	54450	25.3

dnom kierteen/tartunnan ominaishalkaisija
 α, β laskentakertoimet
lf pultin/tartunnan laskentapituus leikkausvoimalle
Ccr minimi reunaetäisyys leikkausvoiman suuntaan
C'1 modifioitu reunaetäisyys leikkausvoiman suuntaan
Ac,V leikkauksen murtokartion todellinen pinta-ala
A0c,V leikkauksen murtokartion referenssipinta-ala
V0Rk,c pultin/tartunnan karakteristinen leikkauskestävyys

9.4 Peruspultit/tartunnat, normaali- ja leikkausvoiman yhdistely perustuksessa

Peruspulttien normaali- ja leikkausvoiman yhdistelyn kestävyys perustuksessa. Kestävyys: EN 1992-4 chapter 7.2.3.1

Taulukko 12: Peruspultit/tartunnat, normaali- ja leikkausvoimakestävyys, yhdistely

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	NEd [kN]	NRd,c [kN]	βN	VEdx [kN]	VRd,c1 [kN]	βV	n1	
1	ATP30	1	38.6	98.3	0.39	6.5	13.5	0.48	0.73	✓
2	ATP30	1	37.1	98.3	0.38	6.5	11.5	0.56	0.78	✓
3	ATP30	1	38.1	98.3	0.39	6.5	13.5	0.48	0.72	✓
4	ATP30	1	36.6	98.3	0.37	6.5	11.5	0.56	0.78	✓

Pultti N:o	Pultti	Kuorm. tapaus	NEd [kN]	NRd,c [kN]	βN	VEdy [kN]	VRd,c2 [kN]	βV	n2	
1	ATP30	4	73.6	98.3	0.75	1.2	15.6	0.08	0.69	✓
2	ATP30	4	73.6	98.3	0.75	1.2	15.6	0.08	0.69	✓
3	ATP30	1	38.1	98.3	0.39	0.0	15.6	0.00	0.32	✓
4	ATP30	1	36.6	98.3	0.37	0.0	15.6	0.00	0.31	✓

NEd pultin/tartunnan normaaliavoiman laskenta-arvo
NRd,c pultin/tartunnan normaaliavoimakestävyys betonissa
 βN pultin/tartunnan normaaliavoiman käyttöaste
VEdx, VEdy pultin/tartunnan leikkausvoiman laskenta-arvo
VRd,c1, VRd,c2 pultin/tartunnan leikkausvoimakestävyys X- ja Y-suuntaan
 βV pultin/tartunnan leikkausvoiman käyttöaste
n1, n2 pultin/tartunnan normaaliavoiman ja leikkauksen käyttöaste X- ja Y-suuntaan

Liite 8. Teräspilarin momenttiliitos

1(4)



HEADER
StruSoft • FEM-DESIGN

SJ.8.1

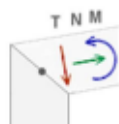
Load combination: 'KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X'

Member data



	Member 1	Member 2
Cross-section	KKR 200x200x8	KKR 120x120x8
Material	S 355	S 355
Y _{M0}	1.00	1.00
Y _{M1}	1.00	1.00
Y _{M2}	1.25	1.25
Y _{M5}	1.00	1.00
Rotated	No	No
a [mm]	-	14
b [mm]	-	1000

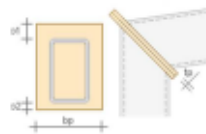
Load combinations



No.	Name	N T M		
		kN	kN	kNm
X 1	SJ.8.1: KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli X	-35	5.6	0.00

Beam

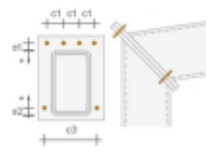
End-plate



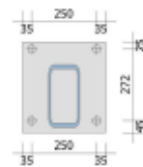
Material:	S 355
Y _{M0} :	1.00
Y _{M1} :	1.00
Y _{M2} :	1.25
Y _{M5} :	1.00
tp:	16 mm
bp:	320 mm
o1:	85 mm
o2:	20 mm
Weld buttering (EN 1993-1-10: Table 3.2/b):	No
Preheating (> 100 °C):	No

2(4)

Project Name

Bolts

Size:	HR-M16
Quality:	8.8
Prestressed:	No
Flip:	No
Washer at nut:	Yes
Washer at bolt head:	Yes
n:	2
c1:	250 mm
c3:	250 mm
e1:	-60 mm
e2:	25 mm

Bolt arrangement**Welds**

af:	10 mm
aw:	10 mm

Calculation

Tension boltrows for shear: No

Column**Welds**

af:	10 mm
aw:	10 mm

2	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.

3(4)

Project Name

Joint utilization: 89% (Beam bottom flange weld check for plate strength)

Moment resistance (EN 1993-1-8: [6.2.7]): 0%

End-plate internal forces: $N = -22.43$ kN, $T = -27.11$ kN, $M = 0.00$ kNm

T stub 1

Parameters and effective lengths at the end-plate

 $m_x = 49$ mm, $e_x = 25$ mm, $w = 250$ mm $l_{eff,cp} = 223$ mm, $l_{eff,nc} = 148$ mm, $l_{eff,t1} = 148$ mm, $l_{eff,t2} = 148$ mm

Individual capacities

 $F_{T,Rd,ep} = 152.63$ kN, Failure mode: 2Final T – stub capacity: $F_{T,Rd} = 152.63$ kN

Beam web and flange compression resistance

No compressed haunch is applied.

Beam section moment resistance

 $V_{Ed} = -27.11$ kN

Beam shear resistance

 $A_v = 1682$ mm² $V_{pl,Rd} = 344.77$ kN $\rho = 0.00$ $W = 137813$ mm³ $M_{c,Rd} = 48.92$ kNm $F_{c,b,Rd} = 436.82$ kN

Bolt-row capacities

 $F_{t1,Rd} = 152.63$ kN, $h = 289$ mm $F_{t2,Rd} = 0.00$ kN, $h = 17$ mmJoint moment capacity: $M_{Rd} = 44.09$ kNm

Shear resistance (EN 1993-1-8: [3.6.1]): 22%

 $V_{Ed} = -27.11$ kN $F_{v,Rd} = 60.29$ kN (threaded) $F_{b,Rd,end-plate,row 2} = 261.12$ kN ($\alpha_b = 1.00$, $k_1 = 2.50$) $V_{Rd} = 120.58$ kN

Beam bottom flange weld check for plate strength (EN 1993-1-8: [4.5.3]): 89%

 $a_f = 10.00$ mm $a_{min} = 8.9$ mm

Column bottom flange weld check for plate strength (EN 1993-1-8: [4.5.3]): 89%

 $a_f = 10.00$ mm $a_{min} = 8.9$ mm

Description:	Residential Building, Budapest
Project version:	1.0
Last modification:	Date...
Signature:	...

3

4(4)

Project Name

Beam web weld check for plate strength (EN 1993-1-8: [4.5.3]): 89%

 $a_w = 10.00$ mm $a_{min} = 8.9$ mm

Column web weld check for plate strength (EN 1993-1-8: [4.5.3]): 89%

 $a_w = 10.00$ mm $a_{min} = 8.9$ mm

Through-thickness requirements (EN 1993-1-10: [3.2 (§2)])

 $Z_a = 6.00$, $Z_b = 0.00$, $Z_c = 4.00$, $Z_d = 0.00$, $Z_e = 0.00$ $Z_{Ed} = 10.00$

4	Customer:	Name
	Project:	Residential Building
	Designer:	FEM-Design
	Revision:	1a.