

KARELIA-AMMATTIKORKEAKOULU
Rakennustekniikan koulutus

Mitro Purkunen

Teräsrakenteisen kolminivelkehän rakenneanalyysi

Opinnäytetyö
Toukokuu 2021



OPINNÄYTETYÖ
Toukokuu 2021
Rakennustekniikan koulutus

Tikkarinne 9
80200 JOENSUU
+358 13 260 600

Tekijä
Mitro Purkunen

Nimeke
Teräsrakenteisen kolminivelkehän rakenneanalyysi

Toimeksiantaja
Suunnitteluryhmä Karrak Oy

Tiivistelmä

Opinnäytetyössä käsiteltiin teräsrakenteisen kolminivelkehä-teollisuusrakennuksen toimintaperiaatteet, kehän kokonaistarkasteluun liittyvät huomiot, liitosten vaikutus, sekä kehään liittyvät rakenteelliset mitoitukset Eurokoodi 3:n mukaan. Työssä pyrittiin selventämään teräsrakenteisten kehien suunnittelua ja niihin liittyviä huomiottavia seikkoja.

Työn tavoitteena oli perehtyä tarkemmin Eurokoodissa esitettyihin mitoituskaavoihin, joiden laskentaan Eurokoodi ei suoranaisesti anna ohjeistusta. Tavoitteena oli myös perehtyä liitosten vaikutukseen kolminivelkehän tapauksessa, sekä löytää yleispätevä ratkaisu teräsrakenteisen teollisuusrakennusten kehärunkoon.

Tämä opinnäytetyö tehtiin toimeksiantona Suunnitteluryhmä Karrak Oy:lle. Yritys on Joensuussa ja Kuopiossa toimiva insinööritoimisto, jonka palveluihin kuuluu rakennussuunnittelu, rakennuttaminen, rakennusvalvonta ja rakennesuunnittelu. Yritys toimii maanlaajuisesti ja toteuttaa kokoluokiltaan lähes kaikenkokoisia rakennushankkeita.

Työssä hyödynnettiin FEM-mallintamista, jolloin voidaan varmistua käsinlaskennan tuloksien oikeellisuudesta, sekä perehtyä käytetyn ohjelmiston laskenta-asetuksiin ohjelmiston jatkokäyttöä varten. Opinnäytetyö tehtiin Eurokoodin ohjeistusten mukaisesti. Työn aineistona käytettiin myös Teräsrakenneyhdistyksen ja Suomen Rakennusinsinöörien liiton tuottamaa kirjallisuutta.

Opinnäytetyö selventää teräksisten kehärakenteiden suunnittelua ja antaa lukijalle tietoa liitosjäykkyyksien käytöstä kokonaistarkasteluissa. Lukija saa myös olennaista tietoa teräsrakenteiden mitoituksesta.

Kieli
suomi

Sivuja 107
Liitteet 13
Liitesivumäärä 19

Asiasanat
kolminivelkehä, teräsrakentaminen, stabiilitetti, liitosjäykkyys



THESIS
May 2021
Degree Programme in Construction
Engineering

Tikkarinne 9
80200 JOENSUU
FINLAND
+ 358 13 260 600

Author
Mitro Purkunen

Title
Structural Analysis of a Three-Hinged Steel Frame

Commissioned by
Suunnitteluryhmä Karrak Oy

Abstract

The main point of this thesis was to study the principles of three-hinged steel frame for industrial usage, structural frame analysis, analyze the effects of connection stiffness and structural design according to Eurocode 3. The thesis seeks to clarify steel frame design and related design details.

The aim of this thesis was to take a closer look to design formulas provided by Eurocode and get acquainted with the formulas to which Eurocode does not give straight answers. In addition, one objective was to study in more detail the effects of the connection stiffnesses on three-hinged steel frame and find a universal solution to steel frames for the needs of industrial usage.

The project was designed to Suunnitteluryhmä Karrak Oy. The company is based in Joensuu and Kuopio and its main services are construction planning, contracting, supervision and structural design. The company is operating nationwide and carries out construction projects of almost all sizes.

To confirm the accuracy of the hand calculations, this thesis utilizes FEM-software and furthermore can verify the authenticity of right calculation parameters in the software. The study follows the specifications of Eurocode design. Other literature for the theoretical base was also used. The most frequently used sources including Eurocode, were Finnish Steel Association and Finnish Association of Civil Engineers.

The thesis clarifies the design of steel frame structures and provides the reader with information on the use of joint stiffnesses in structural analysis. The reader also receives essential information about the design of steel structures.

Language
Finnish

Pages 107
Appendices 13
Pages of Appendices 19

Keywords
three-pinned frame, steel construction, stability, joint stiffness

Sisältö

1	Johdanto	6
2	Eurokoodi ja teräsrakentaminen	7
2.1	Eurokoodi.....	7
2.2	Kuormitusperusteet.....	8
2.3	Teräsrakentaminen	8
2.4	Teräsrakenteiden eurokoodimitoitus	9
3	Kolminivelkehä.....	9
3.1	Kehärakenteet	9
3.2	Teräsrakenteisten rakennusten yleisjäykistys	10
3.3	Kolminivelkehän edut.....	11
3.3.1	Kohteen esittely	13
3.4	Liitokset ja niiden vaikutus	14
3.4.1	Perustusliitos.....	14
3.4.2	Kehän nurkkaliitos.....	16
3.4.3	Harjaliitos	19
3.5	Kehien kokonaistarkastelu ja stabiilius	20
3.5.1	Sauvan stabiliteetti, nurjahdus ja kiepahdus	22
3.6	FEM-mallinnuksen käyttö käsinlaskennan tukena	26
3.6.1	Dlubal Rfem	27
4	Mitoitus käsinlaskentana	27
4.1	Kuormitusten määrittäminen	27
4.1.1	Lumikuorma	28
4.1.2	Tuulikuorma	30
4.1.3	Epätarkkuudet.....	38
4.2	Staattisen mallin kuormitusten laskenta.....	39
4.2.1	Murtorajatilan mitoitus.....	40
4.2.2	Käyttörajatilan mitoitus.....	40
4.2.3	Rajatilamitoitus osavarmuusmenetelmällä	41
4.3	Profiilin rasiusten laskenta ja mitoitus	44
4.3.1	Puristuskestävyys	47
4.3.2	Leikkauskestävyys.....	47
4.3.3	Taivutuskestävyys	48
4.3.4	Taivutus- ja leikkaus	49
4.3.5	Taivutus- ja aksiaalinen voima	49
4.4	Sauvan mitoitus	50
4.4.1	Sauvan nurjahdus.....	50
4.4.2	Sauvan kiepahdus	57
4.4.3	Sauvojen taivutus ja aksiaalinen puristus	65
5	FEM-laskenta.....	70
5.1	Mallin luonti ja raja-arvot.....	70
5.2	Kuormitusten määrittäminen	73
5.3	Rasiusten laskenta	75
5.4	Mallin teräsrakenteiden mitoitus	75
6	Käsinlaskennan ja FEM-laskennan tulosten vertailu	76
7	Kolminivelkehän laskenta käyttäen liitosjäykkyksiä	80
8	Pohdinta.....	85
	Lähteet.....	87

Liitteet

- Liite 1. Perustusliitoksen jäykkyyden laskenta
- Liite 2. Tuulikuormien laskenta
- Liite 3. Poikkileikkausluokituksen laskenta
- Liite 4. Puristus, leikkaus, taivutus, taivutuksen ja leikkauksen, sekä taivutuksen ja aksiaalisen voiman mitoituslaskenta
- Liite 5. Nurjahduspituuden ja nurjahduskuorman mitoitusarvon määrittäminen
- Liite 6. Kehän 1. nurjahdusmuoto ja L_{cr} -laskenta
- Liite 7. Kimmoteorian kriittisen taivutusmomentin ja kiepahduksen mitoitusarvon laskenta
- Liite 8. Kehän pilarin taivutuksen ja aksiaalisen puristuksen mitoitus stabiiliuden suhteen
- Liite 9. Kehän nurkkaliitos
- Liite 10. Kehän harjaliitos
- Liite 11. Pilarin mitoitus
- Liite 12. Pilarin rasitukset MRT ja KRT
- Liite 13. Palkin rasitukset MRT ja KRT

1 Johdanto

Teräsrakentaminen on parhaimmillaan, kun joudutaan tekemään vaativia rakennuksen muotoja, esimerkiksi suuria avoimia tiloja, kuten teollisuusrakennukset tai tapahtumarakennukset sekä silloin kun rakennus on epätavallisen muotoinen. Tällaisiin kohteisiin ei välttämättä muista rakennusmateriaaleista löydy ratkaisua. Suurista vaikuttavista rakennuksista tunnistettavina esimerkkeinä toimivat Länsiterminaali 2, Keskustakirjasto Oodi ja Olympiastadionin perusparannus sekä uudistaminen.

Tässä opinnäytetyössä perehdytään teräsrakenteisiin kehäjäykistyksellä toteutettaviin rakennuksiin sekä teräsrakenteiden suunnitteluun yleispätevästi. Kehärakenteet ovat erinomainen tapa rakentaa pieniä ja keskisuuria avoimia tiloja.

Teräsrakenteiset kolminivelkehät ovat Suomessa kiistanalaisessa asemassa. Suomeen on tehty 1990-luvulla useita ratsastusmaneeseja, sekä muita rakennuksia käyttäen kolminivelkehän periaatteita. Osa näistä on saanut korjauskehoituksia sortumisriskin vuoksi ja osa on jopa sortunut äkillisesti. Syitä äkillisiin sortumiin ovat olleet rakennusten puutteellinen suunnittelu ja toteutus. (Onnettomuustutkintakeskus 2013, 3.) Tämä kertoo osaltaan siitä, kuinka suunnittelun ja toteutuksen kannalta vaativasta rakennejärjestelmästä on kyse. Muita syitä voivat olla myös kolminivelkehien mitoittamisen haasteellisuus ilman nykyaikaisia laskentaohjelmistoja. Nykyisin suunnittelijoilla on käytössään luotettavat laskentaohjelmat, sekä ehkä jopa tärkeämpänä seikkana yhteinen ja laadukas mitoitusstandardi Eurokoodi -sarja.

Tässä opinnäytetyössä on tarkoitus suunnitella teräsrakenteinen teollisuusrakennus, jonka käyttötila on mahdollisimman avoin, jolloin sen käyttötarkoitus voi vaihdella varastotiloista maatalouden tarpeisiin. Työn tarkoituksena on perehtyä teräsrakenteilla käytettäviin rakennejärjestelmiin ja valinnan myötä tuleviin yksityiskohtiin, jotta voidaan varmistua rakenteiden oikeanlaisesta toiminnasta. Työ etenee yleisen tiedon esittämisestä valitun rakennejärjestelmän toimintape-

riaatteisiin ja sen pääpiirteisiin. Kun lukijalla on käsitys esitellyistä asioista, voidaan syventyä tarkemman mitoitusteorian esittelyyn. Työssä olennaista on käsinlaskennan ja tietokoneavusteisen suunnittelun yhteneväisyys, jotta voidaan varmistua oikeanlaisesta mitoitustenmenettelystä. Lopuksi esitetään työn lopputuloksia ja miten ne vertautuvat esitettyihin ratkaisuihin.

Opinnäytetyön sisältö rajataan siten, että se säilyy laadukkaana ja työn määrä ei kasva liian suureksi. Rajauksia tehdään palomitoituksen, jatkuvan sortuman, sekä joidenkin mitoitustapauksien osalta. Esimerkiksi käyttörajatilojen siirtymien laskentaa ei tehdä käsinlaskentana, sillä se on haasteellista, kun käytetään kokonaisanalyysissä liitosjäykkyyksiä.

Tarkoituksena on keskittyä yksittäisen kehän suuntaiseen analysointiin. Rakennuksen kokonaisjäykistykseen ei perehdytä tarkemmin. Opinnäytetyöstä rajataan myös pois rakennuksen vesikaton, ulkoseinien, sekä perustusrakenteiden tutkinta. Myös liitosten mitoitustarkastelu ja liitosten jäykkyyden laskenta jätetään pois siltä osalta, mitä ei voi Rfem:n tarjoamien lisäosien puitteissa toteuttaa, pois lukien perustusliitoksen jäykkyyden arviointi. Perustusliitoksen jäykkyyttä arvioidaan käsinlaskentana SFS-EN 1993-1-8 ohjeistuksen mukaisesti.

2 Eurokoodi ja teräsrakentaminen

2.1 Eurokoodi

Eurokoodi-sarja on tehty yhtenäistämään Euroopan talousyhteisön rakentamisen teknistä suunnittelua ja toteutusta. Vuonna 1975 on otettu ensimmäiset askeleet Eurokoodi-järjestelmän käyttöönotosta. (SFS-EN 1990, 12.) Jo 1990-luvun alussa on saatu ensimmäiset Eurokoodin esistandardit (ENV), joiden perusteella on tehty kansallisia sovellutusasiakirjoja (NAD), jotka taas ohjaavat Eurokoodin sopivuutta jokaisessa maassa. Vuosien 1998–2006 aikana näitä esistandardeja (ENV) on muutettu virallisiksi standardeiksi (EN) ja niiden virallinen käyttöönotto

on voinut alkaa viranomaisten laatimien Kansallisten liitteiden myötä. (Kouhi 2015a, 3.)

Eurokoodin tavoitteena on antaa työkalut suunnittelijoille tehdä suunnitelmat siten, että rakennukset täyttävät niille määritetyt vaatimukset, erityisesti mekaanisen lujuuden ja vakauden, sekä täyttämään paloturvallisuuden vaatimukset. Sen tavoitteena on myös yhtenäistää jäsenvaltioiden suunnitteluperusteita. (SFS-EN 1990, 12.)

2.2 Kuormitusperusteet

Rakenteiden kuormitusperusteiden tulkinnassa käytetään yleisesti RIL 201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat -kirjaa, joka on tehty selkeyttämään Eurokoodin tulkintaa. Tämän kirjan lisäksi tulee suunnittelijalla olla myös Eurokoodin osa, jota käytetään rakennuksen suunnittelussa (RIL-201-1-2017, 19). RIL 201-1-2017 kuuluu Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL:in julkaisemaan ohjekirjasarjaan. RIL:in julkaisemat teokset ovat yleisesti hyväksytyjä hyvää rakennustapaa noudattavia julkaisuja. Tässä opinnäytetyössä kuormitusten määrittämisessä käytetään apuna myös Eurokoodeja, sekä niihin sovellettavia Kansallisia liitteitä.

2.3 Teräsrakentaminen

Teräksen etuja rakennusmateriaalin käyttämisessä ovat sen muunneltavuus. Teräksestä voidaankin tehdä lähes minkä tahansa muotoisia rakennuksia. Sitä käytetäänkin tyypillisesti teollisuus-, toimisto- ja julkisten tilojen rakentamisessa. Teräksen käyttö mahdollistaa myös todella pitkät jännevälit, tästä esimerkkinä ovat siltarakenteet. Teräksiset rakenneosat ovat myös mittatarkkoja, nopeita asentaa, kevyitä kuljettaa sekä nostaa. (Kaitila 2010, 10.)

Teräksen lähes ainoita heikkouksia ovat palosuojaamattoman teräksen äkillinen lujuuden menetys sekä suuret muodonmuutokset palotilanteessa (Kaitila 2010, 125). Vaikkakin teräsrakenteiden palomitoitus on kriittinen teräksen palonkeston

ominaisuuksien takia, palomitoitusta ei tässä opinnäytetyössä tehdä. Tämänhetkisessä rakentamisessa käydään paljon keskustelua rakentamisen ympäristövaikutuksista, jossa teräksen käytön vaikutusta on haastavaa arvioida.

2.4 Teräsrakenteiden eurokoodimitoitus

Eurokoodi 3-Teräsrakenteiden suunnittelu on osa, joka käsittelee teräksen käyttöä rakennusmateriaalina. Siihen sisältyy osat EN-1993-1-1 – EN-1993-1-12, sekä osat EN-1993-2 – EN-1993-6.

Tässä opinnäytetyössä aion käyttää rakenneosien mitoitukseen pääsääntöisesti osia SFS-EN 1993-1-1 Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, SFS-EN 1993-1-5 Levyrakenteet, sekä SFS-EN 1993-1-8 Liitosten mitoitus. Muut osat eivät lähtökohtaisesti liity tässä opinnäytetyössä teräksisen kolminivelkehän tarkasteluun.

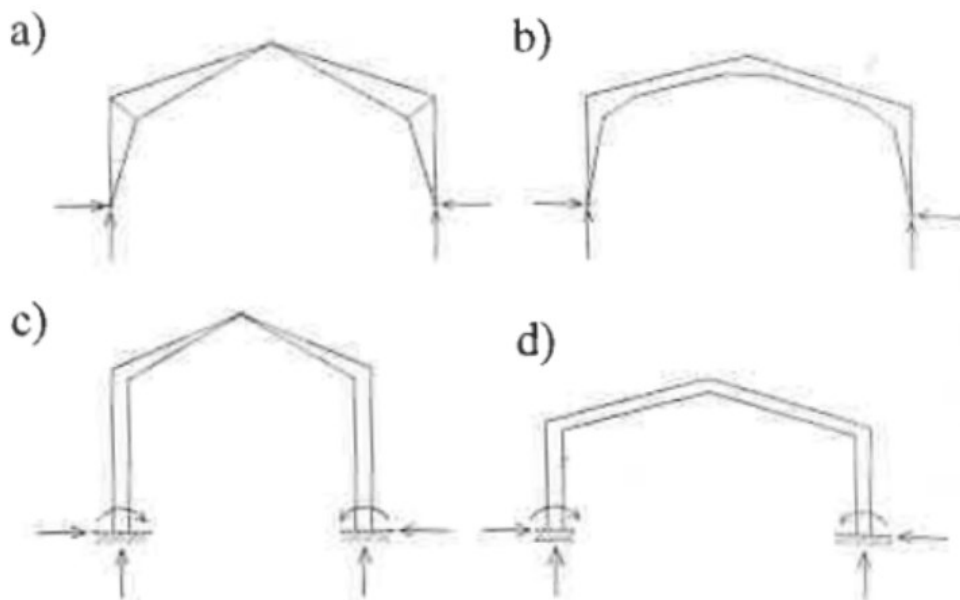
Todettakoon kuitenkin, että Eurokoodi ei anna kaikkeen vastausta, joten joudutaan turvautumaan myös muihin lähteisiin. Virallisen Eurokoodin taustalla on kuitenkin tehty valtava määrä tutkimustyötä, johon voi tarvittaessa turvautua, koska Eurokoodin tarkoitus on olla osittain yleispätevä. Tätä tutkimustietoa voi löytää tutkimalla esimerkiksi Kouhin Teräsrakenneyhdistykselle tehtyjen teoksien lähdeluettelo.

3 Kolminivelkehä

3.1 Kehärakenteet

Uutta rakennusta suunnitellessa rakennesuunnittelija valitsee, millä rakennemallilla rakennus toteutetaan (Kouhi 2015a, 62). Valittu rakennemalli määrittää rakennejärjestelmään liittyvät muuttujat, kuten liitosten toimintaperiaatteet. Rakennemallin tulee perustua yleisiin käytäntöihin ja teorioihin (SFS-EN 1990, 66.)

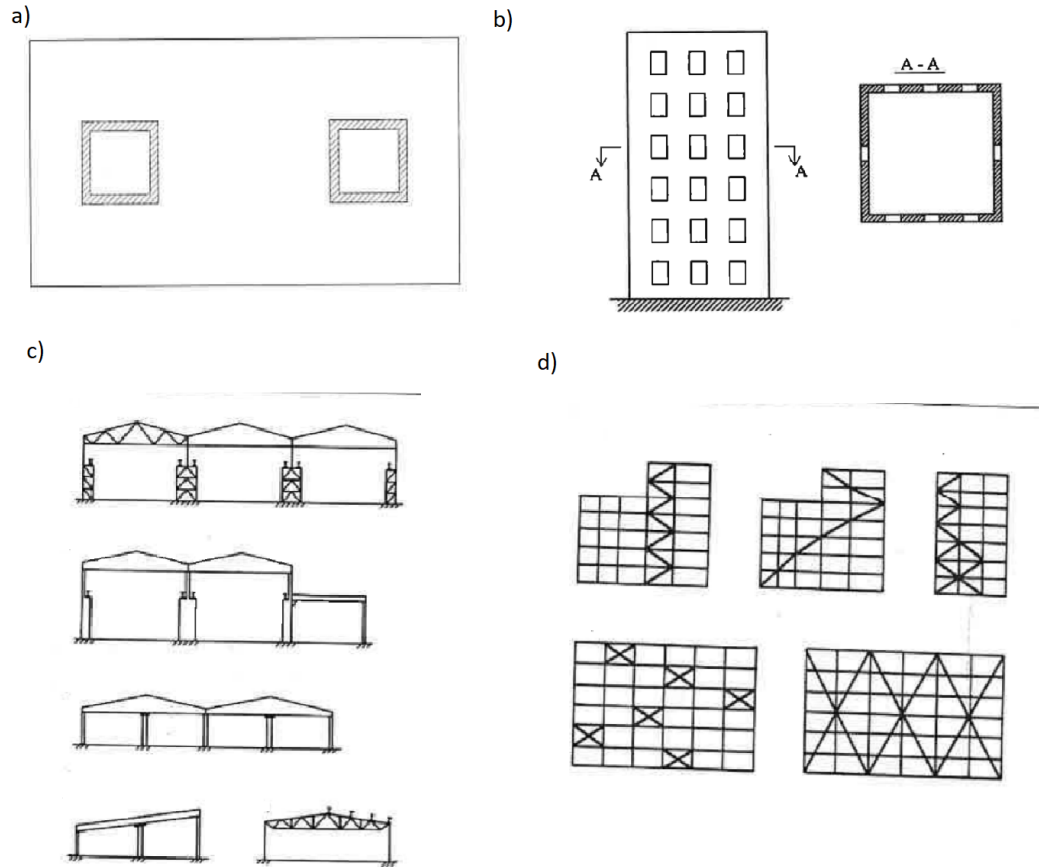
Toimeksiantajan toiveesta valitaan tässä opinnäytetyössä rakennemalliksi yleisesti käytössä oleva kolminivelkehä, joka esitetään kuvassa 1. Myöhemmissä luvuissa kuvataan kolminivelkehän erityispiirteitä, sekä teräksen ominaisuuksia kehärakenteissa. Lyhyesti kolminivelkehän peruseriaatteena on se, että sen perustusliitos on nivelellinen, nurkkaliitos on momenttijäykkä ja harjaliitos on nivel.



Kuva 1. Jäykkänurkkaisia kehiä, jossa a on kolminivelkehä, b on kaksinivelkehä, c on jäykkäkantainen kehä harjanivelellä ja d on jäykkäkantainen kehä (Kaitila 2010, 119).

3.2 Teräsrakenteisten rakennusten yleisjäykistys

Yleisimpiä teräsrakenteisissa rakennuksissa käytettäviä jäykistysjärjestelmiä ovat ristikkojäykistys, jossa siteet tai diagonaalisauvat jäykistävät halutun tason, sekä kehäjäykistys, jossa vaaka- ja pystyrakenteiden väliset nurkat jäykistävät rakennuksen. Muita mahdollisia jäykistysjärjestelmiä ovat levyjäykistys, mastojäykistys, sydänjäykistys, sekä putkijäykistys. (Kaitila 2010, 117-121.) Yleisimpiä jäykistysjärjestelmiä esitetään kuvassa 2.



Kuva 2. Yleisiä jäykistysjärjestelmiä, jossa a on sydänmasto, b on putkijäykistys, c on mastokehä ja d on monikerroksisen rakennuksen pystyristikko (Kaitila 2010, 118-121).

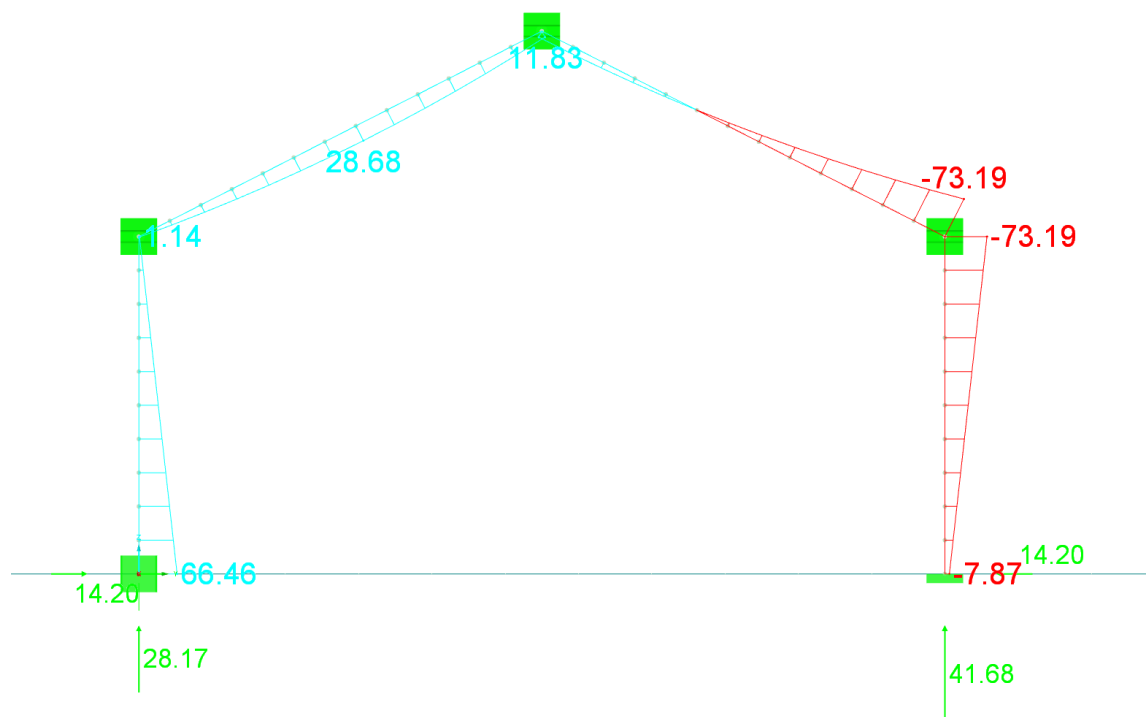
Jäykistysjärjestelmän toimintaperiaate voi määräytyä rakennuksen käyttötarkoituksen, rakennejärjestelmän taloudellisuuden, sekä maaperän ominaisuuksien mukaan (Kaitila 2010, 117). Esimerkiksi jos halutaan avoimia muuntojoustavia tiloja, on levyjäykistys tällöin haastavaa toteuttaa, mikäli vaakavoimia vastaanottavia jäykistäviä seiniä ei ole mahdollista sijoitella rakennuksen käyttötarkoituksen takia.

3.3 Kolminivelkehän edut

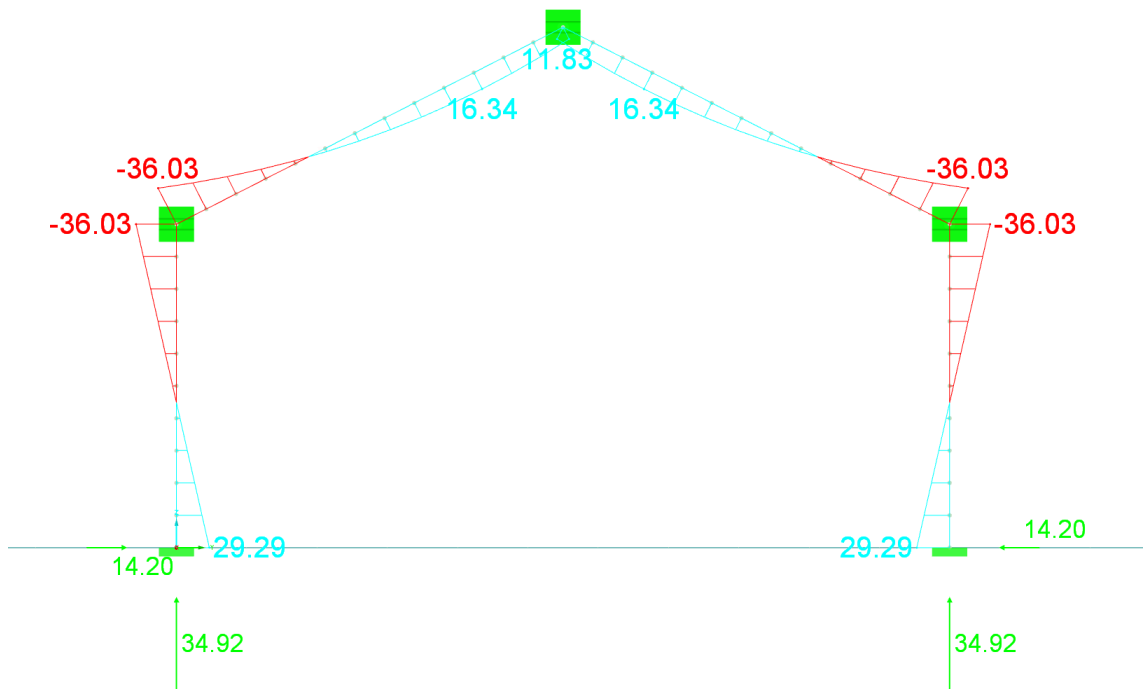
Rakennejärjestelmän haarukointia tehdään usein jo suunnitteluprosessin alkuvaiheissa. Haarukointivaihe on tehty aiemmin toimeksiantajan puolesta, jolloin voi-

daan keskittyä kolminivelkehän toimintaperiaatteisiin. Valitsemalla rakennemalliksi kolminivelkehä pyritään saamaan materiaalisäästöjä muihin jäykistysmenetelmiin verrattuna, pyrkiä löytämään yleispätevä ratkaisu maaperästä riippumatta ja tehdä rakennuksen käyttötilasta mahdollisimman avoin.

Kolminivelkehä on staattisesti määrätty rakenne, joka tarkoittaa tässä tapauksessa sitä, että tukien epätasainen painuminen ja liitosten arvaamattomat muodonmuutokset eivät vaikuta taivutusmomentin jakautumiseen. Mainittakoon kuitenkin, että mikäli kolminivelkehä perustetaan huonoihin perustusolosuhteisiin, on mahdollista, että perustuksia joudutaan tukemaan vaakavoimia vastaan esimerkiksi sitomalla perustukset lattiarakenteeseen. (Suomen liimapuu yhdistys ry & Puuinfo Oy 2015, 162.) Tukien painumista esitetään kuvassa 3, jossa jokaisesta liitoksestaan jäykän esimerkkikehän vasemmanpuoleinen tuki painuu 50 mm, jolloin rakenteen momenttijakauma muuttuu teoreettisesta symmetrisestä kuormitusten jakautumisesta. Kuvan 3 kehää rasittaa kattopalkkien päältä tuleva kuormitus.



Kuva 3. Momenttijakauman laskentatulokset Rfem-ohjelmistosta, jossa vasemmanpuoleinen tuki on painunut 50 mm.



Kuva 4. Momenttijakauman laskentatulokset, kun jäykän kehän tuet eivät painu epä-tasaisesti, jolloin momenttijakauma on symmetrinen.

Kun rakennemalli valitaan kolminivelkehäksi, vaikuttaa sen valinta kehän ja liitosten suunnitteluun. Kolminivelkehään ja sen liitoksiin liittyvät vaatimukset esitellään myöhemmin.

3.3.1 Kohteen esittely

Kohde on teollisuusrakennus, jota on suunniteltu rakennettavan avoprofiilista tehtävillä sauvoilla käyttämällä kolminivelkehälle tyypillisiä ratkaisuja. Vesikattorakenteena käytetään kantavaa poimulevyä, jota kannattelee katto-orret kehien päällä. Alustavassa mitoituksessa rakennuksen kantavan rungon profiiliksi on valittu IPE 400 ja teräslaaduksi S355J2. Kehärungon kantavat IPE profiilit on nurjahdustuettu ulomman laipan puolelta seinärakenteella, sekä katon osalta orsilla. Täten tässä opinnäytetyössä ei tarkastella heikomman suunnan nurjahdusta. Kuitenkin avoprofiilin kiepahdukselle altista laippaa ei ole kiepahdustuettu.

3.4 Liitokset ja niiden vaikutus

Liitosten vaikutus tulee ottaa huomioon rakenteiden sisäisten voimien ja momenttien jakautumisessa, sekä tulee huomioida niiden vaikutus rakenteen kokonaismuodonmuutokseen, ellei niiden vaikutukset ole merkityksettömän pieniä. Jotta voidaan arvioida, onko tarpeellista huomioida liitoksen vaikutusta, on kehitetty liitoksille eri luokituksia riippuen käytettävästä kokonaistarkastelun menetelmästä, ks. taulukko 1. (SFS-EN 1993-1-8, 54.) Liitosten epäkeskisyys tulee myös huomioida liitosten mitoituksessa, sekä epäkeskisyyden vaikutus rakenneosien kestävyYTEEN (Hietaharju 2018, 5).

Taulukko 1. Liitosluokitus eri kokonaistarkastelumenetelmillä (SFS-EN 1993-1-8, 54).

Kokonaistarkastelussa käytetty menetelmä	Liitosluokka		
	Kimoteoria	Nimellisesti niveellinen	Jäykkä
Jäykkä-plastinen malli	Nimellisesti niveellinen	Täysin luja	Osittain luja
Kimmo-plastinen malli	Nimellisesti niveellinen	Jäykkä ja täysin luja	Osittain jäykkä ja osittain luja Osittain jäykkä ja täysin luja Jäykkä ja osittain luja
Liitosmalli	Niveellinen	Jäykkä	Osittain jäykkä

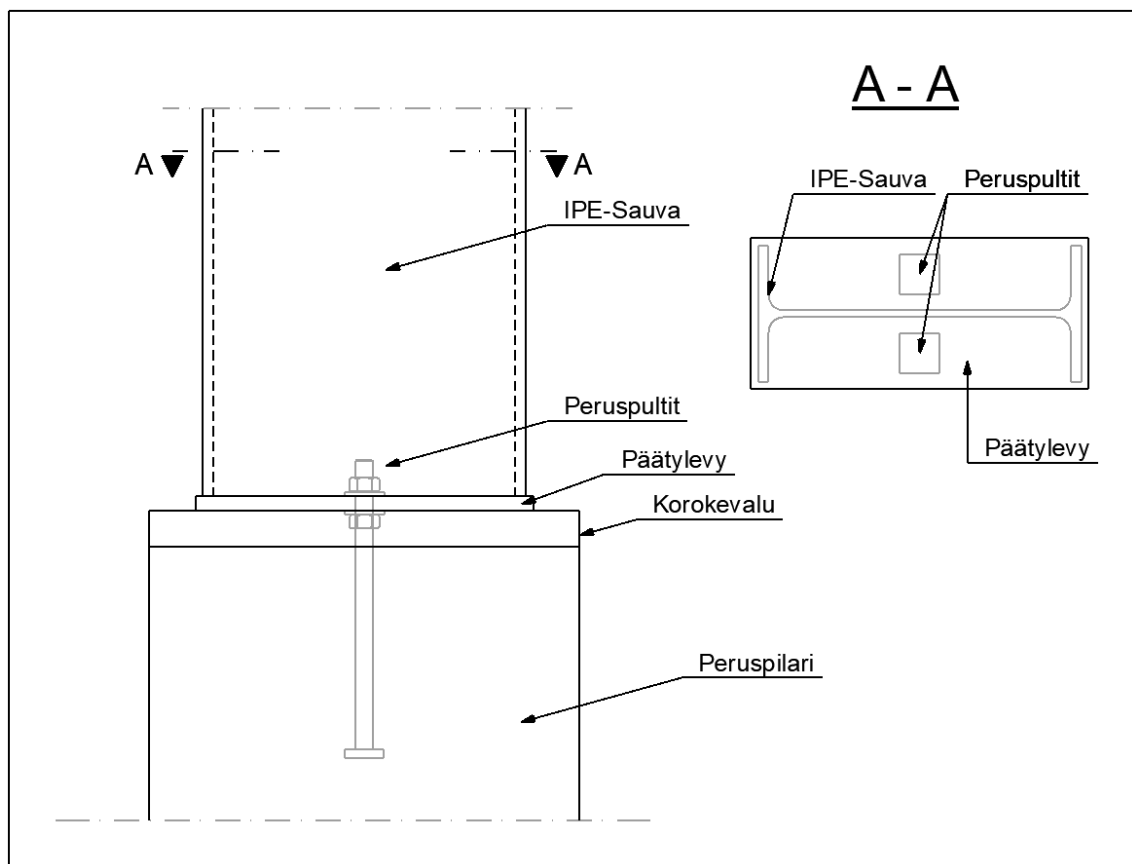
Rakennearjestelmän sisäiset rasitukset voi laskea kimoteorian kokonaistarkastelun mukaan, kun taas poikkileikkauksen laskentatapana on mahdollista käyttää tällaisessa tilanteessa plastisuusteoriaa, vaikka rasitukset ovat laskettu kimoteorian mukaan (SFS-EN-1993-1-1, 41). Tässä opinnäytetyössä kokonaistarkastelu tehdään kimoteorian mukaan. Kehän liitosten laskenta esitetään liitteissä 1, 9 ja 10.

3.4.1 Perustusliitos

Perinteisesti perustusliitos, jossa peruspultit on sijoitettu avoprofiilin laippojen väliin, on ajateltu nivelelliseksi. Tällaisellakin liitoksella on aina laskennallinen jäykkäysarvo. (Jaspart, Wald, Weynand & Gresnigt 2008, 71.) Käytännössä, vaikka

liitos olisi laskennallisesti osittain jäykkä, voi rakennesuunnittelija kuitenkin ajatella liitosta nivelellisenä. Tällöin tulee varmistaa, että liitoksella on riittävä kiertymiskyky (Jaspart, Wald, Weynand & Gresnigt 2008, 76-77).

Tässä opinnäytetyössä liitoksen toimintaperiaatteessa ja sen geometrian suunnittelussa pyritään siihen, että perustusliitos kykenee siirtämään sisäiset kuormitukset ilman, että syntyy merkittäviä momenteja, jotka vaikuttaisivat rakennekokonaisuuteen. Kuvassa 5 on periaatteellinen piirustus suunnitellusta liitoksesta, jonka oletetaan toimivan nimellisesti nivelenä. Jos perustusliitos on suunniteltu nimellisesti nivelelliseksi, sen käyttäytyminen kokonaistarkastelussa tulisi olla nivel, toisin sanoen se ei ota momenttirasitusta (NCCI 2021a, 3-4).



Kuva 5. Periaatteellinen piirustus suunnitellusta nimellisesti nivelellisestä perustusliitoksesta.

SFS-EN 1993-1-8 taulukko 6.10 ohjeistaa laskemaan liitoksen jäykkyyden käyttäen peruskomponentteja k_{13} , k_{15} ja k_{16} taulukon 2 mukaisesti. Termien k_i peruskomponenttien selitykset esitetään taulukossa 3.

Taulukko 2. Ruuveilla kiinnitetyn päätylevylitoksen huomioitavat jäykkyystekijät (SFS-EN 1993-1-8, 102).

Taulukko 6.10: Liitokset, joissa käytetään ruuveilla kiinnitettyjä päätylevyjä ja pilarin pohjalevyn kiinnitykset

Palkki-pilariliitokset, joissa käytetään ruuveilla kiinnitettyjä päätylevyjä	Vedettyjen ruuvirivien lukumäärä	Huomioon otettavat jäykkyystekijät k_i
Yksipuoliset liitokset	Yksi	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Vähintään kaksi	$k_1; k_2; k_{eq}$
Kaksipuoliset liitokset – Momentit ovat yhtä suuret ja vastakkaismerkkiset	Yksi	$k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Vähintään kaksi	$k_2; k_{eq}$
Kaksipuoliset liitokset – Momentit ovat eri suuria	Yksi	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Vähintään kaksi	$k_1; k_2; k_{eq}$
Palkkien jatkos, jossa käytetään ruuveilla kiinnitettyjä päätylevyjä	Vedettyjen ruuvirivien lukumäärä	Huomioon otettavat jäykkyystekijät k_i
Kaksipuoliset liitokset – Momentit ovat yhtä suuret ja vastakkaismerkkiset	Yksi	k_5 [vasen puoli]; k_5 [oikea puoli]; k_{10}
	Vähintään kaksi	k_{eq}
Pilarin pohjalevyn kiinnitykset	Vedettyjen ruuvirivien lukumäärä	Huomioon otettavat jäykkyystekijät k_i
Pilarin pohjalevyn kiinnitykset	Yksi	$k_{13}; k_{15}; k_{16}$
	Vähintään kaksi	$k_{13}; k_{15}$ ja k_{16} kullekin ruuviriville

Perustusliitoksen peruskomponenttien ja liitoksen jäykkyyden laskenta esitetään liitteessä 1. Laskenta on suuntaa antava, mutta kuitenkin riittävän tarkka luokituksen määrittämiseksi.

3.4.2 Kehän nurkkaliitos

Kolminivelkehän nurkkaliitos on yksi olennaisimmista kohdista suunnittelussa kehää ja sen voimien jakaantumista. Kehärakenteisessa runkoratkaisussa suurimmat taivutusmomentit ja kuormitukset esiintyvät usein nurkissa, jolloin liitoksen suunnitteluun tulee kiinnittää erityistä huomiota (Kaitila 2010, 119).

Tässä opinnäytetyössä on olennaista tutkia kolminivelkehälle tyypillistä momenttijäykkää nurkkarakaisua ja sen toimintaa. Liitoksesta on tarkoitus suunnitella

täysin momenttijäykkä, jolloin kehärakenteesta pitäisi tulla jäykempi ja kehän siirtymiä saada pienennettyä.

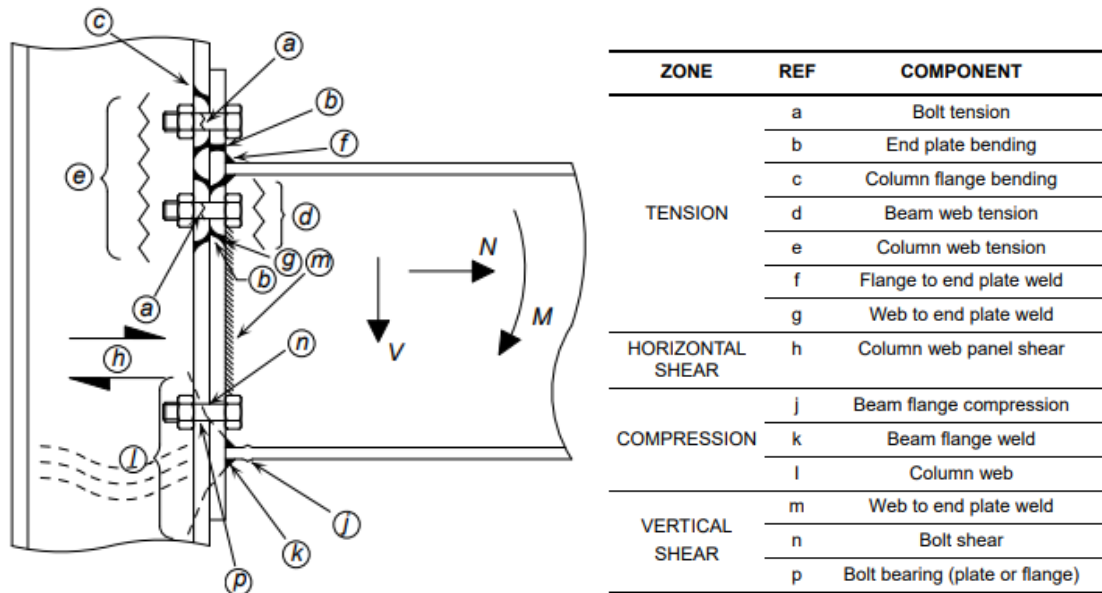
Pientämällä sivuttaisia siirtymiä saadaan rakenteeseen jäykkyyttä, sekä varmistamaan käyttörajoitilamitoituksen vaatimusten täyttyminen. Toteuttamalla liitos täysin jäykkänä verrattuna osittain jäykkään, voidaan rakenteen ja liitoksen analysointia helpottaa.

Liitosten mitoitusarvo perustuu peruskomponenttimenetelmään, yleisemmin tunnettu komponenttimenetelmänä. Menetelmässä liitoksen jokainen murtumistapa on yksittäinen komponentti. Liitoksen peruskomponentit esitellään SFS-EN 1993-1-8 taulukossa 3. (Kouhi 2015b, 91.) Taulukko sisältää sanallisen kuvauksen komponentista, graafisen kuvauksen ja kertoo mistä SFS-EN-1993-1-8 osasta löytyy laskentaohjeet kestävyydelle, jäykkyystekijälle ja kiertymiskyvylle.

Taulukko 3. Liitoksen peruskomponentit (SFS-EN-1993-1-8, 67-69).

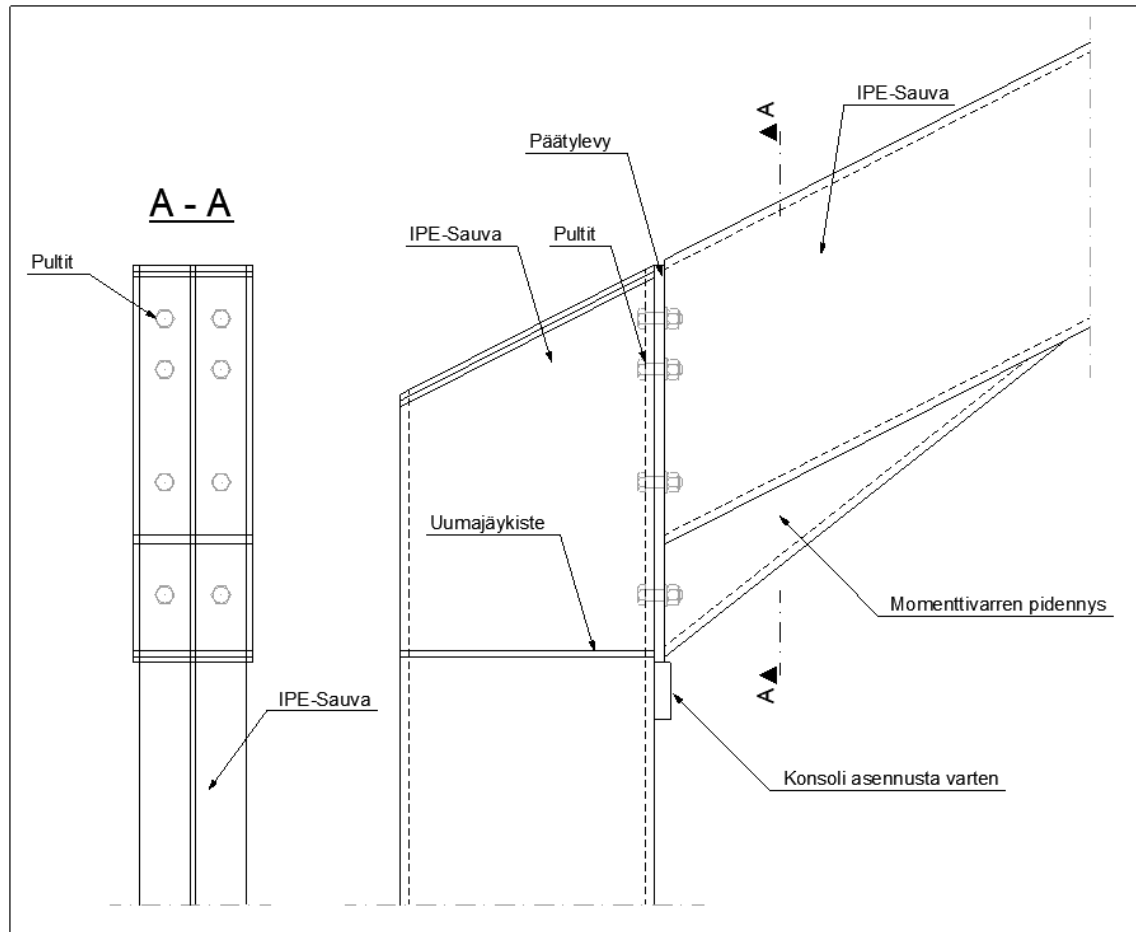
Komponentti		Komponentti	Komponentti					
1	Pilarin uuman leikkaus		7	Palkin tai pilarin laipan ja uuman puristus		13	Betoni, johon kohdistuu puristus jälkivalu mukaan lukien	
2	Pilarin uuman poikittainen puristus		8	Palkin uuman veto		14	Puristusvoimasta aiheutuva pohjalevyn taivutus	
3	Pilarin uuman poikittainen veto		9	Levyn veto tai puristus		15	Vetovoimasta aiheutuva pohjalevyn taivutus	
4	Pilarin laipan taivutus		10	Vedetyt ruuvit		16	Perustusruuvit, joihin kohdistuu veto	
5	Päätylevyn taivutus		11	Ruuvien leikkaus		17	Perustusruuvit, joihin kohdistuu leikkaus	
6	Laipan kulmateräksen taivutus		12	Ruuvit joihin kohdistuu reunapuristus (palkin laipassa, pilarin laipassa, päätylevyissä tai kulmateräksessä)		18	Perustusruuvit, joihin kohdistuu reunapuristus	
						19	Hitsit	
						20	Viisteellinen palkki	

Liitoksen kestävyys ja kiertymisjäykkyys määritetään peruskomponenttien avulla. Peruskomponenttimenetelmän etuja muihin mitoitusmenetelmiin on sen monipuolisuus sekä sen tarjoama tieto siitä, miten liitos murtuu, jotta voidaan tehdä liitoksesta mahdollisimman sitkeä (Hietaharju 2018, 9-10.) Esimerkki päätylevyliitoksen peruskomponenteista esitetään kuvassa 6.



Kuva 6. Päätylevyliitoksen peruskomponentit (SCI 2013, 9).

Tässä opinnäytetyössä nurkkaliitos suunnitellaan päätylevyliitoksena ks. kuva 7, jossa kehän pilariin liitettävä palkki kiinnitetään pilariin ruuvien avulla. Lisäksi jotta saadaan liitokseen riittävä kapasiteetti sekä jäykkyys, suunnitellaan liitokseen viisteellinen palkki pidentämään momenttivartta.



Kuva 7. Periaatteellinen piirros kehän nurkkaliitoksesta.

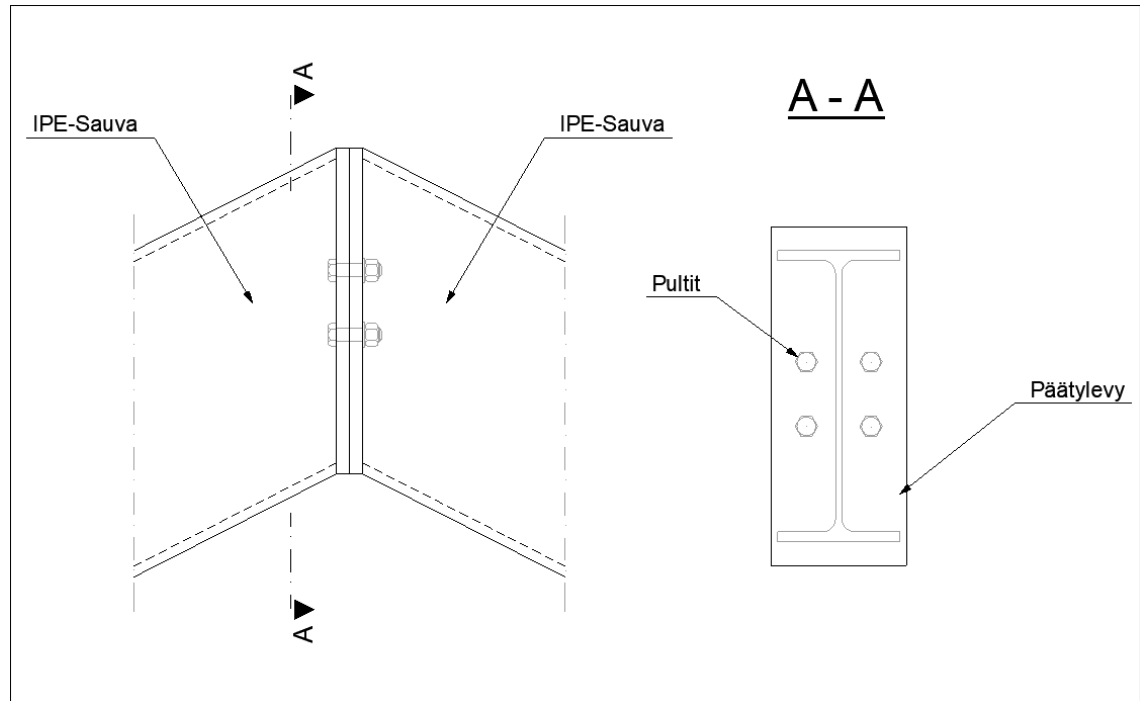
Päätylevyillä toteutetut liitokset ovat monikäyttöisiä, koska niiden geometria avulla voi suunnittelija määrittellä niiden ominaisuuksia, kuten momenttikestävyyttä ja jäykkyyksiä (Hietaharju 2018, 9). Liitoksen mitoitukseen ja jäykkyyden laskentaan tullaan käyttämään apuna Rfem RF-/Frame-Joints Pro-lisäosaa.

3.4.3 Harjaliitos

Harjaliitosten suunnittelu kolminivelkehässä voi olla iteratiivinen prosessi, jotta voi varmuudella laskennallisesti todeta, että liitos on nivel ja se ei ota momenttirasitusta. Koska tässä opinnäytetyössä rakennemalliksi on valittu kolminivelkehä, tulee liitoksen olla nivel.

Liitoksen jäykkyyteen ja kiertymiskykyyn vaikuttaa olennaisesti liitoksen geometria sekä liitettävien osien jäykkyydet, toisin sanoen liitoksen peruskomponentit,

joista muodostuu liitoksen jäykkyys (SFS-EN 1993-1-8, 100). Tässä opinnäytetyössä kolminivelkehän harjaliitos suunnitellaan nimellisesti nivelelliseksi, eli kokonaisanalysissä kehän harjaliitokseen ei synny momenttia. Kuvassa 8 periaatteellinen piirros suunnitellusta kehän nimellisesti nivelellisestä harjaliitoksesta.



Kuva 8. Periaatteellinen piirros kehän harjaliitoksesta.

Liitoksen nivelellisyys pyritään varmistamaan sijoittamalla pultit mahdollisimman lähelle profiilin neutraaliakselia. Tällöin puristuskeskiön ja vedetyn ruuvirivin välinen momenttivarsi on mahdollisimman pieni, jotta on mahdollista luokitella liitos nivelelliseksi.

3.5 Kehien kokonaistarkastelu ja stabiilius

Vaikka nykyinen SFS-EN 1993 1-1 ei luokittele sivusiirtyviä tai sivusiirtymättömiä kehiä, eikä sivusuunnassa siirtyviä tai sivusuunnassa siirtymättömiä tuettuja kehiä, ovat ne kuitenkin olleet esistandardissa SFS-ENV 1993 1-1:ssä. Näiden poistumisen myötä on Eurokoodiin tullut siitä kertova tekijä α_{cr} . Se kertoo raja-arvojen avulla, tuleeko kokonaistarkastelussa käyttää toisen kertaluokan menettelyä.

(Kouhi 2015a, 63-64.) Raja-arvot, joissa ei tarvitse huomioida siirtymätilan vaikutuksia määritetään kaavoilla 1 ja 2 (SFS-EN 1993-1-1, 30).

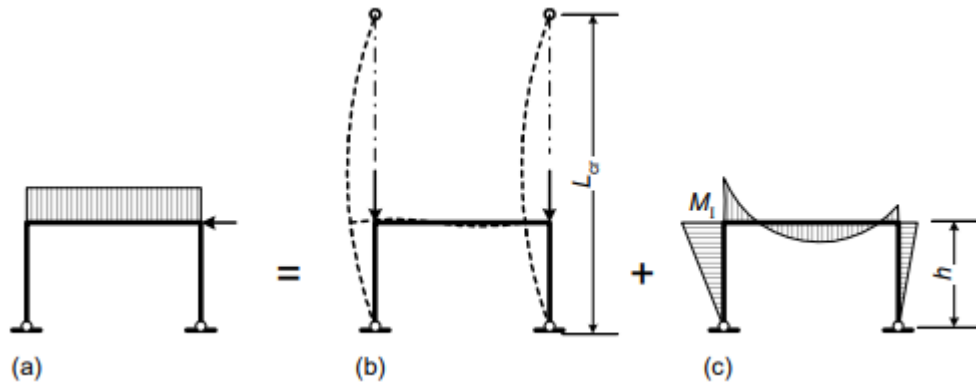
$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \geq 10 \text{ kimmoteorian mukaisessa analyysissä} \quad (1)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \geq 15 \text{ plastisuusteorian mukaisessa analyysissä} \quad (2)$$

missä α_{cr} = on tekijä, jolla mitoituskuorma tulee kertoa, jolla saavutetaan kimmoteorian mukainen kokonaisstabiiliuden menetys;
 F_{Ed} = rakenteen mitoituskuormitus;
 F_{cr} = rakenteen kimmoiseen alkujäykkyyteen perustuva kimmoteorian mukainen kriittinen kuormitus, jolla rakenne menettää kokonaisstabiiliteetin

Mikäli rakenteen siirtymätilan vaikutukset täytyy ottaa huomioon, tulee kehän stabiiliutta tarkastella SFS-EN 1993-1-1 kohtien 5.2.2 2-6 mukaan (SFS-EN 1993-1-1, 31). Jos siirtymätilan vaikutukset huomioidaan, antaa SFS-EN 1993-1-1 ohjeistuksen miten ja mitä tulee tarkastella, kun lasketaan kehän stabiiliutta ja kuormituksia. Kuitenkin yksittäisten sauvojen stabiiliteetti käsitellään ottaen huomioon vaikutukset, joita ei huomioida kokonaistarkastelussa. Toisin sanoen alkukäyryys ja -jännitys otetaan huomioon sauvan stabiiliteettitarkastelussa. Tällöin tulee mitoituksessa käyttää kokonaistarkastelun kuormituksia, jotka sisältävät tapauksesta riippuen toisen kertaluokan vaikutukset ja globaalien epätarkkuuksien vaikutukset. (SFS-EN 1993-1-1, 32.)

Tässä tapauksessa kehän stabiilius lasketaan käyttämällä ekvivalentin pilarin menetelmää, jossa sauvojen nurjahduspituudet määritetään rakenteen ensimmäisen kokonaisnurjahdusmuodon mukaan. Tällöin tulee huomioida sauvojen ja liitosten jäykkyys, plastisten nivelten mahdollinen muodostuminen, sekä puristavien aksiaalisten voimien vaikutus (SFS-EN 1993-1-1, 33). Kuvassa 9 esitetään ekvivalentin pilarin menetelmän periaatteita.

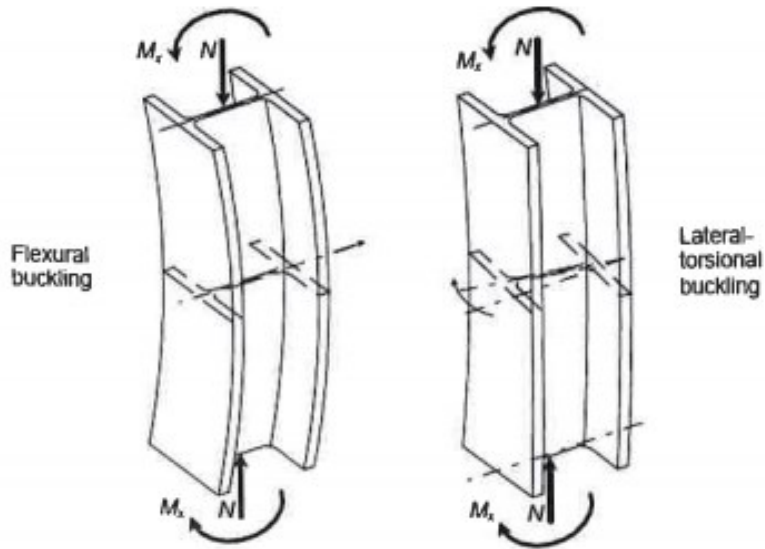


Kuva 9. Ekvivalentin pilarin menetelmä, jossa a on rakennejärjestelmä ja kuormitus, b esittää ekvivalentin pilarin pituutta, eli rakenteen kokonaisnurjahdusmuodon mukaista nurjahduspituutta L_{cr} ja c on ensimmäisen kertaluvun mukainen momentti. (SFS-EN 1999 1-1, 51).

Opinnäytetyön kehä on α_{cr} -luokituksen mukaan sivusiirtymätön, joten toisen kertaluvun tarkastelut eivät ole pakollisia. Todettakoon kuitenkin, että kokonaistarkastelu tehdään tässä opinnäytetyössä toisen kertaluvun vaikutusten mukaan, koska ne ovat tässä tapauksessa kohtalaisen pieniä. Toisen kertaluvun huomiointi ei tässä tapauksessa vaikuta olennaisesti lopputulokseen.

3.5.1 Sauvan stabiiteetti, nurjahdus ja kiepahdus

Teräsrakenteissa käytettävät sauvat ovat usein niin hoikkia, että niiden kapasiteettia rajoittaa sauvan stabiilius (Kaitila 2010, 121). Yleisesti nurjahdusmuotoja on taivutusnurjahdus (flexural buckling), vääntönurjahdus (torsional buckling) ja taivutusvääntönurjahdus (torsional-flexural buckling). Nurjahdusmuotoja teräsrakenteissa voi olla myös paikallinen lommahdus tai vinoutumisnurjahdus. (Kouhi 2015a, 128-129.) Kuvassa 10 esitetään taivutusnurjahdus, sekä vääntönurjahdus.



Kuva 10. Taivutusnurjahdus puristetussa pilarissa (flexural buckling) sekä taivutusnurjahdus ja kiepahdus (lateral torsional buckling) (Kouhi 2015a, 128).

Opinnäytetyön rajauksen takia keskitytään kuitenkin kolminivelkehässä olennaisiin nurjahdusmuotoihin, joita esiintyy I-profiileissa. Näitä nurjahdusmuotoja ovat tässä tapauksessa taivutusnurjahdus ja taivutusvääntönurjahdus.

Kimnoteorian mukainen kriittinen nurjahduskuorma N_{cr} on olennainen termi nurjahduskapasiteettia laskettaessa. Kriittistä nurjahduskuormaa laskettaessa voidaan käyttää bruttopoikkileikkauksen arvoja, vaikkakin profiili kuuluisikin poikkileikkausluokkaan 4. (Kouhi 2015a, 131.) Kriittisen nurjahduskuorman yleinen laskentakaava (kaava 3) on

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (3)$$

missä E = kimmokerroin [N/mm^2]






I = taivutusvastus [mm^4]

L_{cr} = nurjahduspituus [mm]

Kuitenkin N_{cr} ei yksinään määritä nurjahduskapasiteettia, vaan sen avulla voidaan laskea tietyn sauvan nurjahduskuorma, johon vaikuttaa myös profiilin geometria, mittasuhteet ja teräksen lujuusluokka (Kouhi 2015a, 130). Nämä kaavat,

joissa vaikuttavat parametrit määritetään, esitetään myöhemmin, kun mitoitetaan kehän sauvoja.

Sauvan kriittistä nurjahduskuormaa laskettaessa muuttuva termi on L_{cr} , koska muut arvot on poikkileikkauksesta ja teräksen kimmokertoimesta riippuvia, jolloin ne on jo alustavassa tarkastelussa valittu. Sauvan nurjahduspituus L_{cr} on olennainen termi, kun lasketaan sauvan nurjahduskapasiteettiä. Rakenneosien stabiiliuden tarkastelu tulee tehdä käyttämällä tarkoituksenmukaisia nurjahduspituuksia, jotka ilmenevät koko rakenteen nurjahdusmuodossa (SFS-EN 1993-1-1, 32). Yleisimpiin tapauksiin on määritetty teoreettiset nurjahduspituudet, joita esitellään kuvassa 11.

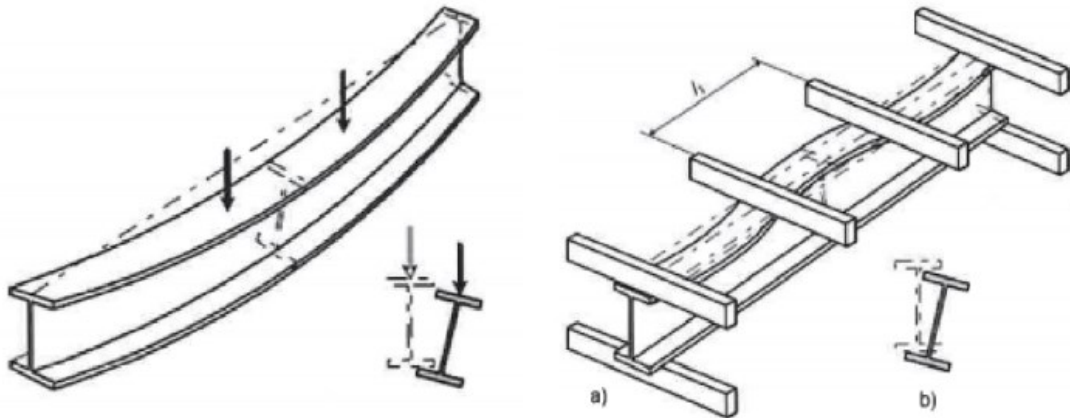
Molemmista päistä nivelöity pilari	Toisesta päästä jäykästi kiinnitetty pilari	Molemmista päistä jäykästi kiinnitetty pilari	Molemmista päistä jäykästi kiinnitetty pilari, toinen kiinnityskohta sivusiirtävä	Toisesta päästä jäykästi kiinnitetty ja toisesta päästä nivelöity pilari
				
$L_{cr} = 1,0 L$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

Kuva 11. Teoreettisiä nurjahduspituuksia perustapauksissa (SSAB 2016, 400).

Kuitenkin kehärakenteissa nurjahduspituus riippuu kehän liitosten jäykkyydestä ja kehän sivusuuntaisesta siirtymisestä (SSAB 2016, 400). Kehien pilarien nurjahduspituus voidaan laskea esimerkiksi SFS-ENV 1993-1-1 Liite E:n ohjeiden mukaan.

Nurjahdustarkastelun lisäksi, kiepahdustarkastelu on olennainen osa sauvan stabiiliteettitarkasteluja. Kun sauva kiepahtaa, sen puristettu puoli kiertyy oman pituussuuntaisen akselinsa ympäri ja sauva menettää stabiiliteettinsa ks. kuva 12. Yleisesti ottaen avonaiset I-profiilit ovat herkempiä kiepahtamaan, kuin putkiprofiilit (Kaitila 2010, 57). Mainittakoon vielä, että tuetut avoprofiilit voivat kiepahtaa tukien välillä. Yleisesti ottaen putkiprofiilit eivät ole niin herkkiä stabiiliusilmiöille,

mutta mikäli niiden dimensiot ovat kiepahdukselle suotuisat, toisin sanoen putken profiili on kapea ja korkea, ne voivat kiepahtaa (Kouhi 2015a, 136.)



Kuva 12. Kuvassa vasemmanpuoleinen tukematon sauva kiepahtaa sekä oikeanpuoleisessa kuvassa sauvan puristettu puoli kiepahtaa tukien välillä. (Kouhi 2015a, 136).

Eurokoodi antaa kiepahduskestävyyden laskemiseksi useita eri vaihtoehtoja. Valssatut ja hitsatut kaksoissymmetriset profiilit mitoitetaan yleisestä menetelmästä poikkeavalla tavalla. (Kouhi 2015a, 136.) NA-SFS-EN 1993-1-1 toteaa, että ”Käytetään vaihtoehtoista menetelmää 2, jos se soveltuu. Vaihtoehtoista menetelmää 1 voidaan käyttää.” Tässä opinnäytetyössä käytetään kiepahduskestävyyden laskentaan menetelmää 2.

Keskeinen termi kiepahduskestävyyden laskennassa on M_{cr} , joka tarkoittaa kimmoteorian mukaista kriittistä momenttia kiepahduksessa. Kriittisen momentin laskentaan voidaan käyttää SFS-ENV-1993-1-1 Liite F:n ohjetta, Teräsrakenneyhdistyksen Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus -kirjan Liite L3.6 mukaista ohjetta tai SFS-EN 1999-1-1 Alumiinirakenteiden suunnittelu Liite I:tä. Rfem -ohjelmisto määrittää kriittisen momentin arvon käyttäen apuna FEM-menetelmiä (Dlubal Software 2020b, 52).

Huomattavampina eroina ohjeissa on C_1 momentinjakaantumiskertoimen, C_2 kuormitustapakertoimen ja C_3 poikkileikkauksen symmetriakertoimen eri arvot.

Mainittakoon vielä, että Teräsrakenneyhdistyksen ja esistandardin ENV-kaavat ovat valmiiksi supistettuja yleisimpien tilanteiden mukaan.

Kaksoissymmetristen poikkileikkausten kimmoteorian mukainen kriittinen kiepahduskestävyys voidaan laskea myös NCCI:n tekemän ohjeistuksen mukaan, jossa käytettävät kaavat ovat samat, kuin muissa ohjeissa, mutta arvot C_1 ja C_2 määritetään tarkemmin graafeista (NCCI 2021b, 2).

Koska tämän opinnäytetyön kolminivelkehässä kehän sauvat ovat puristettuja ja taivutettuja rakenneosia, tehdään näiden mitoitus käyttäen yhteisvaikutuskaavoja, joissa otetaan huomioon aksiaaliset voimat ja taivutusmomentit. Tällöin laskenta ottaa huomioon taivutetun rakenneosan puristusjäännityksen.

3.6 FEM-mallinnuksen käyttö käsinlaskennan tukena

Finite Element Method (FEM), suomennettuna elementtimenetelmä on numeerinen ratkaisumenetelmä, jota käytetään yleisesti rakennustekniikan sekä muiden tekniikan alojen ongelmien ratkaisuun ja analysointiin. Elementtimenetelmästä puhuttaessa voidaan käyttää myös termiä FEA, Finite Element Analysis, joka tarkoittaa elementtimenetelmän avulla tehtyä laskentaa. (Lähteenmäki 2021, 1.)

FEM-mallinnuksen hyötyjä käsinlaskentaan verrattuna ovat selkeä kuvaus koko rakennuksen käyttäytymisestä, sekä kuvaus hankalasti käsin laskettavien rakennusten tai rakenteiden käyttäytymisestä ja mitoituksesta (Kouhi 2015a, 63). Tässä opinnäytetyössä käytetään RF-Stability Rfem-lisäosaa, jonka avulla voidaan selvittää kehän nurjahdusmuodot, sauvojen nurjahduspituudet, sekä termi α_{cr} ks. luku 3.5.

FEM-mallintamisen avulla on myös mahdollista käyttää automaattista poikkileikkausten optimointia, jolloin ohjelma valitsee tehokkaimman mitoitusarkitukset läpäisevän poikkileikkauksen (Dlubal Software 2020b, 21). Poikkileikkausten optimoinnilla voidaan saada merkittäviä materiaalikustannussäästöjä esimerkiksi kattoristikoiden profiileja optimoimalla.

3.6.1 Dlubal Rfem

Rfem on saksalaisen Dlubal Software-ohjelmistotalon FEA-analyysiohjelmisto. Sen pääkäyttötarkoitus on tarjota helppokäyttöinen ohjelmisto, jonka avulla voidaan tehdä analyysejä rakentamisen tarpeisiin.

Rfem itsessään on ohjelmisto, jolla voidaan ratkaista rakenteiden sisäisiä voimia, muodonmuutoksia ja tukireaktioita (Dlubal Software 2020a, 6). Ohjelmistoon erikseen ostettavien lisäosien avulla voidaan analysoitaville rakenneosille tehdä myös käytettävän mitoitusstandardin mukaiset tarkastelut.

Oman käyttökokemuksen mukaan ohjelmiston vahvuuksiin kuuluu ehdottomasti ilmainen tekninen tuki, monipuolisuus ja sen helppokäyttöisyys. Ohjelmiston monipuolisuus tuo kuitenkin haittapuolena niin suuren määrän vaihtoehtoja, että oikeiden reunaehtojen valitseminen voi olla haasteellista.

4 Mitoitus käsinlaskentana

4.1 Kuormitusten määrittäminen

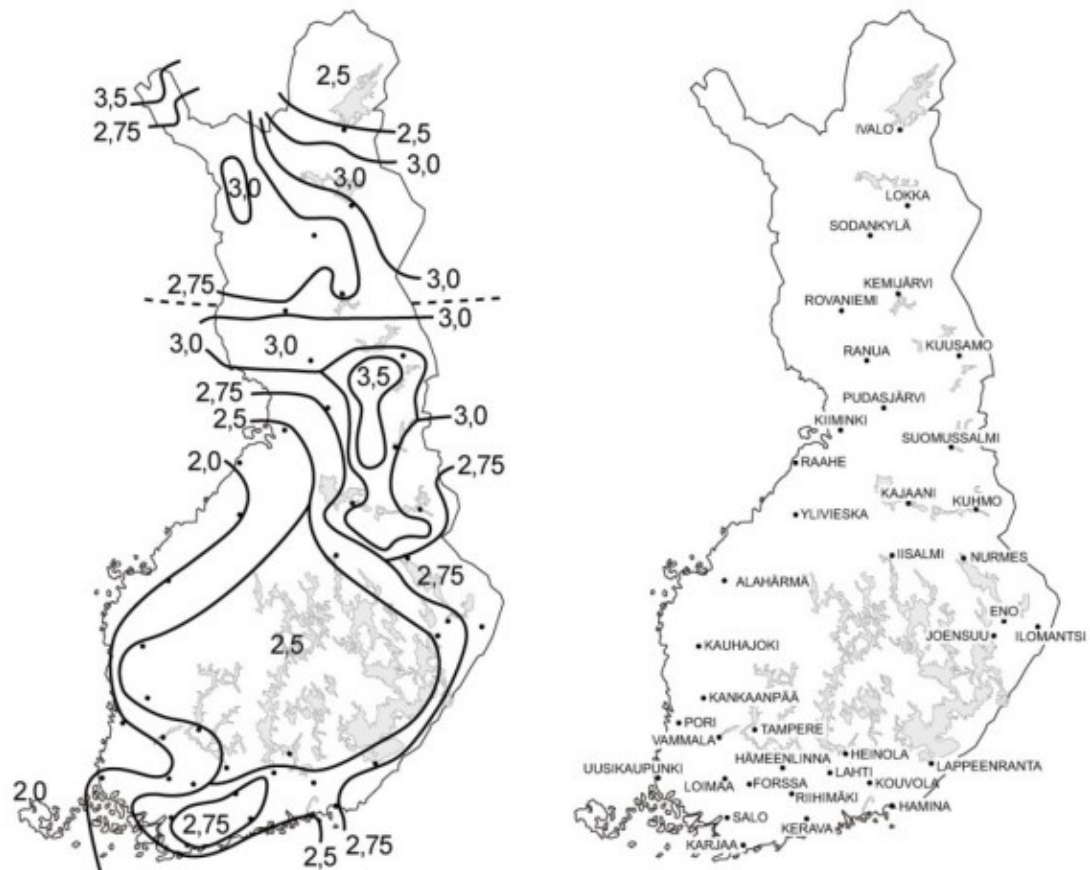
Koska tässä opinnäytetyössä kohde ei ole todellisuudessa rakennettava kohde, voidaan kattorakenteen omapaino määritellä kattamaan suurin osa kattorakenteiden vaihtoehtoista. Rakennuksen rakennuspaikaksi valitaan Kontiolahti, jotta voidaan määrittää lumikuormitus. Suunniteltava rakennus sijaitsee maastoluokan 2 kaltaisella alueella ks. kuva 15. Kuormitusten suuruutta voi tarvittaessa myös pienentää tai suurentaa kehäjakoja suurentamalla. Tässä tapauksessa kehäjäksi valitaan 4600 mm. Taulukossa 4 kerrotaan rakennukseen kohdistuvat kuormitukset.

Taulukko 4. Käytettävien kuormien ominaispainot.

Yläpohja (Katto-orret, kantava poimu-levy, lämmöneristeet ja kermikate)	1,0 kN/m ²
IPE 400	0,65 kN/m
Lumikuormitus maassa	2,75 kN/m ²
Tuulikuorman maastoluokka	2
Kehäjako k/k	4600 mm

4.1.1 Lumikuorma

Tässä opinnäytetyössä lumikuormien mitoitusarvojen määrittäminen tehdään SFS-EN 1991-1-3 Lumikuormat, sekä Kansallisten liitteen ohjeistuksen mukaisesti. Kuormitusten määrittämiseen käytetään apuna RIL-201-1-2017 -teosta.



Kuva 13. Lumen ominaispaino maan pinnalla (NA-SFS-EN 1991-1-3, 15).

Kuvasta 13 voidaan määrittää maahan satavan lumen määrän ominaisarvo s_k , joka perustuu keskimäärin 50 vuoden välein toistuvaan lumimäärään (RIL-201,

98). Maassa olevan lumen ominaispainon avulla voidaan laskea katolla olevan lumen paino erinäisten kertoimien avulla, jotka huomioivat katon muodon, tuulen ja lämmön vaikutukset. Katon lumikuorman arvoa kuvaa termi s , joka lasketaan kaavalla 4 (SFS-EN 1990-1-4, 28).

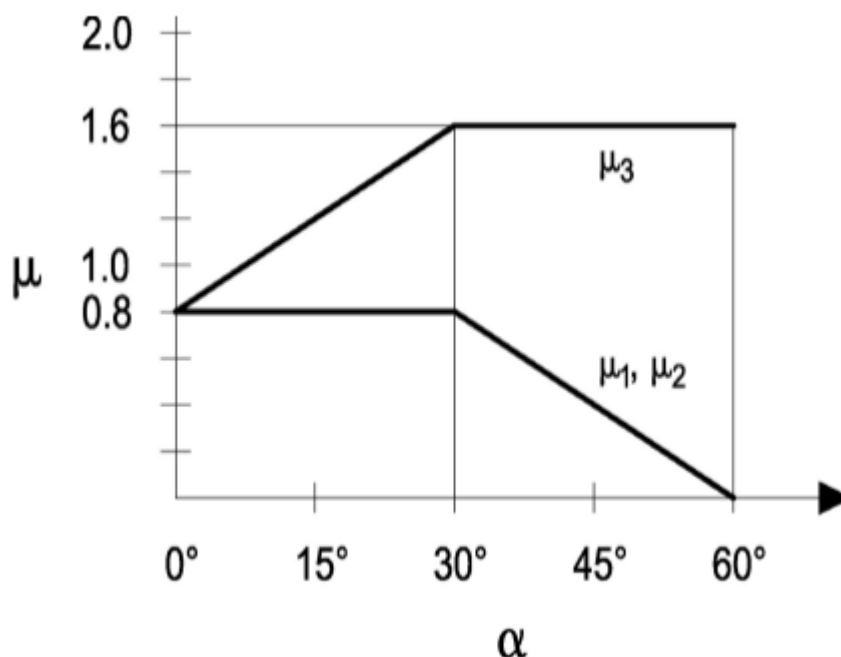
$$s = \mu_i * C_e * C_t * S_k \quad (4)$$

missä s = Katon lumikuorma [kN/m²]
 μ = Lumikuorman muotokerroin
 C_e = Tuulenvaikutuskerroin
 C_t = Lämmön huomioon ottava kerroin

Tapauskohtaisesti voidaan käyttää kertoimia, jotka pienentävät tai kasvattavat lumikuormitusta, mutta tavallisesti käytetään kaavaa 5.

$$s = \mu_i * S_k \quad (5)$$

Kuvan 14 arvoja voidaan käyttää, mikäli lumen liukumista katolta ei estetä käyttämällä lumiesteitä. Jos lumen liukuminen estetään, tulee lumikuorman muotokerroin olla vähintään 0,8 (SFS-EN 1991-1-3, 34).



Kuva 14. Lumikuorman muotokerroimen aputaulukko. (RIL 201, 102).

Tässä tapauksessa lumen liukumista katolta ei estetä, jolloin lumikuorman muokertoimen arvoksi saadaan 0,8, kun katon kaltevuus on 26°. Rakennuksen rakennuspaikaksi on valittu Kontiolahti, jossa lumikuorman ominaisarvo maassa on 2,75 kN/m². Tällöin katon lumikuormaksi saadaan kaavalla 5

$$s = 0,8 * 2,75 \text{ kN} / \text{m}^2 = 2,2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

4.1.2 Tuulikuorma

Tuulen voimakkuuteen vaikuttaa merkittävästi rakennuksen ympäröivä maaston rosoisuus ja sen myötä määriteltävä maastoluokka (RIL-201, 130). Maastoluokat ja niiden kuvaukset esitetään kuvassa 15.



Kuva 15. Maastoluokituksen määritelmät (RIL-201, 131).

Oletetaan, että rakennus sijaitsee tasaisessa maastossa. Tässä opinnäytetyössä tarkasteltavassa rakennuksessa ei oteta huomioon maaston pinnanmuotojen vaikutusta tuulen nopeuspaineen arvoihin.

Tuulen puuskanopeuspaineen arvo $q_{p0}(z)$ [kN/m^2] perustuu 10 minuutin keskimääräiseen tuulennopeuteen, joka esiintyy keskimäärin 50 vuoden välein tuulen suunnasta riippumatta, 10 metrin korkeudella maastoluokan 1 yläpuolella (RIL-201, 124). Tuulen puuskanopeuspaineen mitoitusarvo $q_p(z)$ voidaan valita taulukosta 5 kun maasto on tasaista.

Taulukko 5. Tuulen puuskanopeuden arvo $q_p(z)$. (RIL-201, 137).

z (m)	Maastoluokka				
	0	I	II	III	IV
0	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
1	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
2	0,78	0,52	0,39	0,35	0,32
5	0,96	0,65	0,53	0,35	0,32
8	1,05	0,73	0,61	0,43	0,32
10	1,09	0,76	0,65	0,47	0,32
15	1,18	0,83	0,72	0,55	0,40
20	1,24	0,88	0,77	0,60	0,45
25	1,29	0,92	0,82	0,65	0,50
30	1,33	0,95	0,85	0,68	0,54
35	1,37	0,98	0,88	0,72	0,57
40	1,40	1,01	0,91	0,74	0,60

Rakennuksen tuulikuormat voidaan määrittää laskemalla kuormitukset voima- tai painekerroinmenetelmällä (RIL-201, 139). Yleisesti ottaen painekerroinmenetelmä on tarkempi ja soveltuu paremmin haastavampiin kohteisiin. Tässä opinäytetyössä käytetään painekerroinmenetelmää.

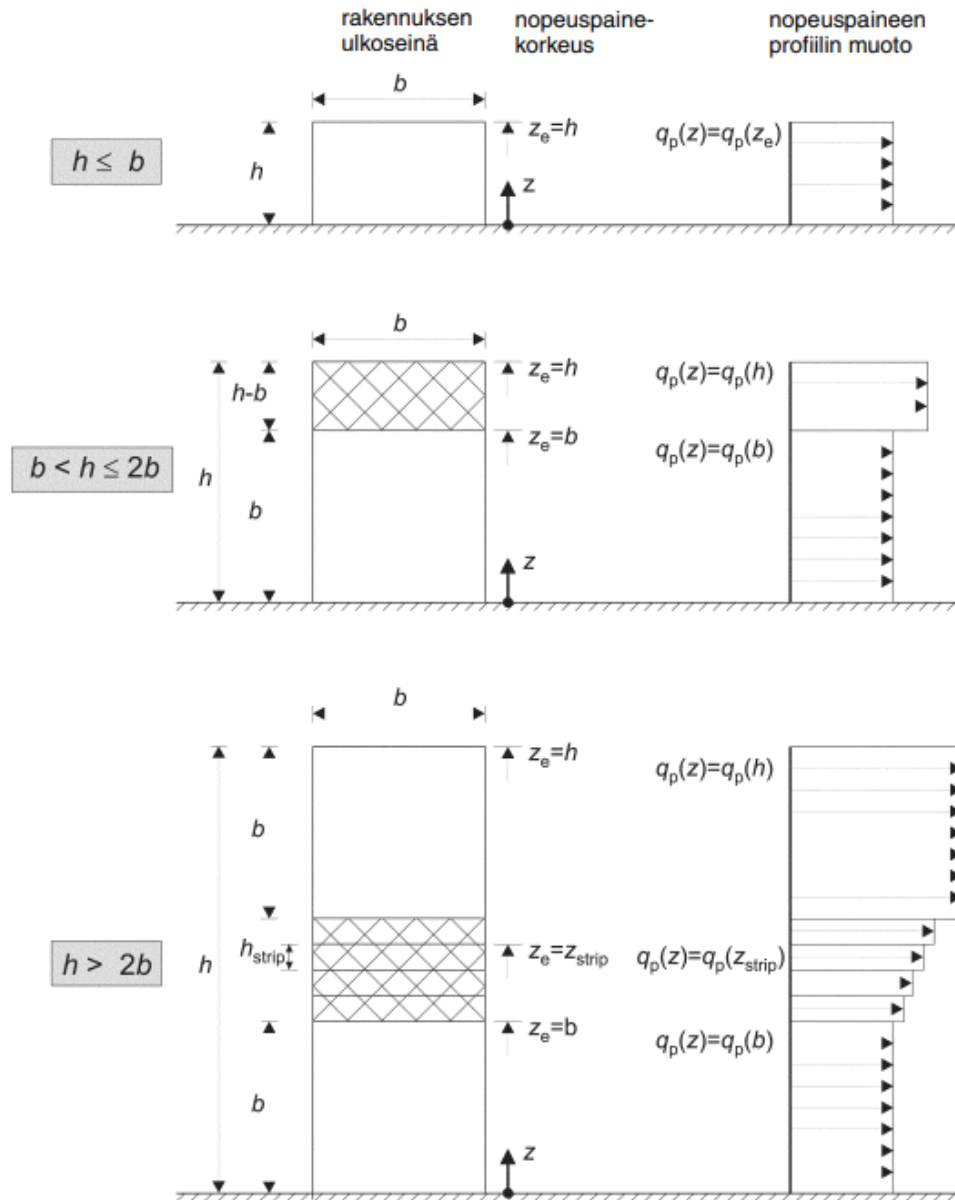
Etsitään koko rakennuksen tuulen puuskanopeuden arvo taulukosta 5. Rakennus on 7,4 metriä korkea, jolloin taulukosta lineaarisesti interpoloimalla saadaan $q_p(7,4)$ arvoksi $0,594 \text{ kN/m}^2$, joka voidaan pyöristää arvoon $0,6 \text{ kN/m}^2$, jolloin mitoitus on varmalla puolella. Tuulen ulkopintoihin vaikuttava tuulenpaine w_e voidaan laskea kaavalla 7 (SFS-EN 1991-4, 43).

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad (7)$$

missä $q_p(z_e)$ = on puuskanopeuspaine

z_e = on kuvan 16 mukainen ulkopuolisen paineen nopeuspainekerroin

c_{pe} = on ulkopuolisen paineen painekerroin ks. taulukko 6



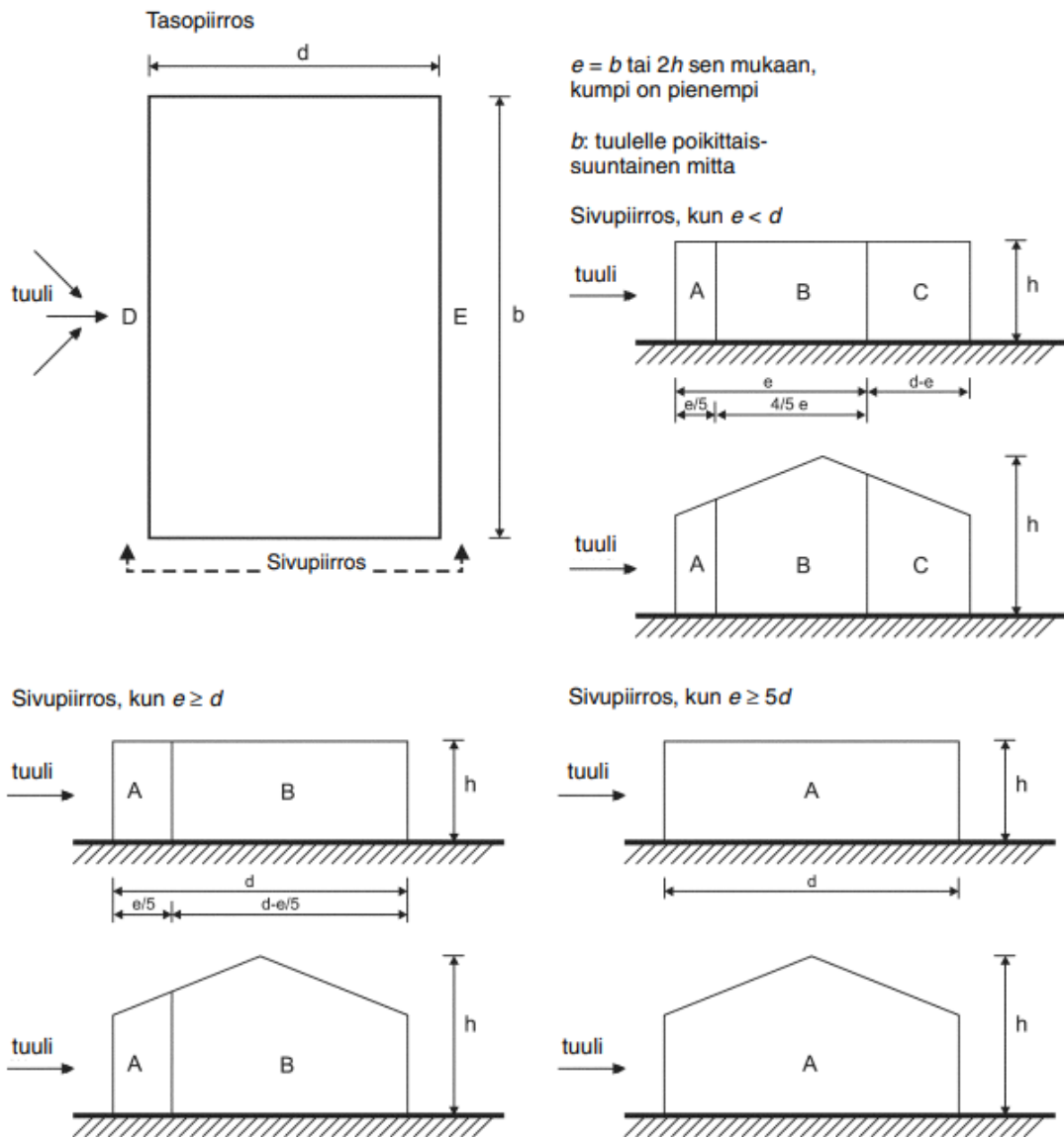
Kuva 16. jossa $q_p(z_e)$ sekä nopeuspaineen profiili. (SFS-EN 1991-1-4, 60).

Taulukko 6. jossa ulkoisen paineen painekerroin c_{pe} suositusarvot pohjaltaan suorakaiteen muotoisten rakennusten pystyseinille (SFS-EN-1991-1-4, 62).

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

c_{pe} :n vaatima vyöhyke, johon tuulenpaine kohdistuu, määritetään kuvasta 17. c_{pe} :n alaindeksin arvot 10 ja 1 tarkoittaa yksinkertaistettuna sitä, mille pinta-alalle

kuormitusta lasketaan. $c_{pe,1}$ on pienten, alle 1 m^2 pinta-alalle ja $c_{pe,10}$ on yli 10 m^2 pinta-alalle tarkoitettu arvo. $c_{pe,10}$ arvoja voidaan käyttää rakennuksen rungon suunnitteluun. (SFS-EN 1991-1-4, 56.)

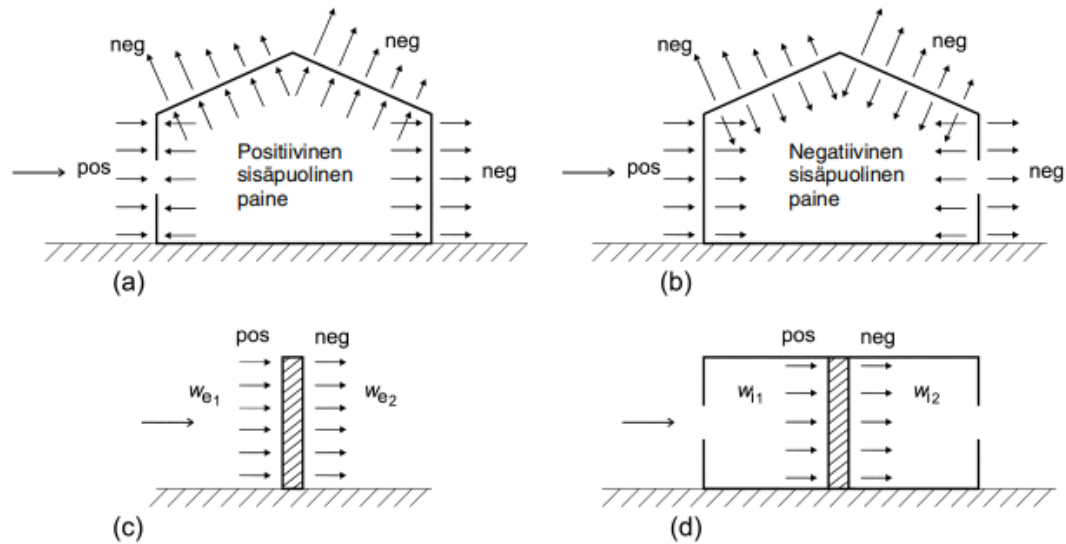


Kuva 17. jossa c_{pe} :n vyöhyke (SFS-EN-1991-1-4, 62).

Tässä opinnäytetyössä rakennuksen pystyrunkojen laskentaan käytetään vyöhykettä D ja E, sekä suhdetta $h/d=0,67$, jolloin lineaarisesti interpoloimalla $c_{pe,10}$:n arvoksi saadaan $c_{pe,D,10} = 0,76$ ja $c_{pe,E,10} = -0,41$.

Painekerroinmenetelmässä rakennukseen kohdistuviin nettopaineisiin huomioidaan sisäpuolen ylipaine (positiivinen paine) ja alipaine (negatiivinen paine). Tätä

ilmiötä esitellään kuvassa 18. Todettakoon vielä, että pintaa kohti tuleva paine on positiivista ja pinnasta poispäin suuntautuvaa imu on negatiivista painetta tuulenpaineen tapauksessa. (SFS-EN-1991-1-4, 44.)



Kuva 18. Pintoihin vaikuttavat paineet painekerroinmenetelmässä (SFS-EN 1991-1-4, 44).

Rakennuksen sisäpuolisiin pintoihin vaikuttava paine w_i lasketaan kaavalla 8 (SFS-EN 1991-4, 44).

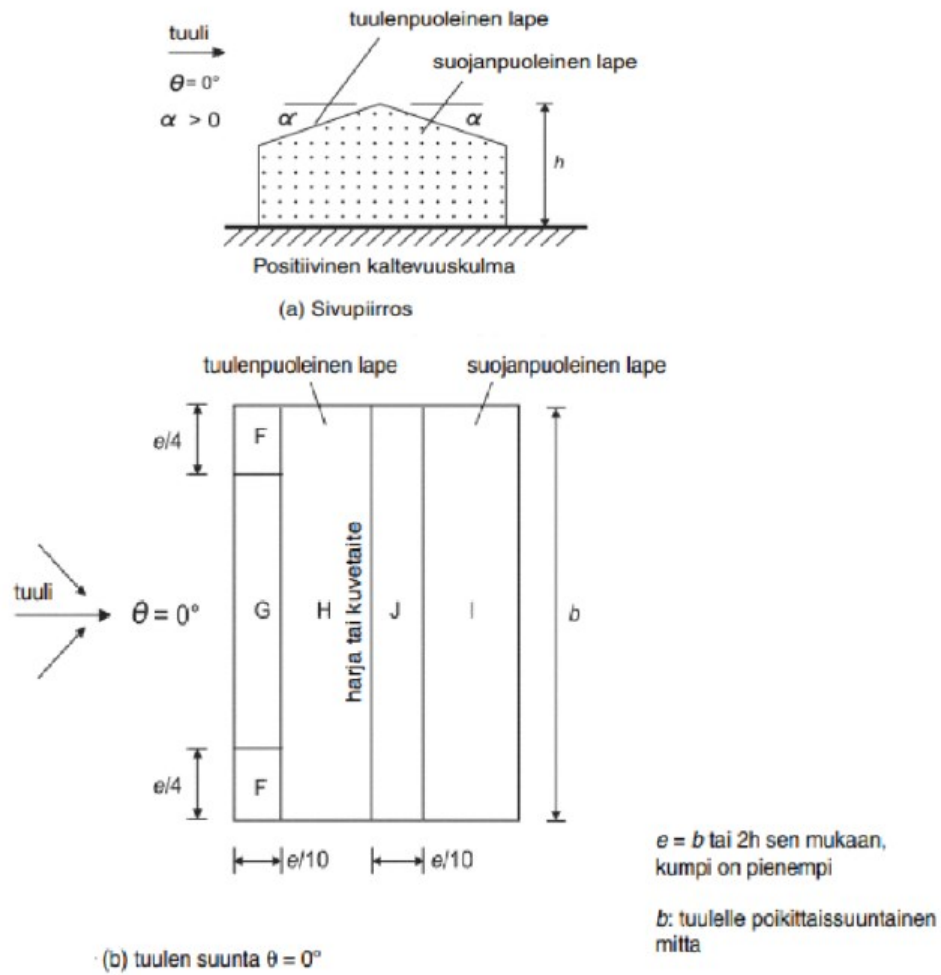
$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi} \quad (8)$$

missä $q_p(z_i)$ = on puuskanopeuspaine

$z_i = z_e$ on kuvan 16 mukainen ulkopuolisen paineen nopeuspainekerroin

c_{pi} = on SFS-EN 1991-1-4, kohdan 7.2.9 mukaiset arvot. Kun aukkosuhdetta ei voida määrittää, tulee arvoina käyttää +0,2 tai -0,3 vaarallisemman tapauksen mukaan.

Kun rakennuksen pystyseiniä tuulenpaineiden arvot on selvitetty, tulee vielä selvittää katon muotoon perustuvat painekertoimet. Harjakaton painealueet esitellään kuvassa 19 ja tuulen vaikutusalueiden painekertoimet taulukossa 7.



Kuva 19. Kuvassa tuulenpainneiden vaikutusalueet (SFS-EN-1991-1-4, 74).

Taulukko 7. Taulukossa kuvan 19 alueille määritettävät painekertoimien arvot (SFS-EN 1991-1-4, 76).

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

HUOM. 1 Arvolla $\theta = 0^\circ$ paine muuttuu nopeasti positiivisten ja negatiivisten arvojen välillä tuulenpuoleisella lappeella kaltevuuskulman ollessa välillä $\alpha = -5^\circ \dots +45^\circ$, joten sekä positiiviset että negatiiviset arvot on esitetty. Tällaisten kattojen osalta tarkastellaan neljää tapausa, joissa kaikkien alueiden F, G ja H suurimmat tai pienimmät arvot yhdistellään alueiden I ja J suurimpien tai pienimpien arvojen kanssa. Samalla lappeella ei saa käyttää sekaisin positiivisia ja negatiivisia arvoja.

HUOM. 2 Samanmerkkisten kaltevuuskulman arvojen välillä voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota samanmerkkisten kertoimen arvojen välillä. (Kaltevuuskulman arvojen $\alpha = +5^\circ$ ja $\alpha = -5^\circ$ välillä ei pidä interpoloida, vaan käytetään kohdan 7.2.3 mukaisia tasakatoille tarkoitettuja arvoja). Arvot 0,0 on merkitty interpolaatiota varten.

Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan neljää eri yhdistelmää, jossa vaikuttaa taulukon 7 arvoista lineaarisesti interpoloidut painekertoimet. Taulukon 7 mukaan harjakattoisissa rakennuksissa tulee tarkastella neljää eri yhdistelmää, jossa on yhdistelty pienimpiä ja suurimpia arvoja, jotta löydetään vaarallisin yhdistelmä mahdollisista tapauksista.

Kun tuulenpaineiden vaikutukset ja niiden alueet on saatu ratkaistua, voidaan ratkaista rakenneosille tuleva tuulenpaineen pintakuormitus ja pintakuormituksen kautta rakenneosalle tuleva metrikuormitus. Vaihtoehtoisesti olisi voitu tuulenpaineen suuruus määrittää voimakertoimen menetelmällä.

Tässä opinnäytetyössä ei käsitellä kerrointa $C_s C_d$, eikä huomioida katon mahdollisia kitkakuormia. Tuulikuormien laskenta esitetään liitteessä 2.

4.1.3 Epätarkkuudet

Sauvoissa oleva alkujännitykset huomioidaan pienennystekijöinä mitoituslaskelmissa, joten niitä ei tarvitse erikseen huomioida (Kouhi 2015a, 77). Myös paikallinen alkukaarevuus voidaan jättää huomioimatta, kun käytetään kokonaistarkastelusta poiketen ensimmäisen kertaluvun menettelyä, koska alkukaarevuus on huomioitu käytettäessä pienennyskertoimia nurjahduslaskemissa (SFS-EN 1993-1-1, 35).

Kun tarkastellaan kehärakenteita, tulee ottaa huomioon rakenteen alkuvinous, joka toteutetaan lisävaakavoimalla (Kouhi 2015a, 72). Rakenteen alkuvinous voidaan huomioida laskemalla SFS-EN 1993-1-1 kaavalla 9 (SFS-EN 1993-1-1, 33).

$$\Phi = \Phi_0 * \alpha_h * \alpha_m \quad (9)$$

missä Φ_0 on perusarvo: $\Phi_0 = 1/200$

α_h on pilareihin sovellettava korkeuden h pienennystekijä

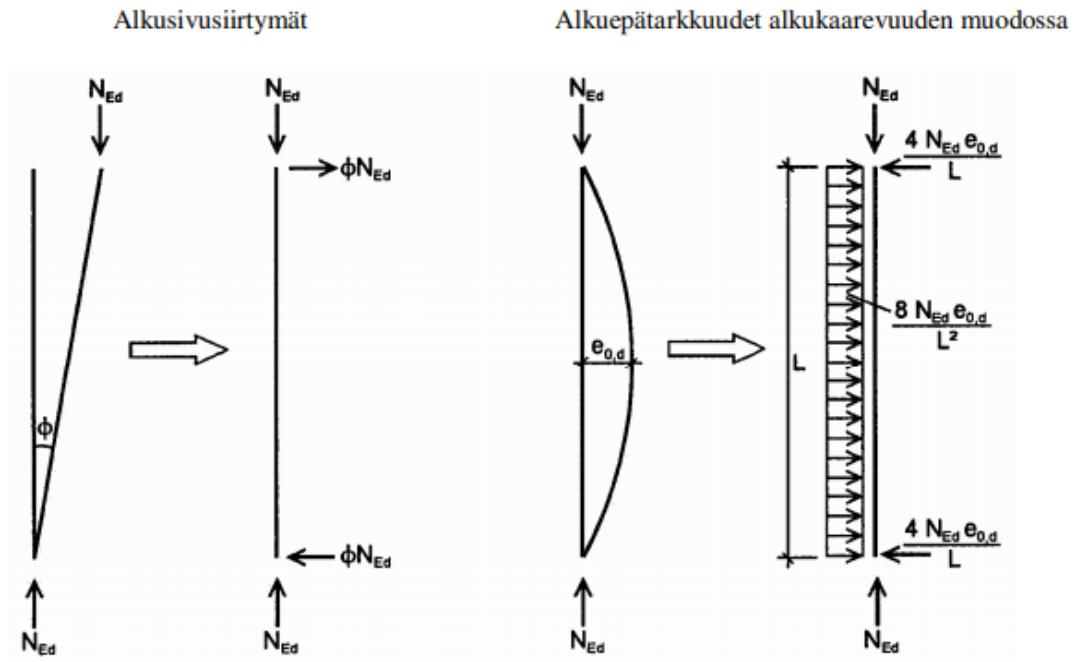
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mutta } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

α_m on pienennystekijä, joka ottaa huomioon rivissä olevien pilarien lukumäärän

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * (1 + \frac{1}{m})}$$

m on niiden rivissä olevien pilarien lukumäärä, joiden kantama pystysuuntainen kuorma N_{Ed} on vähintään 50 % tarkasteltavassa pystysuuntaisessa tasossa olevan pilarin keskimääräisestä kuormasta

Alkusivusiirtymien ja paikallisten alkukaarevuuden, toisin sanoen epätarkkuuksien vaikutukset voidaan huomioida rakenneanalyysissä ekvivalenteilla vaakavoimilla, jotka sijoitetaan kuvan 20 mukaisella tavalla (SFS-EN 1993-1-1, 35-36).



Kuva 20. jossa kerrotaan, kuinka epätarkkuuksien vaikutus otetaan huomioon (SFS-EN 1993-1-1, 36).

Myös sauvojen poikittaiseen jäykistysjärjestelmään kohdistuu todellisuudessa epätarkkuuksia. Jäykistysjärjestelmän epätarkkuudessa lasketaan sauvan poikittaisen jäykistykseen epätarkkuutta, jolloin jäykistysjärjestelmän epätarkkuudet lisätään jäykistysjärjestelmän kuormituksiin. (SFS-EN 1993-1-1, 38-39.)

Tässä opinnäytetyössä ei tarkastella jäykistysjärjestelmien kuormituksia, koska rakennuksen kokonaisjäykistystä ei tässä opinnäytetyössä mitoiteta. Mikäli rakennus olisi rakennettava kohde, tulisi rakennus suunnitella myös kokonaisjäykistykseen kannalta.

4.2 Staattisen mallin kuormitusten laskenta

Kolminivelkehä on staattisesti määrätty rakenne, jolloin rasitukset voidaan laskea käyttämällä tasapainoyhtälöitä (Suomen liimapuuyhdistys ry, Puuinfo Oy 2015, 163). Kuitenkin tässä tapauksessa keuhään vaikuttaa useampi erillinen kuormitus, jolloin laskennan helpottamiseksi käytetään Rfem-ohjelmistoa helpottamaan rasitusten laskentaa. Käsinlaskentana tehtävässä rasitusten laskennassa olisi

myös haastavaa arvioida vaarallisin kuormitusyhdistelmä, jolloin laskennasta tulisi suuritöinen. Myös laskenta liitosjäykkyksillä tekisi analysoinnista työlästä.

4.2.1 Murtorajatilan mitoitus

Murtorajatilan tarkastelussa pyritään tarkastelemaan rakenteen tasapainon menetys, vaurioituminen, äkillinen murtuminen tai väsymällä tapahtuva murto (RIL-201, 29). Murtomuotoja voi olla staattisen tasapainon menetys (Equilibrium), materiaalin riittämätön lujuus (Strength), maan lujuuden menetys (Geotechnical) ja väsymismurto (fatigue) (Kaitila 2010, 34).

4.2.2 Käyttörajatilan mitoitus

Käyttörajatilan tarkasteluissa tutkitaan rakenteiden toimintaa normaalikäytössä, ihmisten käyttömukavuutta ja rakennuksen ulkonäköä, johon kuuluu taipumat ja liiallisen halkeilun estäminen. Käyttörajatilat voivat olla palautuvia tai palautumattomia. Käyttörajatilan tarkastelujen tarkoitus on taata rakennuksen käyttökelpoisuus. Käyttörajatilojen vaatimuksia voidaan esitellä muissa Eurokoodi-standardeissa (SFS-EN 1990, 54.) Teräsrakenteilla käyttörajatilojen vaatimuksia esitetään Kansallisessa liitteessä.

Tässä opinnäytetyössä käyttörajatilan siirtymien tarkasteluja ei tehdä käsinlaskentana. Käyttörajatilan vaatimusten täytyminen todetaan Rfem-ohjelmiston ilmoittamien siirtymien perusteella. Taulukossa 8 esitellään teräsrakenteiden kansallisen liitteen siirtymien raja-arvot.

Taulukko 8. Teräsrakenteiden kansallisen liitteen siirtymien raja-arvot (NA-SFS-EN 1993, 19).

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

4.2.3 Rajatilamitoitus osavarmuusmenetelmällä

Osavarmuusmenetelmässä tulee osoittaa, ettei rajatilamitoituksen arvoja ylitetä missään mitoitustarkastelussa. Mitoitustilanteita mallintaessa määräävät kuormitusyhdistelmät tulee yhdistellä mahdollisten tilanteiden mukaan. Sellaisia yhdistelmiä ei tarvitse tarkistaa, joita ei ole mahdollista esiintyä samanaikaisesti. (SFS-EN 1990, 70.) Taulukossa 11 esitetään murtorajatilan kuormitusyhdistelmät.

Osavarmuusmenetelmässä kuormitusyhdistelmillä käytetään yhdistelykertoimia taulukon 10 mukaisesti. (NA-SFS-EN 1990, 17). Rajatilamitoituksessa lisävarmuutta tuo luotettavuuskerroin K_{Fi} , joka määritellään pääosin sillä, miten suuret

seuraukset ovat rakennuksen vaurioitumisella. Seuraamusluokat ja luotettavuuskertoimet esitetään taulukossa 9.

Taulukko 9. Seuraamusluokat ja luotettavuusluokan kertoimet (RIL-201, 26).

Seuraamusluokan (CC) kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä	Luotettavuusluokka/kuormakerroin K_{Fi}
CC3 Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä, kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esim. korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakoisten maalajien alueilla.	RC3 $K_{Fi} = 1,1$
CC2 Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.	RC2 $K_{Fi} = 1,0$
CC1 Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksellisten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset ²⁾ rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä ³⁾ , kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m ² tai suurin jänneväl enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa, kuten - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana.	RC1 $K_{Fi} = 0,9$

Tämän opinnäytetyön rakennus kuuluu keskisuureen rakennusluokkaan, jossa on mahdollisuus taloudellisiin vahinkoihin. Tässä opinnäytetyössä käytetään seuraamusluokkaa CC2, jolloin K_{Fi} on 1.

Taulukko 10. Kansallisten liitteiden mukaiset yhdistelykertoimet (NA-SFS-EN 1990, 18).

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6 ^{**)}
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3 ^{**)}
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3 ^{*)} kun			
$s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ^{***)}	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huomaus: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. ^{**)} Ajokäytävillä $\psi_2 = 0$ ^{***)} Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia			

Taulukko 11. murtorajatilan kuormitusyhdistelmien mitoitusyhdistelmät (NA-SFS-EN 1990, 20).

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitus-tilanteet	Pysyvät kuormat		Määräävä muuttuva kuorma (*)	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht. 6.10a)	$1,35 K_{FI} G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$		
(Yht. 6.10b)	$1,15 K_{FI} G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$	$1,5 K_{FI} Q_{k,1}$	$1,5 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Teräsrakenteissa osavarmuusmenetelmän mitoituksessa käytettäviä varmuuslukuja ovat γ_{M1-7} , jossa varmuusluvun numero kertoo, missä mitoitusapauksessa käytetään mitäkin osavarmuuslukua. Tässä opinnäytetyössä käytetään γ_{M0} ja γ_{M1} osavarmuuslukuja, joiden lukuarvona käytetään arvoa 1. Liitosten osavarmuuslukuna käytetään arvoa $\gamma_{M2} = 1,25$ (SFS-EN 1993-1-1, 48.)

4.3 Profiilin rasiusten laskenta ja mitoitus

Teräsrakenteiden mitoituksessa tulee muistaa, että sauvarakenteet tulee aina mitoitaa myös poikkileikkauksen kestävyden mukaan, stabiiliustarkastelujen lisäksi. Yleisesti poikkileikkaus mitoitetaan yksittäisille voimasuureille, kuten normaali-, leikkausvoima, vääntö- ja taivutusmomentti, sekä poikkileikkaus tarkistetaan näiden voimien yhteisvaikutukselle. (Kaitila 2010, 47.)

Poikkileikkausten tarkistukseen on kehitetty poikkileikkausluokitus, joka riippuu profiilin poikkileikkauksesta. Poikkileikkausluokitus määrittelee minkä teorian mukaisesti poikkileikkaus mitoitetaan. (Kouhi 2015a, 102.) Yleisesti ottaen poikkileikkausluokitus vaikuttaa profiilin mitoituksessa käytettäviin teholliseen poikkileikkaukseen, sekä sen jännitysjakamaan. Poikkileikkausluokituksen perusteella voidaan tunnistaa miten poikkileikkauksen paikallinen lommahdus rajoittaa kuormituksen kehittymistä. Poikkileikkausluokat ovat luokiteltu numeroin 1-4, jossa poikkileikkausluokkaan 4 menevä profiili ei ole muihin poikkileikkausluokkiin sopiva (SFS-EN 1993-1-1, 42).

Poikkileikkausluokkien 1 ja 2 profiilien kestävyys voidaan laskea plastisuusteorian mukaan tai plastisuusteorian mukaan johdettujen yhteisvaikutuskaavojen perusteella. Profiilien kestävyys voidaan tarkistaa myös poikkileikkausluokan 3 sääntöjen mukaan, jolloin mitoitus on varman puolella. Poikkileikkausluokan 3 profiilit voidaan mitoitaa Von Mises:n myötöehdon mukaisella yhteisvaikutuskaavalla, jos yhteisvaikutusta ei voida mitoitaa yksittäisten kestävyyksien ja niiden yhteisvaikutuskaavojen avulla (Kouhi 2015a, 102). Poikkileikkausluokassa 4 profiilissa esiintyy paikallinen lommahdus, ennen kuin myötöraja on ylitetty jossain poikkileikkauksen pisteessä (SFS-EN 1993-1-1, 42). SFS-EN 1993-1-1 antaa ohjeistuksen kuinka eri poikkileikkausluokitusten profiilit tulee käsitellä.

Taulukoissa 12 ja 13, SFS-EN 1993-1-1 taulukot 5.2 osa 1 ja osa 2, esitetään poikkileikkausluokan laskentaohjeet, joiden avulla voidaan määrittää käytettävän profiili poikkileikkausluokitus. Todettakoon, että tässä opinnäytetyössä profiilin laipat ovat puristettuja taso-osia sekä uuma on puristettu ja taivutettu taso-osa. Poikkileikkaus voi kuulua eri luokkiin, riippuen siihen kohdistuvasta puristuksesta,

joka muuttaa poikkileikkauksen jännitysjakamaa (Kaitila 2010, 40). Taulukoissa 12 ja 13, jännitysjakamaa osoittaa termi α .

Taulukko 12. Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet (SFS-EN 1993-1-1, 45).

Taulukko 5.2 (Osa 1): Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet

Kahdelta reunalta tuetut puristetut taso-osat						
			Taivutus ko. akselin suhteen			
			Taivutus ko. akselin suhteen			
Poikkileikkausluokka	Taivutetut taso-osat	Puristetut taso-osat	Taivutetut ja puristetut taso-osat			
Taso-osan jännitysjakautuma (puristus positiivinen)						
1	$c/t \leq 72e$	$c/t \leq 33e$	$\text{kun } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396e}{13\alpha - 1}$ $\text{kun } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36e}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83e$	$c/t \leq 38e$	$\text{kun } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456e}{13\alpha - 1}$ $\text{kun } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5e}{\alpha}$			
Taso-osan jännitysjakautuma (puristus positiivinen)						
3	$c/t \leq 124e$ ¹⁾	$c/t \leq 42e$ ²⁾	$\text{kun } \psi > -1: c/t \leq \frac{42e}{0,67 + 0,33\psi}$ ³⁾ $\text{kun } \psi \leq -1^{3)}: c/t \leq 62e(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$e = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

⁴⁾ Arvoa $\psi \leq -1$ käytetään, kun joko puristusjännitys $\sigma < f_y$ tai vedetyn puolen venymä $\epsilon_y > f_y/E$

¹⁾ Suomentajan huomautus:

Standardin EN 1993-1-5 mukaan raja-arvoksi saadaan: $c/t \leq 121,43e$

²⁾ Suomentajan huomautus:

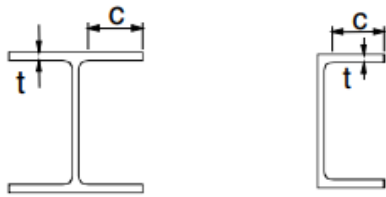
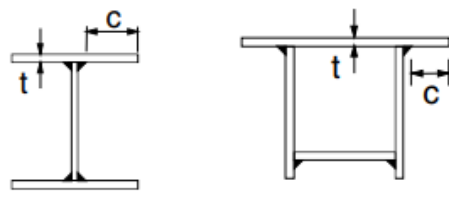
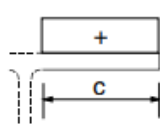
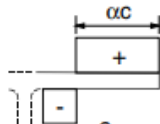
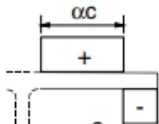
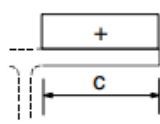
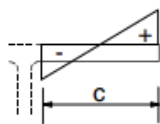
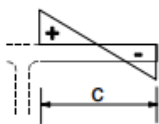
Standardin EN 1993-1-5 mukaan raja-arvoksi saadaan: $c/t \leq 38,25e$

³⁾ Suomentajan huomautus:

Standardin EN 1995-1-5 mukaan raja-arvo riippuu lommahduskertoimesta k_σ ja jännityssuhteesta ψ .

Taulukko 13. Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet (SFS-EN 1993-1-1, 46).

Taulukko 5.2 (Osa 2): Puristettujen taso-osien suurimmat leveys-paksuussuhteet

Ulokkeelliset laipat						
						
Poikkileikkausluokka	Puristetut taso-osat	Puristetut ja taivutetut taso-osat				
		Vapaa reuna on puristettu		Vapaa reuna on vedetty		
Taso-osan jännitysjakautuma (puristus positiivinen)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Taso-osan jännitysjakautuma (puristus positiivinen)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$ ⁴⁾	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ ⁵⁾ k_σ ks. EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

⁴⁾ Suomentajan huomautus:

Standardin EN 1993-1-5 mukaan raja-arvoksi saadaan: $c/t \leq 13,96\epsilon$

⁵⁾ Suomentajan huomautus:

Standardin EN 1993-1-5 mukaan raja-arvoksi saadaan: $c/t \leq 21,29\epsilon\sqrt{k_\sigma}$

Tässä opinnäytetyössä poikkileikkausluokan laskenta esitetään liitteessä 3. Liitteissä todetaan, että profiilin laipat kuuluvat poikkileikkausluokkaan 1 ja profiilin uuma kuuluu joko poikkileikkausluokkaan 1 tai 4, riippuen pisteestä, jossa poikkileikkausta tarkastellaan.

4.3.1 Puristuskestävyys

Poikkileikkauksen puristuskestävyyden mitoitusarvo $N_{c,Rd}$ lasketaan SFS-EN 1993-1-1 kohdan 6.2.4 kohdan mukaan. Poikkileikkausluokissa 1,2 ja 3 puristuskestävyys lasketaan kaavalla 10.

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (10)$$

missä A on poikkileikkauksen pinta-ala
 f_y on teräksen myötöraja
 γ_{M0} on varmuuskerroin

Jolloin saadaan ehto

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Poikkileikkauksen puristuskestävyys lasketaan liitteessä 4.

4.3.2 Leikkauskestävyys

Leikkauskestävyyttä $V_{c,Rd}$ mitoittaessa, jos käytetään plastisuusteorian mukaista mitoitusta on $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd}$, joka lasketaan kaavalla 11, mikäli vääntöä ei ole (SFS-EN 1993-1-1, 54).

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (11)$$

missä A_v = leikkauspinta-ala

Jolloin voidaan tarkastaa mitoitusehto

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Uuman, jossa ei käytetä välilykkeitä, tulee uuman leikkauslommahduksen kestävyys tarkistaa SFS-EN 1993-1-5 ohjeistuksella. Leikkauslommahduksen tarkistus tehdään kaavalla 12 (SFS-EN 1993-1-1, 55.)

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 * \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (12)$$

missä h_w = Uuman korkeus

t_w = Uuman paksuus

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

$$\eta = 1,2 \text{ (NA-SFS-EN-1993, 38)}$$

Poikkileikkauksen leikkauskestävyys lasketaan liitteessä 4.

4.3.3 Taivutuskestävyys

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys $M_{c,Rd}$ voidaan laskea joko poikkileikkauksen vahvempaan tai heikompaan suuntaan riippuen kuormitustavasta. Kahteen suuntaan taivutettu sauva mitoitetaan poikkeavalla tavalla esitettävästä tavasta. Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitus riippuu poikkileikkausluokituksesta, jolloin poikkileikkausluokissa 1 ja 2 voidaan käyttää plastisia arvoja, kun poikkileikkausluokassa 3 tulee käyttää kimmoteorian mukaisia taivutusvastuksen arvoja. Poikkileikkausluokassa 4 tulee profiilin taivutusvastus määrittää poikkileikkauksen reunassa vaikuttavan jännityksen perusteella. (SFS-EN 1993-1-1, 53.) Poikkileikkausluokissa 1 ja 2 taivutuskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 13 (SFS-EN 1993-1-1, 53).

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (12)$$

missä W_{pl} = Plastisuusteorian mukainen taivutusvastus

Josta saadaan mitoitusehto

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Poikkileikkausluokassa 3 ja 4 laskentakaava on sama kuin kaava 12, jossa ainoa muuttuva arvo on taivutusvastus. Poikkileikkausluokassa 3 käytetään kimmoteorian mukaista taivutusvastusta $W_{el,min}$ ja poikkileikkausluokassa 4 $W_{eff,min}$ (SFS-EN 1993-1-1, 53).

Mikäli profiilin vedetyssä laipassa on käytetty kiinnittimiä, tulee niiden vaikutus huomioida, jotta voidaan taata mitoitusteorian mukainen plastisoituminen (SFS-EN 1993-1-1, 54). Tässä tapauksessa vedetyllä alueella ei ole kiinnittimiä. Taivutuskestävyys lasketaan liitteessä 4.

4.3.4 Taivutus- ja leikkaus

Leikkausvoiman vaikutus profiilin taivutuskestävyyteen tulee ottaa huomioon. SFS-EN 1993-1-1, kohta 6.2.8 antaa ohjeistuksen, kuinka leikkausvoiman vaikutus otetaan huomioon. Todetaan kuitenkin ohjeistuksen mukaisesti, että jos leikkausvoiman mitoitusarvo on pienempi kuin puolet plastisuusteorian mukaisesta leikkauskestävyydestä, voidaan leikkausvoiman vaikutus jättää huomiomatta, jos uuman leikkauslommahdus ei pienennä poikkileikkauksen kestävyyttä. (SFS-EN 1993-1-1, 57.)

4.3.5 Taivutus- ja aksiaalinen voima

Aksiaalisen voiman vaikutus taivutusmomenttikestävyyteen poikkileikkausluokissa 1 ja 2 tulee ottaa huomioon standardisoiduille valssatuille I- ja H-poikkileikkauksille SFS-EN 1993-1-1 kaavalla 6.36. Mikäli poikkileikkausluokka on 3 tai 4, tulee aksiaalisen voiman vaikutus huomioida paikallisten jännitysten mukaan. (SFS-EN 1993-1-1, 58-60.)

”Standardisoiduille valssatuille I- ja H-poikkileikkauksille sekä hitsatuille I- ja H-poikkileikkauksille, joiden laipat ovat samanlaiset ja joissa kiinnittimien reikiä ei tarvitse ottaa huomioon voidaan käyttää seuraavia likimääräistyksiä.” Likimääräistykset voidaan laskea kaavalla 13 (SFS-EN 1993-1-1, 58.)

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} * \frac{1-n}{1-0,5*a} \text{ mutta } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (13)$$

missä $M_{pl,y,Rd}$ = Poikkileikkauksen lokaalin y-suunnan, tässä tapauksessa vahvemman suunnan plastinen taivutusvastus
 $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$, jossa $N_{pl,Rd}$ on plastinen puristuskestävyys
 $a = (A-2bt_f)/A$ mutta $a \leq 0,5$

Aksiaalisen voiman vaikutus momenttikestävyyteen lasketaan liitteessä 4.

4.4 Sauvan mitoitus

Jotta voidaan todeta laskennallisesti mitoitettavan rakenneosan kestävyys, tulee vielä kuitenkin todentaa profiilista koostuvan sauvan stabiliteetti. Teräsrakenteisia sauvoja mitoittaessa huomioidaan teräksen käyttäytyminen materiaalina nurjahduskäyriä valittaessa, sauvojan hoikkuuksista johtuvia kimmoteorian mukaisia kriittisiä kuormituksia, sekä muita mitoituksessa olennaisia seikkoja.

Kappaleessa 3.5.1 on aikaisemmin avattu sauvan stabiliteettiin liittyvää teoriaa. Tässä kappaleessa on tarkoitus syventyä tarkemmin mitoitus-teorioihin, sekä kapasiteetin laskentaan.

4.4.1 Sauvan nurjahdus

Nurjahduskäyrät perustuvat jo 1960-luvulla aloitettuihin laajoihin kokeisiin. Nurjahduskestävyyden pienennystekijä lasketaan, koska kimmoteorian mukainen N_{cr} ei ota huomioon sauvassa olevia epätarkkuuksien, materiaaliominaisuuksien, tai

profiilin mittasuhteiden vaikutusta, jolloin todellinen nurjahduskuorma on pienempi. (Kouhi 2015a, 130.)

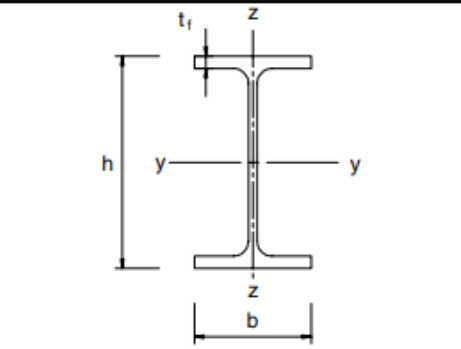
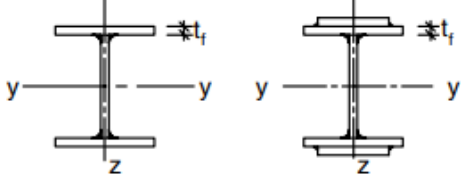

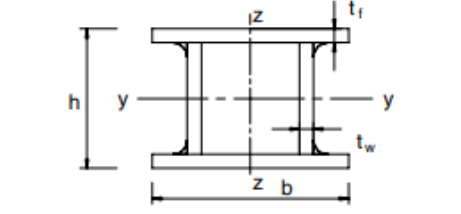
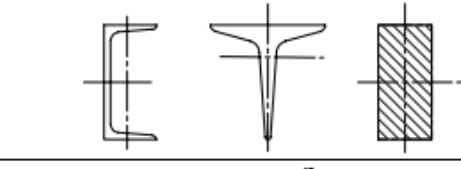

Tämän opinnäytetyön tutkittava rakenne on kohtalaisen hoikka, sauvat kohtalaisen pitkiä ja jännevälit ovat myös merkittäviä. Tällaisessa tilanteessa on kannattavaa suorittaa sauvan stabiiliteettitarkasteluja. Todettakoon, että stabiilustarkastelun tarkoituksena on löytää ensimmäinen vahvempaan suuntaan löytyvä nurjahdusmuoto, koska heikomman suunnan nurjahdus on estetty. Epätarkkuustekijä α määritetään poikkileikkauksen profiilin, mittasuhteiden, nurjahdusakselin ja teräksen laadun mukaan taulukosta 14.

Taulukko 14. epätarkkuustekijä α arvon määrittäminen nurjahduskäyrän mukaan (SFS-EN 1993-1-1, 62).

Nurjahduskäyrä	a_0	a	b	c	d
Epätarkkuustekijä α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Epätarkkuustekijän valintaan tarvitaan määrittää nurjahduskäyrä, joka tulee valita taulukosta 15.

Taulukko 15. nurjahduskäyrän valinta profiilin ominaisuuksien mukaan (SFS-EN 1993-1-1, 63).

Poikkileikkaus	Rajat	Nurjahdus ko. akselin suhteen	Nurjahduskäyrä		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
	Kuumamuovattu	Kaikki	a	a ₀	
	Kylmämuovattu	Kaikki	c	c	
	Yleensä (poikkeus, ks. alla)	Kaikki	b	b	
	Paksut hitsit: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Kaikki	c	c	
		Kaikki	c	c	
		Kaikki	b	b	

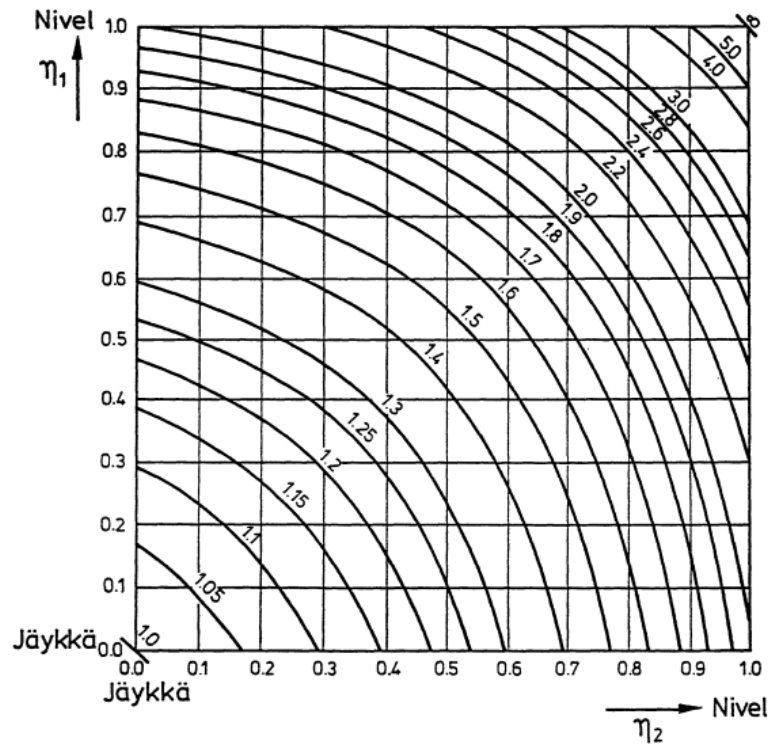
IPE 400-profiililla, teräslaadulla S355, voidaan taulukosta 15 valita nurjahduskäyräksi y-y-suunnan nurjahdukselle a ja z-z-suunnan nurjahdukselle b, jolloin epätarkkuustekijä α arvoksi saadaan $a=0,21$ ja $b=0,34$.

Jokaiselle sauvalle tulee laskea myös muunnettu hoikkuus, joka määrittää merkittävästi sauvan nurjahduskapasiteettia. Kuten aikaisemmin on mainittu kappaleessa 3.5.1, olennainen termi kaavassa on N_{cr} , joka määrittää kimmoteorian mukaisen nurjahduskuorman. Kimmoteorian mukaisen nurjahduskuorman laskentakaavassa olennaisimmat muuttujat ovat kimmokerroin E , jäyhyysmomentti I , sekä sauvan nurjahduspituus L_{cr} . N_{cr} lasketaan kaavalla 3.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (3)$$

Kuten aikaisemmin on tässä opinnäytetyössä mainittu, mitoitetaan tässä tapauksessa kehän rakenneosat ekvivalentin pilarin menetelmällä, jossa tarkoituksena on löytää koko kehärakenteen mukainen nurjahdusmuoto, jonka avulla saadaan selville nurjahduspituus L_{cr} . Tässä opinnäytetyössä nurjahduspituus selvitetään esistandardin ENV-SFS-1993-1-1 liitteen E:n mukaan, sekä seurataan Kouhin Eurocode 3 Teräsrakenteiden suunnittelu 1-1 yleiset ja rakennuksia koskevat säännöt -teoksen esimerkkilaskelmaa, joka on laskettu esistandardin ohjeen mukaisesti. Jotta saadaan nurjahduspituudesta luotettava kuvaus, vertaillaan käsinelaskennan ja Rfem RF-Stability lisäosan ilmoittamia tuloksia.

Liite E:n ohjeistuksen mukaan pilarin nurjahduspituus voidaan valita kuvasta 21 tai vaihtoehtoisesti käyttää kaavaa E.7, tämän opinnäytetyön kaava 16, joka on kokemusperäinen kaava, jonka arvot menevät varmalle puolelle (ENV-SFS-1993-1-1, 347(E/9)).



Kuva 21. Sivusiirtyvän pilarin nurjahduspituussuhde (ENV-SFS-1993-1-1, 342 (E/4)).

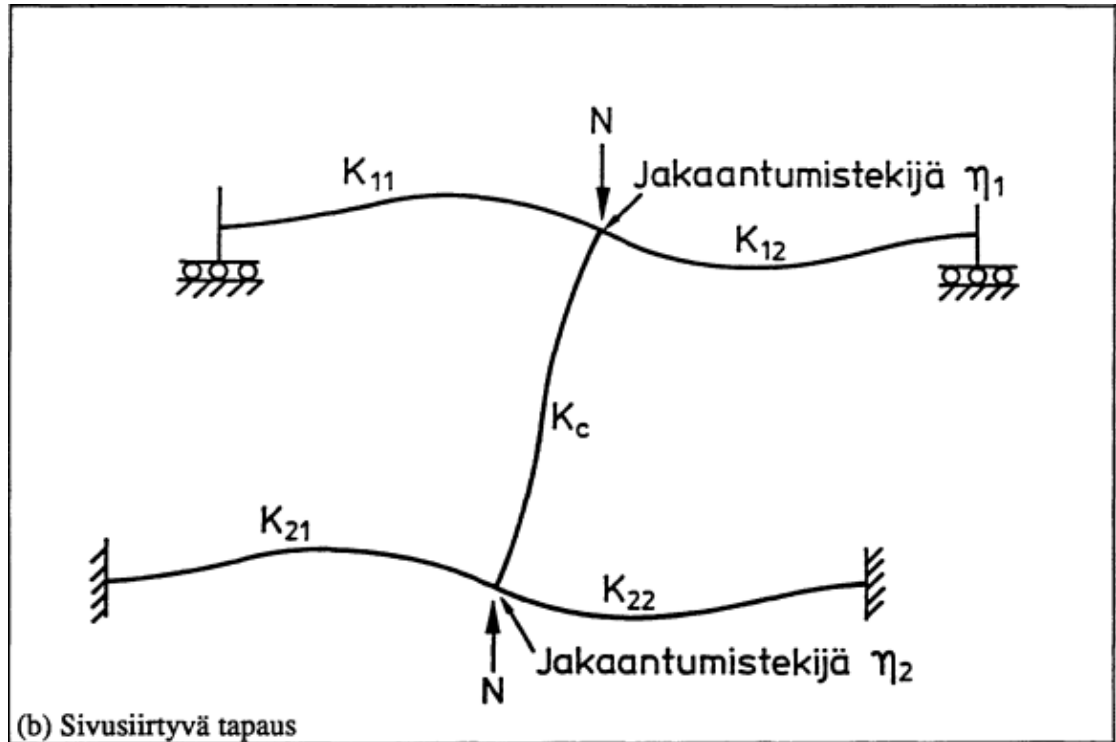
Arvot η_1 ja η_2 voidaan laskea ohjeistuksen mukaisesti kaavalla 14 ja 15 (ENV-SFS-1993-1-1, 340).

$$\eta_1 = K_c / (K_c + K_{11} + K_{12}) \quad (14)$$

$$\eta_2 = K_c / (K_c + K_{21} + K_{22}) \quad (15)$$

missä K_c = on pilarin jäykkyystekijä I/L

K_{ij} = on palkin tehollinen jäykkyystekijä ks. kuva 22.



Kuva 22. jossa selvennetään pilarien jakaantumistekijöitä (ENV-SFS-1993-1-1, 343 (E/5)).

Kun η_1 ja η_2 tiedetään, voidaan laskea l/L sivusiirtyvän kehän kaavalla 16 (ENV-SFS-1993-1-1, 347).

$$l/L = \left[\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \eta_2} \right]^{0,5} \quad (16)$$

Jolloin saadaan laskettua nurjahduspituus L_{cr} kaavalla

$$L_{cr} = l/L * L_{pilari}$$

Kun tiedetään pilarin nurjahduspituus L_{cr} , voidaan laskea pilarin kimmoteorian mukainen kriittinen nurjahduskuorma kaavalla 3. Nurjahduspituuden laskenta esitetään liitteessä 5.

Kun tiedetään rakenneosan kimmoteorian mukainen kriittinen nurjahduskuorma, voidaan laskea sauvan muunnettu hoikkuus poikkileikkausluokissa 1,2 ja 3 kaavalla 17 sekä aikaisemmin määritetyn epätarkkuustekijän avulla nurjahduskestävyyden pienennystekijä kaavalla 18. (SFS-EN 1993-1-1, 61.)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A^* f_y}{N_{cr}}} \quad (17)$$

N_{cr} = kimmenteorian mukaisen bruttopoikkileikkauksen mukaan laskettu kriittinen voima kyseeseen tulevassa nurjahdusmuodossa

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

missä α = on epätarkkuustekijä

$\bar{\lambda}$ = muunnettu hoikkuus

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mutta } \chi \leq 1,0 \quad (18)$$

Jolloin voidaan laskea sauvan nurjahduskestävyys poikkileikkausluokissa 1,2 ja 3 kaavalla 19 (SFS-EN 1993-1-1, 61).

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A^* f_y}{\gamma_{M1}} \quad (19)$$

missä χ = on nurjahduskestävyyden pienennystekijä

Jolloin saadaan mitoitusehto

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

missä $N_{b,Rd}$ = puristetun sauvan

nurjahduskestävyyden mitoitusarvo

Puristetun sauvan nurjahduskestävyyden mitoitusarvon käsinlaskenta esitetään liitteessä 5. Kehän ensimmäinen nurjahdusmuoto ja L_{cr} :n RF-Stability laskenta esitetään liitteessä 6.

4.4.2 Sauvan kiepahdus

Todettakoon vielä, että mikäli sauvojen, joiden puristettu laippa on riittävän hyvin tuettu sivusuuntaisesti, ei sauva ole herkkä kiepahtamaan, sekä joissain tapauksissa profiili itsessään ei ole herkkä kiepahtamaan. (SFS-EN 1993-1-1, 65.) Tässä opinnäytetyössä sauvojen nurjahdustarkastelu tehdään valssattujen ja vastaavien hitsattujen sauvojen kaavoilla.

Kuten aikaisemmin kappaleessa 3.5.1 mainittu, sauvan kiepahduskestävyyteen vaikuttaa olennaisesti kimmoteorian mukainen kriittinen momentti kiepahduksessa, jonka lyhenne on M_{cr} . Sen laskennassa huomioidaan kuormituksen sijainti poikkileikkauksessa, momenttipinnan muoto, sekä reunaehdot, joka tarkoittaa tässä tapauksessa sauvan tuentatapoja (Kouhi 2015a, 139).

Teräsrakenteiden mitoituksessa M_{cr} :n laskenta on yksi haastavimpia vaiheita stabiiliteettitarkasteluissa, koska suunnittelijan tulisi varmistua, että valitut parametrit ovat todellista tilannetta vastaavia. Tässä opinnäytetyössä M_{cr} :n arvo lasketaan ENV-SFS-1993-1-1 Liite F ohjeistuksen mukaan. Vakiopoikkileikkaukselliset kaksoissymmetriset palkit voidaan laskea kaavalla 20 (ENV-SFS-1993-1-1, 351).

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[\left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + [C_2 Z_g]^2 \right]^{0,5} - C_2 Z_g \right] \quad (20)$$

missä C_1 , C_2 ja C_3 on tekijöitä, jotka riippuvat kuormituksesta ja reunaehdoista.

k ja k_w on teholliseen pituuteen liittyviä tekijöitä, jotka huomioivat sauvan päiden kiinnitystapoja

z_g = vääntökeskiöön liittyvä kuormituksen vaikutuspisteen koordinaatti $z_g = z_a - z_s$, kuitenkin tässä tapauksessa 0 mm (profiilin keskellä)

I_t = vääntövakio

I_w = käyristymisvakio

I_z = jäyhyysmomentti heikomman akselin suhteen

G = liukukerroin, teräksellä 81 000 [N/mm²]

Mikäli ei laskennassa käytetä kertoimia C_2 ja C_3 , eli ei huomioida kuormitustavasta riippuvaa vähennystä kestävyteen, supistuu kaava 20 kaava 21:den muotoon (ENV-SFS-EN 1993-1-1, 351).

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5} \quad (21)$$

Tässä opinnäytetyössä lasketaan sauvan kriittinen kiepahduskestävyys sauvanpäämomenttien taulukkoarvoilla. Tämä selkeyttää laskentaa merkittävästi ja koska kyseessä on osittain sauvanpäämomentista ja osittain kuormitustavasta riippuva tapaus, todetaan, että sauvanpäämomentista tuleva kuormitus on niin merkittävä, että kuormitustapa ei tässä tapauksessa vaikuta merkittävästi. Lasketaan kuitenkin NCCI:n ohjeistuksen mukaan vertailuarvo kuormitustavan merkitykselle.

C_1 ja C_2 kertoimet riippuvat poikkileikkauksen ominaisuuksista, tukiehdoista ja momenttipinnan muodosta. NCCI:n ohjeen mukaan sauvanpäämomentin ja tasaisen tai pistekuormituksen tapauksessa C_1 ja C_2 voidaan selvittää kuvista 24 ja 25. Tässä tapauksessa kuormitus on tasainen kuormitus sekä lisäksi sauvanpäämomentti, jolloin käytetään NCCI:n case 1-ohjeistusta. Todettakoon vielä, että C_1 ja C_2 arvojen määrittämiseen tarvitaan momenttijakauma, joka voidaan selvittää arvolla ψ , joka tarkoittaa sauvanpäämomenttien suhdetta. Sauvanpäämomenttien arvo vaihtelee kaavan 22 mukaisesti (NCCI 2021b, 6).

$$-1 \leq \psi \leq 1 \quad (22)$$

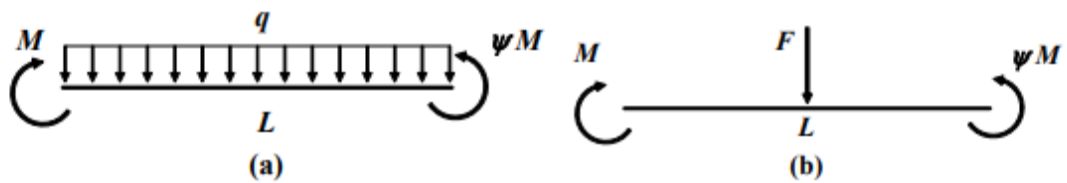
missä $\psi = 1$ on tasaisesti jakautunut momentti

Toinen tarvittava parametri on sauvanpäämomentin ja tasaisen kuormituksen suhde maksimimomenttiin, joka voidaan selvittää kaavalla 23. (NCCI 2021b, 1-7.)

$$\mu = \frac{qL^2}{8M} \quad (23)$$

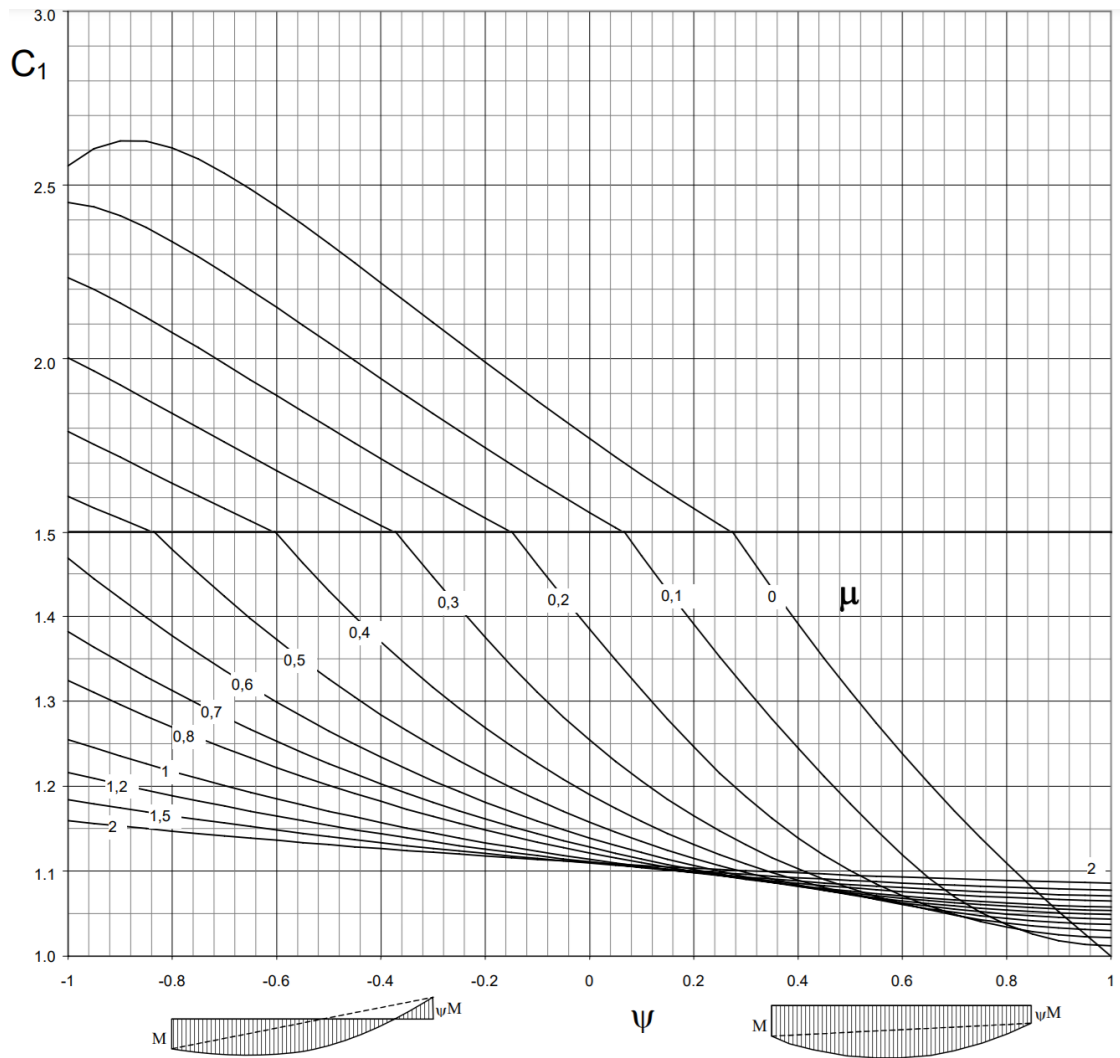
missä μ =sauvanpäämomentin ja tasaisesti jakautuneen kuormituksen suhdeluku
 q =sauvalle tuleva vaakavoimien metrikuormitus
 L =sauvan pituus
 M =maksimimomentti

Todettakoon vielä, että μ arvo on positiivinen, kun tasainen tai pistekuormitus taivuttaa sauvaa samaan suuntaan kuin sauvanpäämomentti ks. kuva 23.



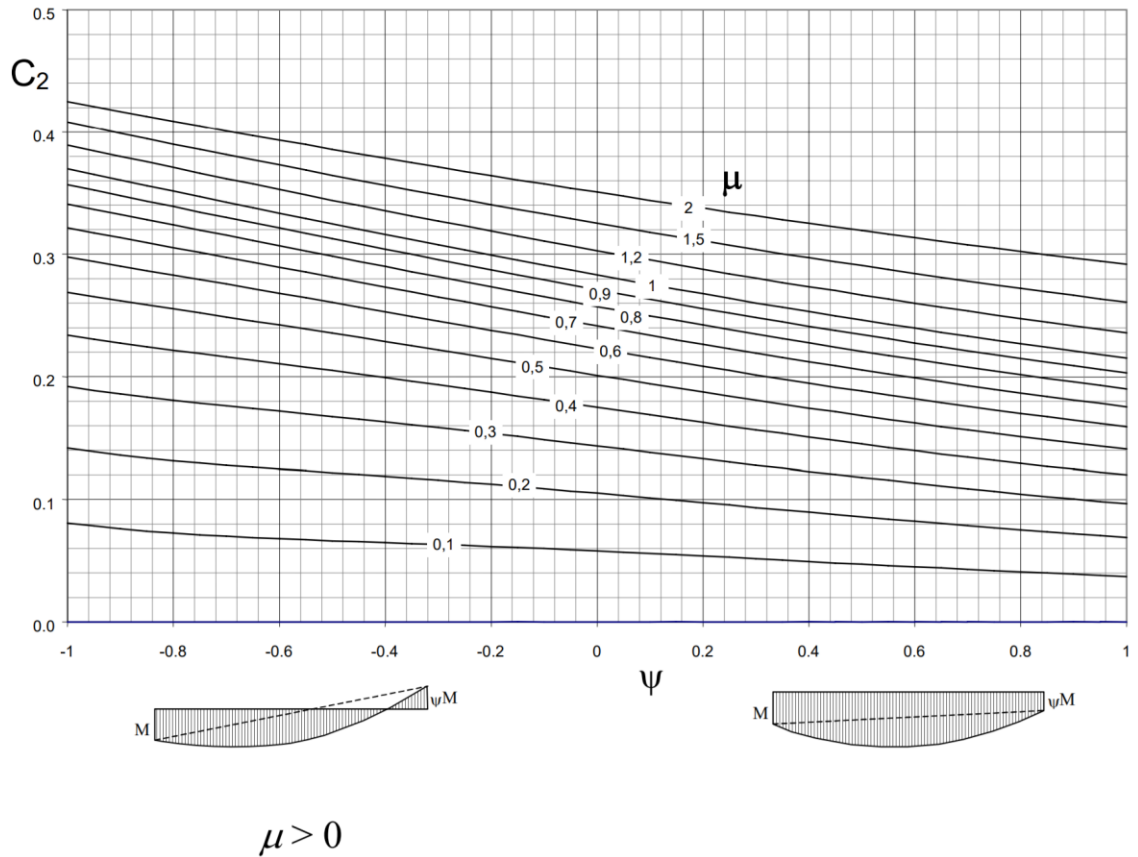
Kuva 23. selventämään μ positiivista arvoa (NCCI 2021b, 7).

Arvo on negatiivinen, kun sauvanpäämomentti ja muu kuormitus ovat vastakkaisen suuntaiset. (NCCI 2021b, 7.) Sikäli, kun arvot ψ ja μ tiedetään, voidaan C_1 ja C_2 arvot selvittää kuvista 24 ja 25.



$$\mu > 0$$

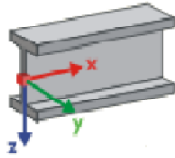
Kuva 24. josta voidaan määrittää C_1 :n arvo (NCCI 2021b, 8).



Kuva 25. josta voidaan määrittää C_2 :n arvo (NCCI 2021b, 9).

Termit l_t , l_w ja l_z ovat poikkileikkauksen ominaisuuksista riippuvia, jolloin selvitetäviksi arvoiksi jäävät k , k_w ja C_1 . Tehollisen pituuden arvot k ja k_w vaihtelevat arvosta 0,5, kun kiinnitys on täysin jäykkä ja 1,0 vapaata tuentaa käyttäessä. Edellä mainitut arvot saavat arvon 0,7, kun toinen pää sauvasta on jäykästi kiinnitetty ja toinen pää on vapaasti tuettu. (ENV-SFS-1993-1-1, 350).

Rfem RF-/STEEL EC3- lisäosa tarkoittaa sauvan päiden kiinnitystä ja niiden kertoimia. Kuvassa 26 on $k=k_z$ ja k_w -kerroin tarkoittaa samaa kuin ENV-SFS-1993-1-1-ohjeistuksessa.



Axis definition for k_z and k_w

Effective Length Factor k_z

The factor k_z controls the lateral displacement u_y and the rotation φ_z at the member ends.

- $k_z = 1.0$ restrained against lateral displacement u_y on both member ends
- $k_z = 0.7l_e$ restrained against displacement u_y on both ends and restraint about z left
- $k_z = 0.7r_i$ restrained against displacement u_y on both ends and restraint about z right
- $k_z = 0.5$ restrained against displacement u_y and restraint about z on both member ends
- $k_z = 2.0l_e$ restrained against displacement u_y and restraint about z left; right end free
- $k_z = 2.0r_i$ restrained against displacement u_y and restraint about z right; left end free

Warping Length Factor k_w

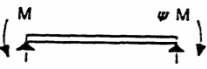
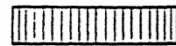





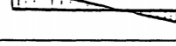
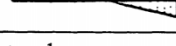
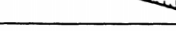
The factor k_w controls the torsion about the member's longitudinal axis x and the warping ω .

- $k_w = 1.0$ restrained against rotation about x on both member ends; free to warp on both sides
- $k_w = 0.7l_e$ restrained against rotation about x on both ends and warping restraint left
- $k_w = 0.7r_i$ restrained against rotation about x on both ends and warping restraint right
- $k_w = 0.5$ torsion and warping restraint on both member ends
- $k_w = 2.0l_e$ restrained against rotation about x and warping ω left; right end free
- $k_w = 2.0r_i$ restrained against rotation about x and warping ω right; left end free

Kuva 26. Rfem RF-/STEEL EC3 kuvaus päiden kiinnityksestä, huomioitavaa mallinnuksessa, että määrittys l_e tarkoittaa reunaehtoja sauvan alkupisteessä (Dlubal Software 2020b, 27-28).

Kun C_1 on momentin jakaantumiskerrointa tarkoittava termi, voidaan se sauvanpäämomenttien tapauksessa ottaa taulukosta 16. C_1 :n arvo voidaan selvittää, kun tiedetään taivutusmomenttipinnan muoto.

Taulukko 16. jossa jakaantumiskertoimen C_1 -arvot (ENV-SFS-1993-1-1, 352 (F/4)).

Taulukko F.1.1. Tekijöiden C_1 , C_2 ja C_3 arvot, jotka vastaavat k :n arvoja. Kuormituksen sauvan päämomentti					
Kuormitus ja tukiehdot	Taivutusmomenttipinnan muoto	k :n arvo	Tekijöiden arvot		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Kun tiedetään taivutusmomenttipinnan muoto rakennemallin mukaisesti, voidaan ψ arvoksi valita 0, jolloin C_1 :n arvo k :n arvolla 1 on 1,879. Arvon k määrittäminen riippuu sauvan tuennasta, jolloin käytännössä sen arvoa voi suunnitteluratkaisulla muuttaa.

Esimerkkinä kiepahtavan sauvan puristettu laippa voidaan tukea päistään niin hyvin, että päiden kiinnitystapa jäykistää profiilia, joka voi tarkoittaa kiepahduskapasiteetin kasvamista. Tässä opinnäytetyössä k ja k_w kertoimet ovat arvoltaan 1.

Kun tiedetään kimmoteorian mukainen kriittinen momentti, voidaan laskea sauvan suhteellinen hoikkuusluku λ_{LT} kaavalla, jolloin voidaan laskea χ_{LT} , kun laskeaan sen laskentaan tarvittavat arvot kaavoilla 24 ja 25 (SFS-EN 1993-1-1, 66).

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (24)$$

missä M_{cr} = on kimmoteorian mukainen kriittinen momentti kiepahduksessa

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (25)$$

missä $\lambda_{LT,0}$ = Valssattujen ja hitsattujen kaksoissymmetristen vakiopoikkileikkauksisten I- ja H-profiilien ja kuumavalssattujen ja kylmämuokattujen rakenneputkien muunnetun hoikkuuden kerroin Kansallisten liitteiden ohjeiden mukaan $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$

β = Kansallisen liitteen mukainen parametri edellä mainituille poikkileikkauksille $\beta = 0,75$

α_{LT} = epätarkkuustekijä, saadaan valittua taulukosta 17 kiepahduskäyrä, jonka mukaan valitaan epätarkkuustekijän arvo.

Taulukko 17. jossa valitaan kiepahduskäyrä, kun h on poikkileikkauksen korkeus ja b on poikkileikkauksen leveys

Poikkileikkaus (poikkileikkaus on vakio sauvan pituudella)	Rajat	Kiepahduskäyrä
Valssatut kaksoissymmetriset I- ja H-profiilit sekä kuumavalssatut rakenneputket	$h/b \leq 2$ $2 < h/b < 3,1$	b c
Hitsatut kaksoissymmetriset I-profiilit ja kylmämuokatut rakenneputket	$h/b \leq 2$ $2 < h/b < 3,1$	c d

Valitaan IPE 400 mukainen kiepahduskäyrä c.

Taulukko 18. jossa kiepahduskäyrän mukainen epätarkkuustekijä (SFS-EN 1993-1-1, 66).

Kiepahduskäyrä	a	b	c	d
Epätarkkuustekijä α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Jolloin epätarkkuustekijän arvoksi saadaan 0,49.

Kun tiedetään tarvittavat arvot, voidaan laskea valssatun taivutetun sauvan muunnettua hoikkuutta vastaava pienennystekijän arvo χ_{LT} kaavalla 26 (SFS-EN 1993-1-1, 66).

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \text{ mutta } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\lambda_{LT}^2} \end{cases} \quad (26)$$

Jolloin voidaan laskea sivusuunnassa tukemattoman sauvan kiepahduskestävyyden mitoitusarvo $M_{b,Rd}$ kaavalla 27. (SFS-EN 1993-1-1, 66).

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (27)$$

missä χ_{LT} = Kiepahduskestävyyden pienennystekijä
 W_y on kyseeseen tuleva taivutusvastus seuraavasti
 $W_y = W_{pl,y}$ poikkileikkausluokissa 1 tai 2
 $W_y = W_{el,y}$ poikkileikkausluokassa 3
 $W_y = W_{eff,y}$ poikkileikkausluokassa 4

Jolloin voidaan tarkastaa mitoitusehto

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

missä $M_{b,Rd}$ = kiepahduskestävyyden mitoitusarvo

Kiepahduskestävyyden ja kimmoteorian kriittisen kiepahdusmomentin laskenta esitetään liitteessä 7.

4.4.3 Sauvojen taivutus ja aksiaalinen puristus

Koska rakenteessa käytettävät sauvat ovat puristettuja ja taivutettuja rakenteita, tulee puristuksesta ja taivutuksesta johtuvat rasitukset tarkastella yhteisvaikutuskaavoilla. SFS-EN 1993-1-1, kohdan 6.3.3 huomion 1. mukaan

Yhteisvaikutuskaavat perustuvat päistään nivelellisesti ja haarukkalaake-rein tuetun yksiaukkoisen sauvan (tukien välillä joko on tai ei ole sivuttaista jatkuvaa tuentaa) mallintamiseen ja sauvaan kohdistuu puristusvoima, sauvanpäämomentit ja/tai poikittaisia kuormituksia.

Kuitenkin Kouhin tulkinnan mukaan SFS-EN 1993-1-1 kohta 6.3.3, soveltuu to-dellisuudessa myös muille tapauksille kuin standardin mukaiselle tapaukselle, kun sauvan reunaehdot otetaan huomioon kaavan parametreissa, kuten nurjah-duspituuksissa. (Kouhi 2015a, 146).

Mikäli SFS-EN 1993-1-1 kohdan 6.3.3 mukainen mitoitus tarkastelu ei sovellu, tu-lee käyttää yleistä menetelmää (SFS-EN 1993-1-1, 70). Tässä opinnäytetyössä käytetään yhteisvaikutuskaavoja, joissa huomioidaan sauvojen reunaehdot. Sau-vat tulee tarkistaa seuraaville ehdoille kaavoilla 28 ja 29 (SFS-EN 1993-1-1, 70).

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (28)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (29)$$

missä N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ = puristusvoiman ja maksimimomenttien (akselien y-y- ja z-z suhteen) mitoitusarvoja
 ΔM_y , ΔM_z = ovat taulukon 19 mukaisia painopisteakselin siirtymi-
 sestä aiheutuvia momenteja
 k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} = ovat yhteisvaikutustekijöitä

SFS-EN 1993-1-1 taulukko 6.7 (taulukko 19), kertoo, miten sauvan poikkileik-kauksen kestävyys lasketaan.

Taulukko 19. Arvojen N_{Rk} , $M_{i,Rk}$ ja $\Delta M_{i,Ed}$ laskentaan (SFS-EN 1993-1-1 70).

Taulukko 6.7: Arvot $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ ja $\Delta M_{i,Ed}$

Suure	1	2	3	4
A_I	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Yhteisvaikutustekijöiden arvot vaihtelevat riippuen valitusta menetelmästä (SFS-EN 1993-1-1, 70). Yhteisvaikutustekijöiden arvot voidaan laskea Eurokoodi 3:n ohjeistuksen mukaisesti, joko menetelmän 1 tai menetelmän 2 mukaisesti. Kansallisen liitteen mukaan käytetään ensisijaisesti menetelmää 2, jos se soveltuu käytettäväksi, tosin myös menetelmää 1 voidaan käyttää, jos ensisijainen menetelmä ei sovellu (NA-SFS-EN 1993-1-1, 17).

Tässä tapauksessa menetelmä 2 soveltuu, joten tässä opinnäytetyössä käytetään sitä. Tässä opinnäytetyössä käytetään I-profiileita, jotka ovat alttiita vääntömuodonmuutoksille. Tällöin käytetään vääntömuodonmuutoksille alttiiden profiilien kaavoja (taulukko 20) Eurokoodin ohjeistuksen mukaisesti.

Taulukko 20. yhteisvaikutustekijöiden laskentakaavat poikkileikkauksille, jotka ovat alttiit vääntömuodonmuutoksille (SFS-EN 1993-1-1, 87).

Yhteisvaikutustekijät	Suunnitteluoletukset	
	Kimoteorian mukaiset poikkileikkausominaisuudet, poikkileikkausluokat 3 ja 4	Plastisuusteorian mukaiset poikkileikkausominaisuudet, poikkileikkausluokat 1 ja 2
k_{yy}	k_{yy} taulukon B.1 mukaan	k_{yy} taulukon B.1 mukaan
k_{yz}	k_{yz} taulukon B.1 mukaan	k_{yz} taulukon B.1 mukaan
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z N_{Ed}}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05 N_{Ed}}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z N_{Ed}}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1 N_{Ed}}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p><i>kun $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</i></p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z N_{Ed}}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} taulukon B.1 mukaan	k_{zz} taulukon B.1 mukaan

Kuten taulukosta 20 voidaan huomata, tulee k_{yy} ja k_{yz} arvot selvittää erillisen taulukon mukaan. Arvot selvitetään taulukosta 21, jossa on yhteisvaikutuskaavat sauvoilla, jotka ei ole alttiit vääntömuodonmuutoksille.


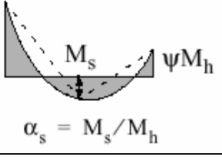
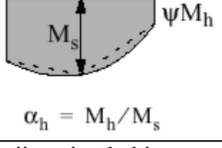
Taulukko 21. jossa yhteisvaikutuskaavat sauvoille, jotka eivät ole alttiit vääntömuodonmuutoksille (SFS-EN 1993-1-1, 86).

Yhteisvaikutustekijät	Poikkileikkaustyyppi	Suunnitteluoletukset	
		Kimmoteorian mukaiset poikkileikkausominaisuudet, poikkileikkausluokat 3 ja 4	Plastisuusteorian mukaiset poikkileikkausominaisuudet, poikkileikkausluokat 1 ja 2
k_{yy}	I-profiilit	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Suorakaideputket	$\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	I-profiilit	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
	Suorakaideputket		
k_{zy}	I-profiilit	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
	Suorakaideputket		
k_{zz}	I-profiilit	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Suorakaideputket	$\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
			$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
			$\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

I- ja H- poikkileikkauksille ja suorakaiteen muotoisille rakenneputkille, joihin kohdistuu aksiaalinen puristus ja taivutus $M_{y,Ed}$ yhden akselin suhteen, tekijälle k_{zy} voidaan valita arvo $k_{zy} = 0$.

Ekvivalentin momentin kertoimen C_{mi} määrittämiseen tulee käyttää taulukkoa 22. Kertoimen määrittämiseen vaikuttaa momenttipinnan muoto, alue ja kuormituksen tyyppi.

Taulukko 22. Ekvivalentin momentin määrittämiseen kehitetty taulukko (SFS-EN 1993-1-1, 87).

Momenttipinta	Alue		C_{my} ja C_{mz} ja C_{mLT}	
			Tasan jakaantunut kuormitus	Pistemäinen kuormitus
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)^{1)}$
Sivusiirtyvien kehien sauvoille ekvivalentin momentin kertoimiksi valitaan arvot $C_{my} = 0,9$ tai $C_{mz} = 0,9$				
Kertoimet C_{my} , C_{mz} ja C_{mLT} valitaan kyseeseen tulevien tukipisteiden välisen taivutusmomenttipinnan mukaan seuraavasti:				
Momenttikerroin	Akseli, jonka suhteen taivutus tapahtuu	Taso, jossa tukipisteet ovat siirtymättömiä		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

Koska momenttipinnan muoto tiedetään, sekä tiedetään, että rakenneosien toisessa päässä momenttia ei ole $\psi=0$, voidaan valita C_{mi} arvot valita taulukon 22 ensimmäisestä sarakkeesta. Kehä on aiemmin todettu sivusiirtymättömäksi, mutta jos halutaan käyttää arvoa $C_{my}=0,9$ tai $C_{mz}=0,9$, on ratkaisu varman puolella. Kun tiedetään C_{mi} arvot, voidaan laskea yhteisvaikutustekijöiden k_{ij} arvot taulukon 21 kaavoilla. Sauvan taivutuksen ja aksiaalisen puristuksen yhteisvaikutuskaavojen laskenta esitetään liitteessä 8.

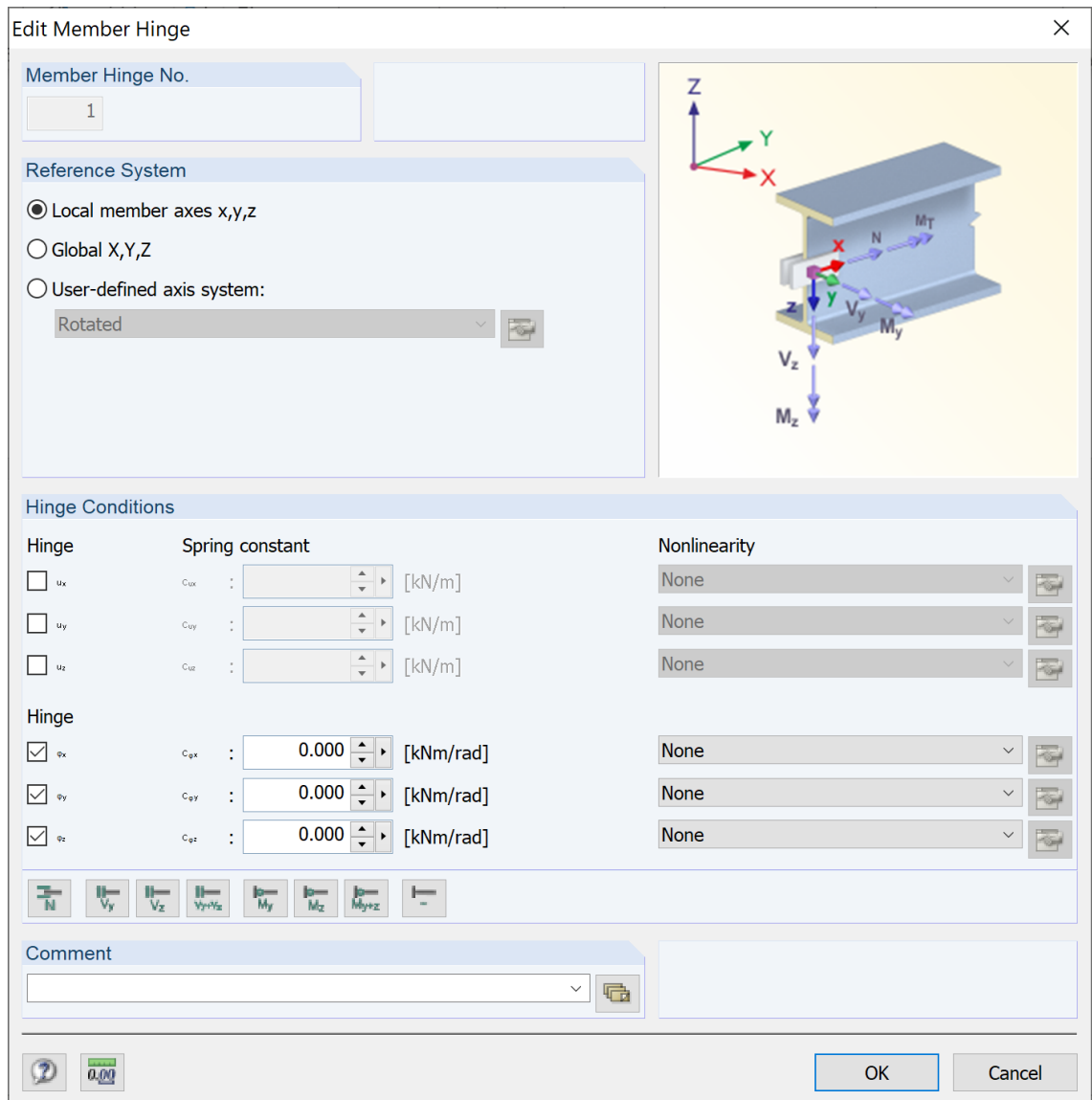
5 FEM-laskenta

5.1 Mallin luonti ja raja-arvot

FEM-laskentaan käytetään tässä opinnäytetyössä aikaisemmin mainittua Dlubal Rfem -ohjelmistoa ja sen tarjoamia lisäosia. Mallinnuksen perustiedot määritetään uutta projektia aloittaessa. Uuden projektin aloituksessa valitaan millä standardilla ja Kansallisen liitteen ohjeilla kuormitusyhdistelmät tehdään.

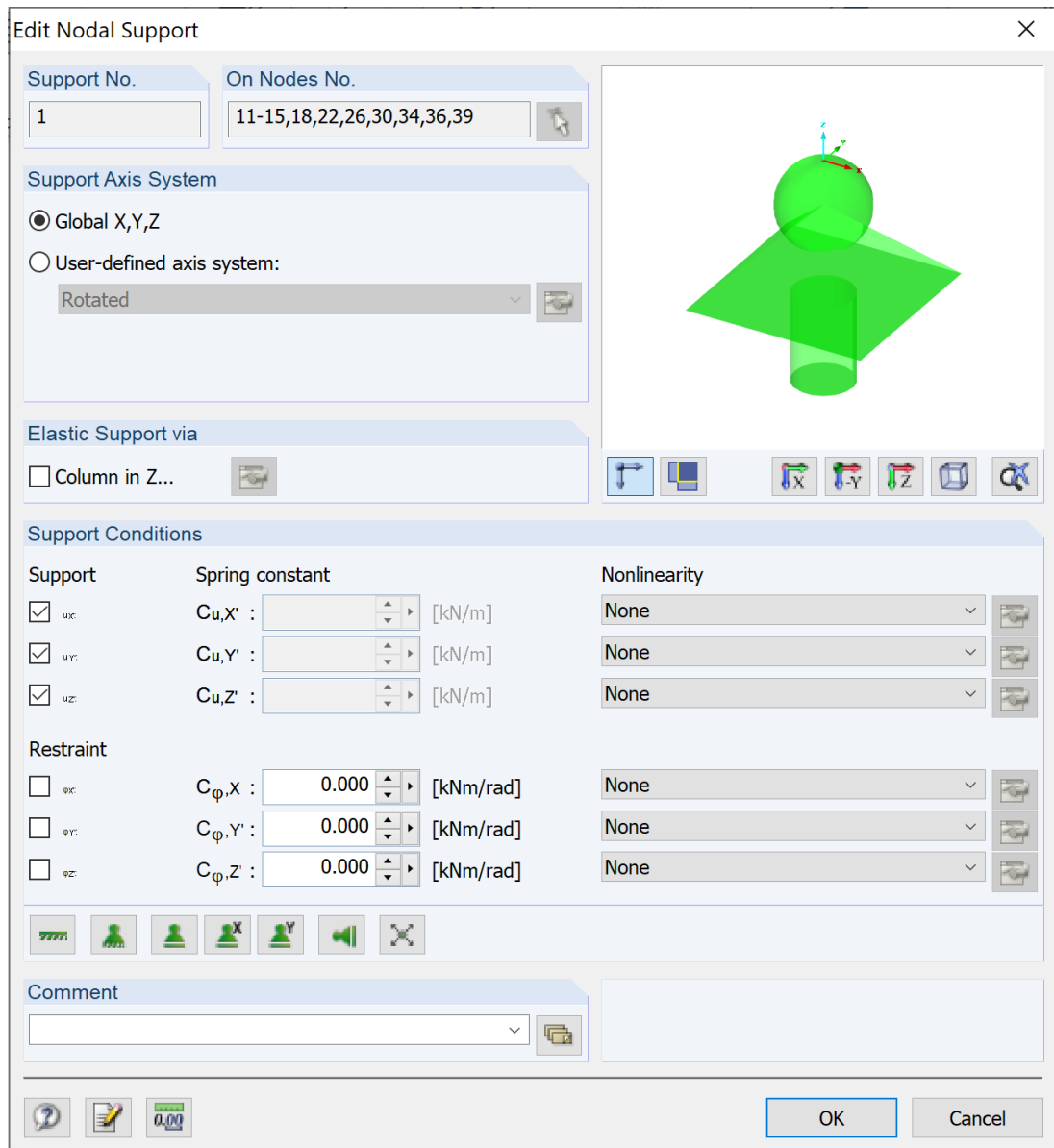
Suunniteltu rakennus voidaan mallintaa ohjelmistoon sen globaaliin koordinaatistoon käyttämällä suunnitellun rakennuksen koordinaatiston pisteitä. Mallinnus voidaan tehdä käyttämällä Rfem:n profiili- ja materiaalikirjaston mukaisilla rakenneosilla. Tässä opinnäytetyön mallissa valitaan rakenneosiksi Euroopan normien mukainen IPE 400 teräslaadulla S355.

Tärkeää rakenneosien mallintamisen jälkeen on määrittää rakenneosien tuentatavat. Rfem:n ajattelutavan mukaan, mikäli kaksi erillistä sauvaa ovat samassa pisteessä, ovat ne lähtökohtaisesti äärimmäisen jäykästi kiinni toisissaan. Kehän nurkkaliitoksessa tämä tulee toteutua, jotta saadaan rakennemallista halutunlainen. Kuitenkin harjaliitoksessa tulee liitettävät palkit vapauttaa siten, että ne eivät ota momenttirasitusta. Vapautukseen voidaan määrittää jäykkyyssarvo halutesaan, jolloin Rfem laskee liitokselle jäykkyyttä vastaavia rasituksia.



Kuva 27. Kuvakaappaus Rfem liitosasetusten määrittämisestä.

Kuvassa 27 on niveellinen liitos, jossa sauvan lokaalien koordinaattien x-, y- ja z-kiertyminen on vapautettu, toisin sanoen momenttikapasiteetti on 0. Perustusliitos tulee mallintaa nivelellisenä, joka voidaan mallintaa pistetukenä. Kuvasta 28 nähdään, että liitos ottaa vastaan x-, y- ja z-suuntaisia voimia, mutta ei momenttirasitusta.



Kuva 28. jossa perustusliitoksen määrittely.

Jotta yksittäinen kehä on tuettu sivulle kaatumista vastaan, tulee rakennus tukea sivuttaissuuntaisella jäykistyksellä. Tässä opinnäytetyössä ei käsitellä rakennuksen kokonaisjäykistystä. Mallintamisen helpottamiseksi mallinnetaan koko rakennuksen runko, jotta voidaan käyttää Rfem-ohjelmiston tuulikuormatyökalua, jolla voidaan luoda Eurokoodi 1-mukaiset tuulikuormitukset.

5.2 Kuormitusten määrittäminen

Kun rakennus on mallinnettu kokonaisuudessaan, voidaan käyttää Rfem-ohjelman tuulikuormitustyökalua kuormitusten määrittämisen nopeuttamiseksi. Tuulikuorman rasitukset lasketaan tässä tapauksessa myös käsinlaskentana.

Generate Wind Loads - Vertical Walls with Roof

Velocity Pressure

According to: EN 1991-1-4
 National Annex: SFS
 Wind zone: I
 Terrain category: Category II

Structure height h: 7.400 [m]
 Fundamental wind velocity $v_{b,0}$: 21.00 [m/s]

Lack of correlation acc. to 7.2.2(3)

Base Geometry

Node	Node No.
I	36
J	11
K	18
L	39

Roof Type and Geometry

Type: Flat/monopitch roof...
 Duopitch roof

Node No.	Node No.
A: 37	E: 40
B: 16	F: 38
C: 17	
D: 19	

Load Cases to Generate

LC w+ : LC6
 LC w- : LC7
 LC w-/+ : LC9
 LC w+/- : LC7

Set Wind on Side

A - B B - C - D
 D - E E - F - A

Internal Pressure

Activate internal pressure
 Consider only increasing loads
 C_{pi} : -0.3 [-]

Create Load Type

Member loads
 Surface loads

Load Distribution Type

Axes of angles Combined
 Constant

Remove Influence from

Single members: 37-67
 Members parallel to member: []

Generate Wind Loads on Members No.
 1-9,13-36

OK Cancel

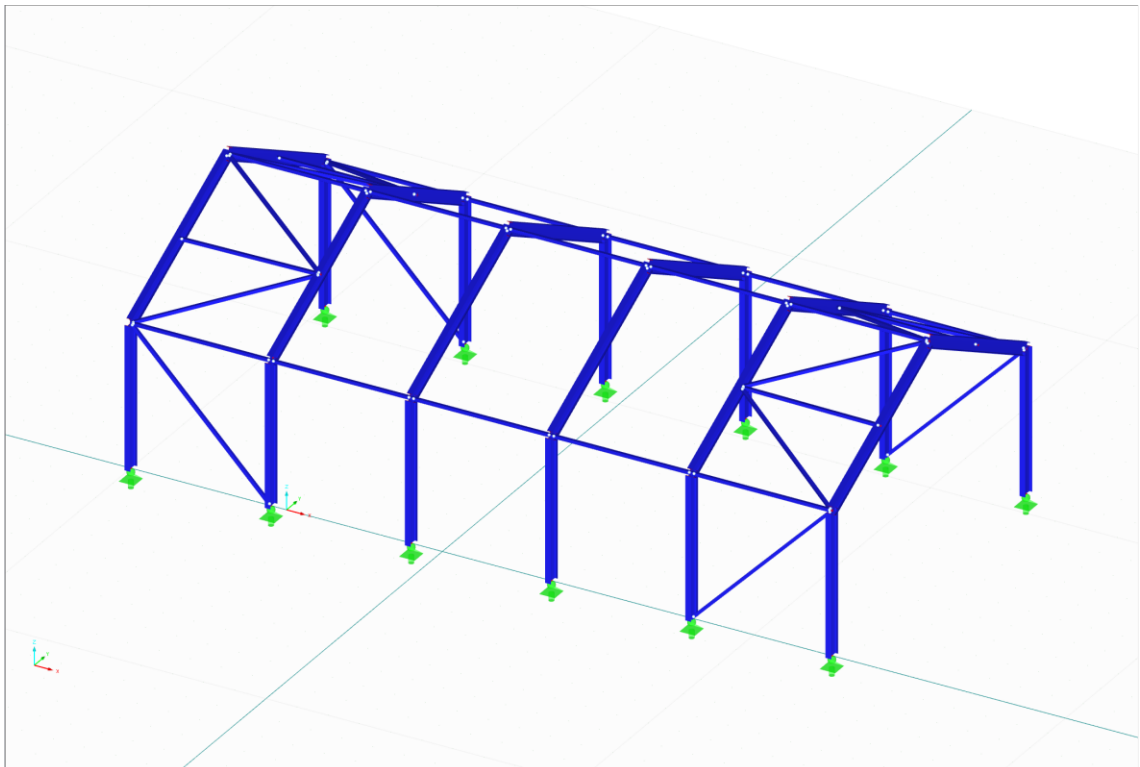
Kuva 29. Rfem:n tuulikuormitustyökalusta.

Kuvassa 29 on määritelty tuulikuormitusten laskenta-asetukset. Jotta voidaan varmistua ohjelmiston oikeasta laskennasta, tarkastetaan tulokset käsinlaskennalla, jotka esitetään liitteessä 2. Yksinkertaistuksen vuoksi käsitellään neljä vaarallisinta tapusta.

Muut rakennuksen kuormitukset voidaan ottaa käsinlaskennan tuloksista ja lisätä Rfem-malliin omat kuormitustapaukset oman painon ja lumikuorman kuormituksille. Sikäli mikään ei estä käyttämästä Rfem:n työkaluja kuormitusten määrittämiseen, mutta tässä tapauksessa käytetään kuormien määrittämisessä käsinlaskentaa.

Kun luodaan Rfem-malliin lisää kuormitustapauksia, luo ohjelmisto itse Suomen standardien mukaiset kuormitusyhdistelmät. Suunnittelijan tulisi tarkastaa, että ohjelma luo kaikki olennaiset yhdistelmät. Suunnittelija voi myös päättää kuormitusyhdistelmiä luodessa, haluaako käyttää toisen kertaluvun vaikutuksia vai ei, mikäli toisen kertaluvun kuormitusten huomioiminen ei ole pakollista. Kuitenkin tässä opinnäytetyössä käytetään toisen kertaluvun mukaista analyysiä, koska kuormituksen lisäys on merkityksetön ja lisäksi vielä varman päälle.

Lisätään vielä kuormitustapauksiin alkusivusiirtymästä johtuvat lisävaakavoimat kuvan 20 mukaisesti. Suunnataan lisävaakavoima pilarin yläpäähän rakennuksesta ulospäin, jolloin saadaan tässä tapauksessa vaarallisin mahdollinen tilanne.



Kuva 30. Rfem-mallista ilman kuormituksia.

5.3 Rasitusten laskenta

Kun kuormitukset ja rakennuksen runko on mallinnettu, voidaan laskea rakennesille tulevat rasitukset. Rfem ilmoittaa haluttuja tietoja kuormitusyhdistelmien mukaisesti. On myös mahdollista käyttää Result combination -yhdistelmää, joka kertoo pienimmät ja suurimmat rasitukset. Käytettävissä on myös käyttörajatilan Result combination -yhdistelmä, joka kertoo suurimmat siirtymät käyttörajatilan mukaisilla kuormitusyhdistelmillä.

5.4 Mallin teräsrakenteiden mitoitus

Rfem-ohjelmistoon on kehitetty RF-STEEL EC3 -lisäosa, jonka avulla on mahdollista mitoittaa teräksisiä rakenneosia Eurokoodi 3:n vaatimusten mukaisesti. Lisäosaa käytettäessä valitaan käytettävä Kansallinen liite, jolloin voidaan varmistua oikeiden mitoitusarvojen käytöstä.

Lisäosan yksityiskohtissa voidaan määrittää yksityiskohtaisempia mitoituskäytäntöjä. Ohjelmiston voi muun muassa pakottaa laskemaan poikkileikkausluokkien 1 ja 2 poikkileikkaukset kimmoteorian mukaisesti, vaikka Eurokoodi ei tätä vaatisi. Stabiiliteetti-välilehdellä voidaan määrittää tai pakottaa ohjelma suorittamaan laskenta tietyllä tavalla. Tässä opinnäytetyössä laskenta pyritään tekemään mahdollisimman lähelle Eurokoodin mukaista ohjeistusta.

Lisäosan välilehdellä voidaan määrittää RF-STABILITY-lisäosan laskennan mukaiset nurjahduspituudet, jolloin nurjahduskestävyys lasketaan kehän nurjahdusmuodon mukaisesti. Tässä tapauksessa voidaan lokaalin z-akselin nurjadustarkastelu poistaa, koska sauva on nurjahdustuettu laipan ulkopuolelta. Lisäosa antaa myös määrittää muita reunaehtoja, mutta tässä tapauksessa muita reunaehtoja ei määritetä.

6 Käsinlaskennan ja FEM-laskennan tulosten vertailu

Oman kokemuksen mukaan käsinlaskennan ja tietokoneavusteisen laskennan tuloksissa saattaa olla eroavuuksia. Pieniä eroja tuloksiin tulee useasti jo lähtöarvoista. Hyvänä esimerkkinä tästä on IPE-taulukkoarvojen taivutusvastuksen ja Rfem-taivutusvastusten erot, joiden ero tässä tapauksessa on 0,35 %. Eroja laskennan tuloksissa tulee myös Rfem-ohjelmiston eri laskentamenetelmistä, joilla se määrittää tietyjä arvoja, kuten kimmoteorian mukaisen kriittisen momentin kiepahduksessa.

Rfem-ohjelmisto RF-STEEL EC3-lisäosa ilmoittaa laskennan tulokset rasitetuimman: kuormitustapauksen, poikkileikkauksen, sauvan, sekä laskentapisteiden mukaan, joita on tässä tapauksessa 460 mm välein. Mitoitusten käsinlaskenta suoritetaan Rfem:n ilmoittamien rasitetuimpien kohtien mukaan. Sellaisissa tarkastelukohdissa, joita Rfem ei tarkastele, käytetään kehässä esiintyvää suurinta rasitusta. Tarkastelut tehdään plastisuusteorian mukaisesti sauvan poikkileikkausluokituksen ollessa 1 tarkasteltavassa kohdassa.

Taulukko 23 jossa poikkileikkaustarkastelujen käyttöasteiden vertailua.

	Käyttöaste % käsinlaskentana	Käyttöaste % Rfem	Ero % -yksikköä
Puristus	4,4 %	5 %	0,6 %
Leikkaus	10,6 %	11 %	0,4 %
Taivutus	49,0 %	49 %	0,0 %
Taivutus ja leikkaus	49,0 %	49 %	0,0 %
Taivutus ja aksiaalinen voima	49,0 %	49 %	0,0 %

Taulukon 23 tarkasteluista voidaan huomata, että käsinlaskenta ja FEM-laskennan tulokset poikkileikkauksen tarkasteluissa ovat käytännössä samat, vaikka tuloksissa on pieniä eroja. Eroavaisuuksia käyttöasteisiin tuo Rfem-ohjelman pyöristys, joka pyöristää käyttöasteen seuraavaan kokonaiseen numeroon,

jotta mitoitus on varman puolella. Huomioitavaa laskennassa on, että leikkaus- sekä aksiaalinen voima eivät vaikuta taivutuskapasiteettiin.

Taulukko 24. jossa sauvan stabiiliteettitarkastelujen käyttöasteiden vertailua.

	Käyttöaste % käsinelaskentana	Käyttöaste % Rfem	Ero % -yksikköä
Nurjahdus pilari	7,7 %	7 %	0,7 %
Kiepahdus pilari	67,8 %	23 %	44,8 %
Taivutus ja aksiaalinen puristus	50,3 %	50 %	0,3 %

Taulukosta 24 huomataan, että käsinelaskenta nurjahduksen sekä taivutuksen ja aksiaalisen puristuksen osalta vastaa Rfem:n laskennan tuloksia. Kiepahduksen osalta Rfem:n laskentatulokset ovat selkeästi toisistaan eroavat. Erikoista eroavaisuudessa on se, miten Rfem määrittää laskennassa käytetyn momentin nurkkapisteessä. Kuvassa 31 esitetään mitoituksessa käytetyn momentin arvo $M_{y,Ed}$, jonka arvona käsinelaskennassa käytetään poikkeavasti maksimimomentin arvoa 227,5 kNm. Mikäli käsinelaskennassa käytettäisiin Rfem:n määrittämää termin M_{cr} arvoa ja maksimimomentin arvoa 227,5kNm, olisi kiepahduksen käyttöaste 72 %, jolloin ero käsinelaskentaan olisi 4,2 %. Tällöin erotus voisi selittyä ohjelmiston tavasta määrittellä kimmoteorian mukainen kiepahduskestävyys ja maksimimomentin arvo. En osaa sanoa, mistä tällainen käytös ohjelmiston tuloksissa tulee, mutta epäilen, että se liittyy käytettyyn mallinnustapaan ja siihen, miten ohjelmisto käsittelee tukiehtoja.

RF-STEEL EC3
File Edit Settings Help

CA1 - Design of steel members 2.4 Design by Member

Input Data
General Data
Materials
Cross-Sections
Intermediate Lateral Restraints
Effective Lengths - Members
Serviceability Data
Parameters - Members
Results
Design by Load Case
Design by Cross-Section
Design by Member
Design by x-Location
Governing Internal Forces by Me
Parts List by Member

Member No.	Location x [m]	Load-ing	Design Ratio	Design According to Formula
4.140	RC1		0.04 ≤ 1	CS102) Cross-section check - Compression acc. to 6.2.4
4.600	RC1		0.05 ≤ 1	CS103) Cross-section check - Compression acc. to 6.2.4 - Class 4
4.140	RC1		0.06 ≤ 1	CS121) Cross-section check - Shear force in z-axis acc. to 6.2.6
4.600	RC1		0.08 ≤ 1	CS122) Cross-section check - Shear force in z-axis acc. to 6.2.6(4) - Class 3 or 4
0.000	RC1		0.00 ≤ 1	CS126) Cross-section check - Shear buckling acc. to 6.2.6(6)
0.000	RC1		0.49 ≤ 1	CS181) Cross-section check - Bending, shear and axial force acc. to 6.2.9.1
4.600	RC1		0.06 ≤ 1	ST303) Stability analysis - Flexural buckling about y-axis acc. to 6.3.1.1 and 6.3.1.2(4) - Class 4
4.600	RC1		0.07 ≤ 1	ST304) Stability analysis - Flexural buckling about y-axis acc. to 6.3.1.1 and 6.3.1.2 - Class 4
4.600	RC1		0.07 ≤ 1	ST323) Stability analysis - Torsional buckling acc. to 6.3.1.4 and 6.3.1.2(4) - Class 4
4.600	RC1		0.07 ≤ 1	ST324) Stability analysis - Torsional buckling acc. to 6.3.1.4 and 6.3.1.2 - Class 4
0.000	RC1		0.23 ≤ 1	ST331) Stability analysis - Lateral torsional buckling acc. to 6.3.2.1 and 6.3.2.3 - I-Section

Max: 1.54

Details - Member 26 - x: 0.000 m - RC1

Buckling Curve	BCLT	c	Tab. 6.5
Imperfection Factor	α_{LT}	0.490	Tab. 6.3
Modulus of Elasticity	E	21000.00 kN/cm ²	
Shear Modulus	G	8076.92 kN/cm ²	
Length Factor	kz	1.000	
Length Factor	kw	1.000	
Length	L	4.600 m	
Moment of Inertia	Iz	1320.00 cm ⁴	
Warping Constant of Cross-Section	Iw	490000.00 cm ⁶	
Torsional Constant	It	51.40 cm ⁴	
Elastic Critical Moment for Lateral-Torsional Buckling	M _{cr}	536.91 kNm	
Section Modulus	W _y	1308.00 cm ³	
Yield Strength	f _y	35.50 kN/cm ²	3.2.1
Slenderness	λ_{LT}	0.930	6.3.2.2(1)
Parameter	$\lambda_{LT,0}$	0.400	6.3.2.3(1)
Parameter	β	0.750	6.3.2.3(1)
Auxiliary Factor	ϕ_{LT}	0.954	6.3.2.3(1)
Reduction Factor	χ_{LT}	0.682	Eq. (6.57)
Partial Factor	γ_{M1}	1.000	6.1
Design Lateral-Torsional Buckling Resistance Moment	M _{b,Rd}	316.78 kNm	Eq. (6.55)
Moment	M _{y,Ed}	72.82 kNm	
Design Ratio	η	0.23	≤ 1 (6.54)
#Design Formula			
M _{y,Ed} / M _{b,Rd} = 0.23 ≤ 1 (6.54)			

Buckling curve for lateral-torsional buckling acc. to Tab. 6.5

Kuva 31. RF-STEEL EC3-lisäosan kuvakaappaus kehän rasitetuimman nurkka-pisteen kiepahdustarkastelusta.

Erikoista R_{fem}:n laskennassa on kiepahduskestävyyden määrittämisessä se, miten taivutuksen ja aksiaalisen puristuksen tapauksessa käyttöaste käsinlaskennassa ja R_{fem}:n laskennassa on käytännössä sama, vaikka pelkän kiepahduksen tapauksessa ero on merkittävä.

Rakenneosien tulee myös läpäistä aikaisemmin määritetyt käyttörajatilan vaatimukset, jotka esitettiin taulukossa 7. Rakenneosien raja-arvoina käytetään taulukon 7. mukaista raja-arvoa $L/300$. Taulukossa 25 R_{fem}-ohjelmiston ilmoittamien siirtymien perusteella tehty käyttörajatilojen tarkastelu.

Taulukko 25. jossa rakenneosien käyttörajatilan siirtymät ja käyttöasteet

	Siirtymän raja-arvo	Siirtymä	Käyttöaste % R _{fem}
Pilari	15,3 mm	23,6 mm	154 %
Palkki	20,6 mm	29,1 mm	141 %

Kuitenkaan Rfem ei mitoita rakennuksen vaakasiirtymää Kansallisen liitteen mukaisesti, jolloin se tulee tarkistaa käsinlaskentana. Mitoitetaan rakennuksen vaakasiirtymä Rfem:n ilmoittamien siirtymien mukaan taulukossa 26.

Taulukko 26. jossa rakennuksen vaakasiirtymien käyttöaste

	Siirtymän raja-arvo	Siirtymä	Käyttöaste %
Rakennuksen vaakasiirtymä pilarin yp.	30,6 mm	23,6 mm	77,1 %
Rakennuksen vaakasiirtymä harjalla	49,3 mm	14,5 mm	29,4 %

Todettakoon, että IPE 400 -profiililla suoritettu mitoitus aikaisemmin esitetyillä kuormituksilla ei läpäise tällaisenaan Eurokoodin sekä Kansallisten liitteiden esittämiä vaatimuksia. Tällöin tulee laskenta suorittaa uudelleen sellaisella poikkileikkauksella, joka läpäisee sille asetetut vaatimukset.

Kun tiedetään, mikä rajoittaa rakenneosien vaatimusten täyttymistä, voidaan päätellä, että kehän siirtymiä saadaan pienennettyä, kun käytetään laskennassa jäykempiä liitoksia. Koska siirtymät ylittävät melko suuresti sille asetetut raja-arvot voidaan olettaa, että pelkkä uudelleenlaskenta suunniteltujen liitosten mukaisilla liitosjäykkyyksillä ei tule riittämään käyttörajatilan vaatimusten täyttämiseen. Tällöin voidaan rakennetta kuitenkin yrittää optimoida muuttamalla kehän harjaliitos momenttijäykäksi, jolloin momenttirasitus jakaantuu rakenteessa tasaisemmin sekä mahdollisesti saadaan rakenteeseen pienemmät siirtymät. Tällaisessa tapauksessa voi olla etuna materiaalisäästöjä, kun pienennetään siirtymiä muuttamalla rakennejärjestelmää rakenneosien kasvattamisen sijasta.

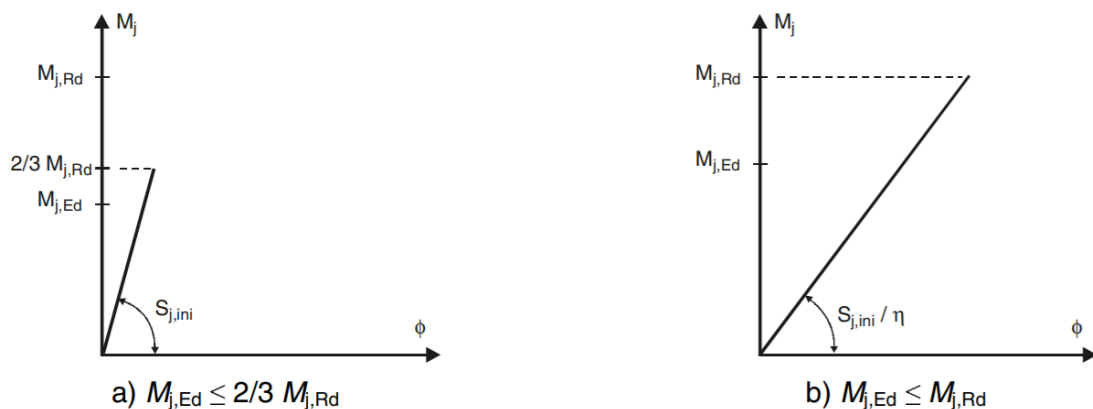
7 Kolminivelkehän laskenta käyttäen liitosjäykkyyksiä

Kehän kokonaistarkastelu tulee tehdä käyttäen liitosjäykkyyksiä, jolloin tulee ottaa huomioon liitoksen vaikutukset voimien ja momenttirasitusten jakaantumiseen, sekä liitoksen vaikutus tulee huomioida kokonaismuodonmuutoksissa. Kuitenkin liitosjäykkyydet voidaan jättää huomioon ottamatta, mikäli niiden vaikutukset ovat merkityksettömiä. (SFS-EN 1993-1-8, 54.)

Teräsrakenteissa liitosten mitoitus voi olla iteratiivinen prosessi, jossa suunnittelija suunnittelee liitoksen, mitoittaa sekä laskee liitoksen jäykkyyden. Jos liitoksen vaikutuksista tulee merkittäviä, tulee suorittaa kokonaisanalyysi uudelleen suunnitellun liitoksen jäykkyydellä, jolloin kuormitusten jakaantuminen ja liitoksen kestävyys tulisi tarkistaa todellista tilannetta vastaavilla rasituksilla.

Lasketaan vertailuna kehän rasitukset, kun käytetään suunniteltujen liitosten mukaisia jäykkyyksisarvoja. Kehän liitosten jäykkyyksisarvot on laskettu Rfem:n liitostyökaluilla, pois lukien perustusliitos, joka on laskettu käsinlaskentana. Liitosten Rfem-laskenta esitetään liitteissä 9 ja 10. Kuvassa 31 esitetään kiertymäjäykkyyden termit S_j ja $S_{j,ini}$. SFS-EN 1993-1-8 Kohta 5.1.2 (3) Kimmoteorian mukainen kokonaistarkastelu, kertoo näin:

Osittain jäykän liitoksen tapauksessa rakenneanalyysissä käytetään yleensä taivutusmomenttia $M_{j,Ed}$ vastaavaa kiertymisjäykkyyttä S_j . Jos $M_{j,Ed}$:n arvo on pienempi kuin $2/3 M_{j,Rd}$ kokonaisanalyysissä voidaan käyttää kiertymisjäykkyyden alkuarvoa $S_{j,ini}$, ks. kuva 5.1(a).



Kuva 31. SFS-EN 1993-1-8 kuva 5.1, jossa esitetään kimmoteorian mukaisessa kokonaistarkastelussa käytettävä kiertymisjäykkyys. (SFS-EN 1993-1-8, 55).

Liitoksen jäykkyysarvo voidaan laskea SFS-EN 1993-1-8 kohdan 6.3.1 (4), kaavalla 6.27, tässä opinnäytetyössä kaava 30, kun

Edellyttäen, että liitettävän sauvan aksiaalinen voima N_{Ed} on enintään 5% sen poikkileikkauksen normaalivoimakestävyyden mitoitusarvosta $N_{pl,Rd}$, palkki-pilariliitoksen ja palkin jatkoksen kiertymisjäykkyys S_j , kun vaikuttava momentti $M_{j,Ed}$ on enintään liitoksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo $M_{j,Rd}$ suuruinen, voidaan riittävällä tarkkuudella laskea kaavasta 6.27.

Hietaharjun (2018, 32) tulkinnan mukaan seuraavaksi esitettävä laskentakaava ei ota huomioon normaalivoimasta johtuvaa puristuskeskiön paikan muutosta. Tässä opinnäytetyön tapauksessa voidaan käyttää kaavaa 30 (SFS-EN 1993-1-8, 100).

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum \frac{1}{k_i}} \quad (30)$$

missä k_i =komponenttiryhmän i jäykkyys
 z =momenttivarsi
 μ =jäykkyyssuhde $S_{j,ini} / S_j$ huomioitavaa tässä, että kiertymisjäykkyyden alkuarvo $S_{j,ini}$ lasketaan μ arvolla 1

Liitoksen kiertymisjäykkyys voidaan laskea kaavalla 31 (SFS-EN 1993-1-8, 54).

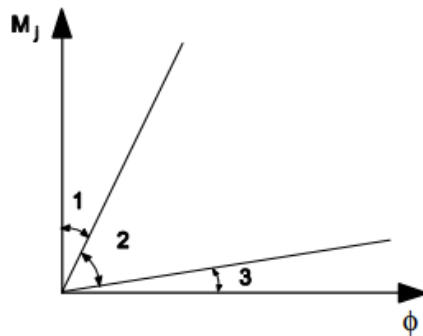
$$S_j = S_{j,ini} / \eta \quad (31)$$

missä η =jäykkyyden muunnostekijä taulukosta 27
 S_j =liitoksen kiertymisjäykkyys
 $S_{j,ini}$ =liitoksen kiertymisjäykkyyden alkuarvo

Taulukko 27. Jäykkyyden muunnostekijän η arvot tapauksesta riippuen (SFS-EN 1993-1-8, 55).

Kiinnitystyyppi	Palkki-pilari-liitokset	Muut liitostyypit (palkki-palkki- liitokset, palkkien jatkokset, pilarien pohjalevyliitokset)
Hitsaus	2	3
Ruuveille kiinnitetty päätylevy	2	3
Ruuveilla kiinnitetty laipan kulmateräket	2	3,5
Pohjalevyt	-	3

$S_{j,ini}$ määrittää muissa kuin pilarien pohjalevyjen liitoksissa liitosluokituksen määrittymisen. (SFS-EN 1993-1-8, 59). Kuvan 32 perusteella voidaan määrittää liitoksen liitosluokitus.



Alue 1: jäykkä, jos $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$

Missä:

$k_b = 8$ kehät, joissa jäykistysjärjestelmä pienentää vaakasuuntaisia siirtymiä vähintään 80 %:lla

$k_b = 25$ muut kehät olettaen, että jokaisessa kerroksessa on voimassa $K_b/K_c \geq 0,1$ ^{*)}

Alue 2: osittain jäykkä:

Kaikki alueille 2 kuuluvat liitokset luokitellaan osittain jäykiksi. Alueilla 1 tai 3 olevat liitokset voidaan vaihtoehtoisesti käsitellä myös osittain jäykinä.

Alue 3: nimellinen nivel, jos $S_{j,ini} \leq 0,5 EI_b / L_b$

^{*)} Kehien, joille $K_b/K_c < 0,1$, liitokset luokitellaan osittain jäykiksi.

Merkinnät:

K_b on tarkasteltavan kerroksen yläpäässä olevien kaikkien palkkien I_b/L_b - arvojen keskiarvo;

K_c on tarkasteltavassa kerroksessa olevien kaikkien pilarien I_c/L_c - arvojen keskiarvo;

I_b on palkin hitausmomentti;

I_c on pilarin hitausmomentti;

L_b on palkin jänneväli (pilarien keskiöiden välinen etäisyys);

L_c on pilarin kerroskorkeus.

Kuva 32. Liitosluokitus jäykkyyden perusteella (SFS-EN 1993-1-8, 60).

Toinen Eurokoodin vaihtoehto liitoksen luokitukselle kerrotaan näin:

Liitos voidaan luokitella kokeiden perusteella, aikaisemman, tyydyttäväksi osoittautuneen kokemuksen perusteella samantyyppisistä liitoksista tai kokeisiin perustuvien laskelmien perusteella (SFS-EN 1993-1-8, 58).

Tässä tapauksessa liitosten kiertymisjäykkyyden alkuarvo on aikaisemmin todettu laskemalla arvo käyttämällä R_{fem} :n liitostyökaluja. Perustusliitos on laskettu käsinlaskentana. Käsinlaskenta esitetään liitteessä 1. Laskettujen liitosten jäykkyydet esitetään taulukossa 28.

Taulukko 28. jossa perustapauksessa käytettyjen liitosten liitosjäykkyydet.

	Perustusliitos	Nurkkaliitos	Harjaliitos	
Luokitus	Nivel	Jäykkä	Nivel	
$S_{J,ini}$	6750	226374	2570	kNm/rad
$S_J = S_{J,ini} / \eta$	2250	75458	860	kNm/rad

Lasketaan R_{fem} -malli samoilla kuormituksilla, mutta käyttäen liitosjäykkyyksiä. Laskennan tulokset ja vertailu momenttirasituksen jakaantumisesta esitetään taulukossa 29. Taulukossa 30 esitetään taulukon 28 jäykkyyksillä lasketut siirtymät. Liitteissä 11-13 esitetään R_{fem} -laskentatulokset. Liitteet esittelevät ohjelmiston laskentatulokset pilarin mitoituksesta sekä pilarin ja palkin rasitukset käyttö- ja murtorajatilassa vaarallisimmalla kuormitusyhdistelmällä.

Taulukko 29. jossa vertailu momenttirasituksen jakaantumisesta käyttämällä liitosjäykkyyksiä.

Tarkasteltava piste	Perustus	Nurkka	Harja	
Liitosluokitus	Nivel	Jäykkä	Nivel	
Ilman jäykkyyksiä	0	-227,8	0	kNm
Taulukon 28. jäykkyyksillä	21,5	-211,9	7,4	kNm

Taulukko 30. jossa rakenneosien käyttörajan siirtymät ja käyttöasteet, kun laskennassa käytetään liitosjäykkyyksiä.

	Siirtymän raja-arvo	Siirtymä	Käyttöaste % Rfem
Pilari	15,3 mm	23,8 mm	155 %
Palkki	20,6 mm	31,8 mm	154 %

Tässä tapauksessa, kun kokonaistarkastelussa käytettiin liitosjäykkyyksiä, suurentui rakenteen siirtymät, koska tarkempi mallintaminen siirsi rasituksia sinne, missä kehä on helpoiten siirtyvin. Tuloksista voidaan todeta, että kun liitokset on suunniteltu siten, että kokonaistarkastelussa ei tarvitse käyttää liitosjäykkyyksiä, toisin sanoen liitokset ovat joko niveliä tai jäykkiä, ei niiden jäykköysarvoilla ole juurikaan merkitystä kokonaistarkastelussa.

8 Pohdinta

Opinnäytetyön tavoitteena oli perehtyä kehärakenteisiin sekä teräksisten kolminivelkehien rakennesuunnitteluun. Kehärakenteiden myötä työhön liittyy olennaisesti niille tyypilliset liitokset ja niiden suunnittelu. Olen tiedostanut ennen tämän opinnäytetyön tekemistä, että teräsrakenteiden suunnittelu on vaativaa ja tätä opinnäytetyötä tehdessä näkemykseni vahvistui. Teräsrakenteiden suunnittelusta tekee mielenkiintoista sen monipuolisuus.

Uskon, että tässä opinnäytetyössä tehdyt laskelmat ja tutkimustyö on paikkansa pitävää nykyisen Eurokoodi -ohjeistuksen puitteissa. Luotettavuutta tutkimuksen tuloksille luo myös muiden suunnittelijoiden aikaisemmin suunnittelemat kehärakenteet, joissa käytettyjen profiilien dimensiot ovat vastaavan kokoisia kuin tässä opinnäytetyössä esitetyt profiilit. Lisävarmuutta tuloksiin antaa käsinlaskennan ja FEM-laskennan yhteneväisyys.

Työssä esitetään paljon hyödyllistä tietoa teräsrakenteiden suunnitteluun perehtyvälle. Moni esitetty Eurokoodin mitoituskaava on pätevä myös muihin kuin kehärakenteiden mitoitukseen.

Teräsrakenteiden liitosten suunnittelu on paljon ammattitaitoa vaativaa työtä. Siinä tulee ottaa huomioon monia eri seikkoja, joista liitosten jäykkyys on olennainen osa rakennuksen rungon toimintaa. Liitosjäykkyyksiä hyödyntämällä voi olla mahdollista tehdä suunnitteluratkaisuja, joita ei välttämättä voisi tehdä ilman niiden hyödyntämistä. Liitosjäykkyyksillä voidaan tietyissä tapauksissa alentaa rungon kustannuksia. Esimerkkinä tästä voisi olla kolminivelkehän muuttaminen kaksinivelkehäksi siten, että kehän harjaliitos muutettaisiin jäykäksi. Olisi mielenkiintoista nähdä, miten kaksinivelkehä, jossa kehän harjaliitos on jäykkä, vertautuu tämän opinnäytetyön kolminivelkehään: miten rungon toiminta muuttuu, mihin muutokset eniten vaikuttavat sekä onko rakennemallin muuttamisella vaikutusta kustannuksiin?

Olen tyytyväinen saamaani tukeen ja yhteistyöhön, sekä oppilaitoksen, että toimeksiantajan puolelta. Harmillista työn tekemisessä oli se, että alun perin olisin halunnut mallintaa rakennuksen Tekla Structures -mallinnusohjelmistolla, joka on yleisesti ottaen parhaimpiin kuuluva teräsrakenteiden mallinnusohjelmisto. Rakennusta ei mallinnettu Teklalla, koska opinnäytetyön tekeminen oli aikaa kuluttava ja uuden ohjelmiston opetteleminen olisi ollut liian suuri lisäys.

Teollisuusrakentamisen osalta olisi mielenkiintoista nähdä, kuinka esitetyt ratkaisut vertautuvat taloudellisuuden kannalta muiden rakennusmateriaalien kanssa. Opinnäytetyössä esitetyn kokoluokan teollisuusrakennuksissa puurakenteiset kehät, sekä eri rakennemalleilla toteutetut betonirungot ovat teräsrakenteisten kehien lailla yleisesti käytettyjä. Olisi myös kiinnostavaa perehtyä siihen, milloin tietty rakennusmateriaali olisi taloudellisesti tai muista syistä perusteltua valita. Tähän vertailuun sopisi hyvin myös tulevaisuudessa käyttöön otettava hiilitaselaskenta ja se, kuinka rakennuksen rungon valinta vaikuttaa sen hiilijalanjälkeen.

Lähteet

- Dlubal Software. 2020a. RFEM 5, User Manual Version March 2020. <https://www.dlubal.com/-/media/Files/website/documents/manuals/rfem-fea-software/rfem-5/rfem-5-manual-en.pdf?la=en&mlid=1940DA1D4C7242DCB72553023E0C2DAB&hash=0D065D1A28D02AE27CA2829CD761E3FA717453EF>. 7.1.2021.
- Dlubal Software. 2020b. RF-/STEEL EC3, User Manual Version October 2020. <https://www.dlubal.com/-/media/Files/website/documents/manuals/rfem-and-rstab-add-on-modules/steel-and-aluminium-structures/steel-ec3/rf-steel-ec3-manual-en.pdf?mlid=1C98AD5211354F4F953DF78FE277C54F&la=en&hash=42A5D32D2C1D881FB7456A12A78FD52144CF7C8E>. 7.1.2021.
- ENV-SFS-EN 1993-1-1. 1993. Eurocode 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Standardoimisliitto SFS.
- Hietaharju, L. 2018. Jäykistämättömien palkki-pilari päätylevyliitosten mitoitus ja kustannusoptimointi. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto. Konetekniikka. Tampere <http://urn.fi/URN:NBN:fi:tty-201808292222>. 14.1.2021.
- Jaspart, J-P., Wald, F., Weynand, K., Gresnigt, N., 2008. Steel column base classification. <https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid:964fae8a-b2a0-49e9-a63b-4c547c91a05b>. 8.1.2021.
- Kaitila, Olli. 2010. Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 3 -oppikirja. Teräsrakeneyhdistys ry.
- Kouhi, Jouko. 2015a. Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Teräsrakeneyhdistys ry.
- Kouhi, Jouko. 2015b. Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitokset. Helsinki: Teräsrakeneyhdistys ry.
- Lähteenmäki, Matti. 2021. Elementtimenetelmän perusteet. https://mlahteen.fi/arkistot/elpe_pdf/johdanto.pdf. 7.1.2021.
- NA-SFS-EN 1990. 2016. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Ympäristöministeriö.
- NA-SFS-EN 1991. 2019. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991 Eurokoodi. Rakenteiden kuormat. Ympäristöministeriö.
- NA-SFS-EN 1993. 2019. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1993 Eurokoodi. Teräsrakenteet. Ympäristöministeriö.
- NCCI. 2021a. Column base stiffness for global analysis SN045a-EN-EU. <http://www.fire-research.group.shef.ac.uk/portals/Files/Base/Column%20base%20stiffness.pdf>. 8.1.2021.
- NCCI. 2021b. Elastic critical moment for lateral torsional buckling SN003a-EN-EU. <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/WS2008/SN003a-EN-EU.pdf>. 1.3.2021.
- Onnettomuustutkintakeskus. 2013. Lapsen kuolemaan johtanut ratsastusmaneesin sortuminen Laukaassa 13.2.2013. https://turvallisuustutkinta.fi/material/attachments/otkes/tutkintaselostukset/XR3OvQZwt/Y2013-01_Laukaa.pdf. 24.4.2021.
- RIL 201-1-2017. 2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2017.

- SFS-EN 1990. 2006. Eurokoodi 0. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Suomen Standardoimisliitto SFS.
- SFS-EN 1993. 2005. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Standardoimisliitto SFS.
- SFS-EN 1993. 2006. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten suunnittelu. Suomen Standardoimisliitto SFS.
- SFS-EN 1999. 2009. Eurokoodi 9. Alumiinirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Rakenteita koskevat yleiset säännöt. Suomen Standardoimisliitto SFS.
- SCI (The Steel Construction Institute). 2013. Joints in Steel Construction, Moment-Resisting Joints to Eurocode 3. 2013. London: The Steel Construction Institute and The British Constructional Steelwork Association.
- SSAB 2016. Domex Tube. RAKENNEPUTKET. EN 1993 – käsikirja. SSAB Europe Oy.
- Suomen liimapuuyhdistys ry & Puuinfo Oy. 2015. Liimapuukäsikirja Osa 2. <https://puuinfo.fi/wp-content/uploads/2020/07/Liimapuuk%C3%A4sikirja-Osa-2.pdf>. 29.1.2021.

Perustusliitoksen jäykkyyden laskenta

Pohjalevyliitos

Peruskomponentit

 k_{13}, k_{15}, k_{16} k_{13} Betoni, johon kohdistuu puristus jälkivalu mukaan lukien k_{15} Vetovoimasta aiheutuva pohjalevyn taivutus k_{16} Perustusruuvit, joihin kohdistuu veto

ks. Opinnäytetyön Taulukko 3.

(SFS-EN 1993-1-8, 67-69, Taulukko 6.1)

z	200	mm
b_{eff}	50	mm
L_{eff}	180	mm
m	100	mm
$A_{s, ruuvi, M30}$	707	mm ²
L_b	325	mm
k_{13}	7,1	mm
k_{15}	1,2	mm
k_{16}	3,5	mm

puristuspinnan pituus

puristuspinnan leveys

 $\Sigma 1/k_i$ 1,245

$S_{j,ini}$	6744424549	Nmm/rad
	6744	kNm/rad
	7	MNm/rad
S_j	2248	kNm/rad

Osittain jäykän liitoksen raja-arvo

(Jaspart, Wald, Weynand & Gresnigt 2008, 81.) Kaava 30.b

semi-rig.	316753043478	Nmm/rad
	316753	kNm/rad
	317	MNm/rad

Huom! Laskentatulokset on arvio perustusliitoksen jäykkyydestä

Poikkileikkausluokituksen laskenta

Poikkileikkausluokituksen laskenta pilarin yläpäässä

$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	ζ	0,044
Compression ratio (puristussuhde)	α_w	0,565
Stress ratio (jännityssuhde)	ψ_w	-0,912
	$\sigma_{0,Ed}$	-355 N/mm ²
	$\sigma_{u,Ed}$	323,80 N/mm ²
Neutraaliakselin sijainti		187,1 mm

Uuman poikkileikkausluokitus, taivutettu ja puristettu taso-osa

	$\alpha_w > 0,5$	$\alpha_w < 0,5$	
PLL1	S355	50,8	51,8
PLL2	S355	58,4	59,7
	$\psi \geq -1$		$\psi \leq -1$
PLL3	S355	92,6	92,1

Taivutetut ja puristetut taso osat (uuma):

f_y	355 N/mm ²		
ϵ	0,81		
c/t	38,49	\leq	50,8
			PLL 1

Laippojen poikkileikkausluokitus (puristettu laippa)

Puristetut taso osat (laipat):			
c/t	4,793	\leq	7,32
			PLL 1

Poikkileikkausluokituksen laskenta pilarin yläpäässä Rfem

Laippa

Cross-Section Classification - Class 1			
Flange			
- Length	c_f	64.7 mm	Tab. 5.2
- Thickness	t_f	13.5 mm	Tab. 5.2
- Material Coefficient	ϵ_f	0.814	Tab. 5.2
- c/t-Limit for Class 1	$\lambda_{f,1}$	7.323	Tab. 5.2
- c/t-Limit for Class 2	$\lambda_{f,2}$	8.136	Tab. 5.2
- c/t-Limit for Class 3	$\lambda_{f,3}$	11.391	Tab. 5.2
- c/t-Ratio	c/t_f	4.793	$\leq \lambda_{f,1}$
- Class	Class f	1	Tab. 5.2

Uuma

Web			
- Stress at Web Start	$\sigma_{w,A}$	-15.75 kN/cm ²	< 0 Compression
- Stress at Web End	$\sigma_{w,B}$	12.92 kN/cm ²	> 0 Tension
- Length	c_w	331.0 mm	Tab. 5.2
- Thickness	t_w	8.6 mm	Tab. 5.2
- Yield Strength	$f_{y,d,w}$	35.50 kN/cm ²	3.2.1
- Axial Force	N_{Ed}	-119.56 kN	< 0 Compression
- Compression Ratio	α_w	0.559	Tab. 5.2
- Stress Related to $f_{y,d}$	$\sigma_{f-yd,1}$	35.50 kN/cm ²	
- Stress Related to $f_{y,d}$	$\sigma_{f-yd,2}$	-32.67 kN/cm ²	
- Stress Ratio	ψ_w	-0.920	Tab. 5.2
- Material Coefficient	ϵ_w	0.814	Tab. 5.2
- c/t-Limit for Class 1	$\lambda_{w,1}$	51.394	Tab. 5.2
- c/t-Limit for Class 2	$\lambda_{w,2}$	59.181	Tab. 5.2
- c/t-Limit for Class 3	$\lambda_{w,3}$	93.288	Tab. 5.2
- c/t-Ratio	c/t_w	38.488	$\leq \lambda_{w,1}$
- Class	Class w	1	Tab. 5.2
- Cross-Section Class	Class	1	

HUOM! Poikkileikkausluokitusten raja-arvojen ero johtuu käytetystä N_{Ed} -arvosta

Puristus, leikkaus, taivutus, taivutuksen ja leikkauksen, sekä taivutuksen ja aksiaalisen voiman mitoituslaskenta

Käytetyt IPE-profiilin taulukkoarvot														
ipe 400	h	b	ts	tg	r	h - 2c	ASteg	A	G	ly	Wy			
400	400		180	8,60	13,50	21,00	331,00	33,24	84,46	66,30	23,13	1,31		
Sy	iy	iz	Wz	Sz	iz	IT	Iw	wmax	iz,g	Npl	Vpl,z			
cm3	cm	cm4	cm3	cm3	cm	cm4	cm6	cm2	cm	kN	kN			
654,00		16,50	1,32	229,00	115,00	3,95	51,10	490,05	174,00	4,49	2,027	461,00		
Mpl,y	Vpl,y	Mpl,z	Mpl,xp	Mpl,xs	Mpl,w									
kNcm	kN	kNcm	kNcm	kNcm	kNcm2									
31,372		673,00	5,496	559,00	13,014	101,433								

Varmuuskertoimet	
γ_{M0}	1
γ_{M1}	1
γ_{M2}	1,25

Veto:			
N_{ed}	0,00 kN		
$N_{c,Rd}$	2998,33 kN		
	OK		
Käyttöaste	0,00 %		
Puristus:			
N_{ed}	-131,76 kN		
$N_{c,Rd}$	2998,33 kN		
	OK		
Käyttöaste	4,4 %		
Leikkaus		Leikkauslommahdus	
V_{ed}	93,00 kN	h_w	373 mm
$V_{pl,Rd}$	874,99 kN	t_w	8,6 mm
	OK	η	1,2
Käyttöaste	10,6 %		43,37 > 48,82
			OK
			Leikkauslommahdusta ei tarvitse tarkistaa

Todetaan, että leikkausvoima ei vaikuta taivutuskestävyyteen, koska leikkausvoiman mitoitusarvo on pienempi, kuin puolet plastisuusteorian mukaisesta leikkauskestävyydestä, eikä leikkauslommahdus pienennä poikkileikkauksen kestävyyttä

Taivutus		Taivutus ja aksiaalinen voima	
M_{ed}	227,5 kNm	n	0,044
$M_{c,Rd}$	463,99 kNm	a	0,425
		$M_{N,y,Rd}$	563,1 \geq 227,5 kNm
Käyttöaste	49,0 %		OK

Todetaan, että suunniteltu IPE 400 sauvan profiili kestää rasitukset!

Nurjahduspituuden ja nurjahduskuorman mitoitusarvon määrittäminen

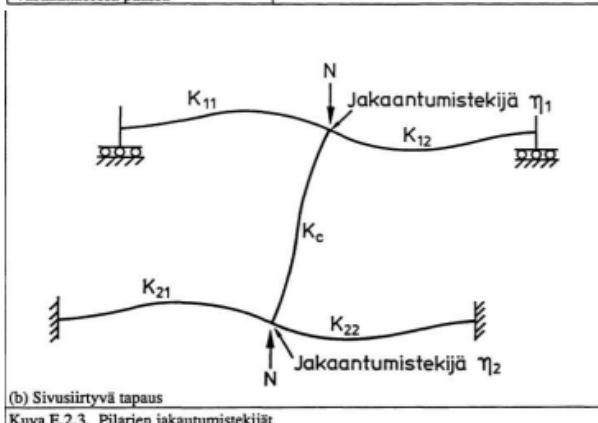
Kehän pilarin nurjahduspituuden, kimmoteorian mukaisen kriittisen nurjahduskuorman laskenta ja sauvan nurjahdusmitoitus

h_{column}	4600 mm
L_{Frame}	11000 mm
$I_{y,\text{column, IPE400}}$	231280000 mm ⁴
k_{column}	50278
k_{11}	21025
k_{12}	0
k_{21}	0
k_{22}	0
η_1	0,71
η_2	1
I/L	3,12
L_{cr}	14355 mm
N_{cr}	2326 kN

 K_{ij} -arvon määrittäminen

Käytetään taulukon E.1 tapausta, vastakkaisen pää on jäykkä

Taulukko E.1. Palkin tehollinen jäykkyystekijä	
Kiertymisedot palkin vastakkaisessa päässä	Palkin tehollinen jäykkyystekijä K (edellyttäen, että palkit pysyvät kimmoisina)
Vastakkainen pää on jäykkä	1,0 I/L
Vastakkaisessa päässä on nivel	0,75 I/L
Kiertyminen kuten tarkasteltavassa päässä (kiertyminen kahteen suuntaan)	1,5 I/L
Kiertyminen yhtäsuuri ja vastakkaisuuntainen tarkasteltavaan päähän verrattuna (kiertyminen yhteen suuntaan)	0,5 I/L
Yleinen tapaus. Kiertyminen Θ_a tarkasteltavassa päässä ja Θ_b vastakkaisessa päässä	$(1 + 0,5 \Theta_b / \Theta_a) I/L$



Taulukot (ENV-SFS-EN 1993-1-1, 343-344)

Koska systeemissä ei ole muita arvoja, kuin K_{12} , niitä ei määritetä.

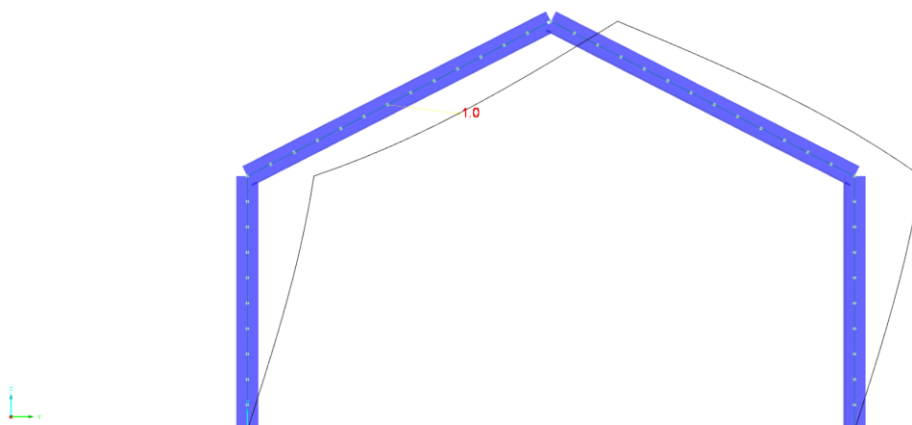
Nurjahduspituuden ja nurjahduskuorman mitoitusarvon määrittäminen

SFS-EN-1993-1-1 Taulukko 6.1. Opinnäytetyön taulukko 14 ja 15.: Nurjahduskäyrien epätarkkuustekijät

Nurjahduskäyrä	a_0	a	b	c	d
Epätarkkuustekijä α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Nurjahdus	
N_{ed}	131,76 kN
$N_{b,Rd}$	1715,27 kN
χ	0,572
Φ	1,24
Φ_{RFEM}	1,18
$\underline{\lambda}$	1,14 \geq 0,2
α	0,21

Käyttöaste	7,68 %
------------	--------

Kehän 1. nurjahdusmuoto ja L_{cr} -laskenta**Kehän nurjahduspituudet ja kriittinen nurjahduskuorma RFEM RF-Stability**

Member -numerot 1 ja 2 on kehän pilareita ja 3-4 kehän palkkeja

Kuvan mukainen ensimmäinen nurjahdusmuoto on E-vector No. 3 sarakkeessa

Member No.	Node No.		Length L [m]	E-vector No.	Effective Length [m]		Effective Length Factor [-]		Critical Load N_{cr} [kN]
	Start	End			$L_{cr,y}$	$L_{cr,z}$	$k_{cr,y}$	$k_{cr,z}$	
1	11	16	4,600	1	19,246	4,598	4,184	1,000	1294,220
				2	19,194	4,585	4,173	0,997	1301,230
				3	13,518	3,229	2,939	0,702	2623,530
				4	12,604	3,011	2,740	0,655	3017,930
				5	12,517	2,990	2,721	0,650	3059,570
				6	9,647	2,305	2,097	0,501	5151,160
				7	9,642	2,303	2,096	0,501	5156,090
				8	8,783	2,098	1,909	0,456	6214,930
2	19	18	4,600	1	19,246	4,598	4,184	1,000	1294,220
				2	19,194	4,585	4,173	0,997	1301,230
				3	13,518	3,229	2,939	0,702	2623,530
				4	12,604	3,011	2,740	0,655	3017,930
				5	12,517	2,990	2,721	0,650	3059,570
				6	9,647	2,305	2,097	0,501	5151,160
				7	9,642	2,303	2,096	0,501	5156,090
				8	8,783	2,098	1,909	0,456	6214,930
3	16	17	6,173	1	26,210	6,261	4,246	1,014	697,826
				2	26,140	6,245	4,235	1,012	701,605
				3	18,409	4,398	2,982	0,712	1414,570
				4	17,164	4,100	2,781	0,664	1627,220
				5	17,047	4,072	2,762	0,660	1649,670
				6	13,138	3,139	2,128	0,508	2777,430
				7	13,132	3,137	2,127	0,508	2780,090
				8	11,961	2,857	1,938	0,463	3351,000
4	17	19	6,173	1	26,541	6,340	4,300	1,027	680,565
				2	26,469	6,323	4,288	1,024	684,250
				3	18,641	4,453	3,020	0,721	1379,580
				4	17,381	4,152	2,816	0,673	1586,970
				5	17,262	4,124	2,797	0,668	1608,870
				6	13,303	3,178	2,155	0,515	2708,730
				7	13,297	3,177	2,154	0,515	2711,320
				8	12,112	2,893	1,962	0,469	3268,110

Kimmenteorian kriittisen taivutusmomentin ja kiepahduksen mitoitusarvon las- kenta

Lasketaan pilarin kimmoteorian mukainen kriittinen momentti kiepahduksessa sauvanpäämomenttien taulukkoarvoilla
ENV-SFS 1993-1-1 Liite F:n mukaan

M_{cr}	638 kNm
C_1	1,879
C_2	0
C_3	0
E	210000 N/mm ²
k	1
L	4600 mm
k_w	1
I_w	490048000000 mm ⁶
I_z	13180000 mm ⁴
z_g	200 mm
I_t	511000 mm ⁴
G	81000 N/mm ²
ν	0,296

Selvitetään C_1 :n arvo ENV-SFS 1993-1-1 taulukosta F.1.1, opinnäytetyön taulukko 16.

Taulukko F.1.1. Tekijöiden C_1 , C_2 ja C_3 arvot, jotka vastaavat kn arvoja.					
Kuormituksen sauvanpäämomentti					
Kuormitus ja tukiehdot	Taivutusmomentti-pinnan muoto	kn arvo	Tekijöiden arvot		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$	1,0	1,000	-	1,000
		0,7	1,000	-	1,113
		0,5	1,000	-	1,144
	$\psi = +3/4$	1,0	1,141	-	0,998
		0,7	1,270	-	1,565
		0,5	1,305	-	2,283
	$\psi = +1/2$	1,0	1,323	-	0,992
		0,7	1,473	-	1,556
		0,5	1,514	-	2,271
	$\psi = +1/4$	1,0	1,563	-	0,977
		0,7	1,739	-	1,531
		0,5	1,788	-	2,235
	$\psi = 0$	1,0	1,879	-	0,939
		0,7	2,092	-	1,473
		0,5	2,150	-	2,150
	$\psi = -1/4$	1,0	2,281	-	0,855
		0,7	2,538	-	1,340
		0,5	2,609	-	1,957
	$\psi = -1/2$	1,0	2,704	-	0,676
		0,7	3,009	-	1,059
		0,5	3,093	-	1,546
	$\psi = -3/4$	1,0	2,927	-	0,366
		0,7	3,009	-	0,575
		0,5	3,093	-	0,837
	$\psi = -1$	1,0	2,752	-	0,000
		0,7	3,063	-	0,000
		0,5	3,149	-	0,000

Taulukko (ENV-SFS 1993-1-1, 352)

Kimoteorian kriittisen taivutusmomentin ja kiepahduksen mitoitusarvon las- kenta

Lasketaan lisäksi pilarin kimoteorian mukainen kriittinen momentti kiepahduksessa NCCI:n ohjeistuksen mukaisesti
NCCI: Elastic critical moment for lateral torsional buckling mukaan

q	4,2 kN/m
L	4,6 m
M	228 kNm
i ₁	0,05
i ₂	0

M _{cr}	621 kNm
C ₁	1,9
C ₂	0,05
C ₃	0,939 ks. Opinnäytetyön taulukko 16
E	210000 N/mm ²
k	1
L	4600 mm
k _w	1
I _w	490048000000 mm ⁶
I _z	13180000 mm ⁴
G	81000
z _g	200 mm
I _t	511000 mm ⁴
v	0,296

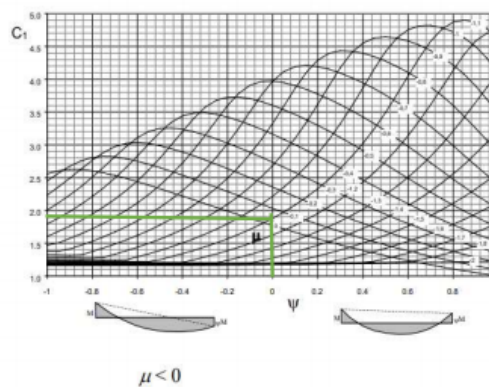
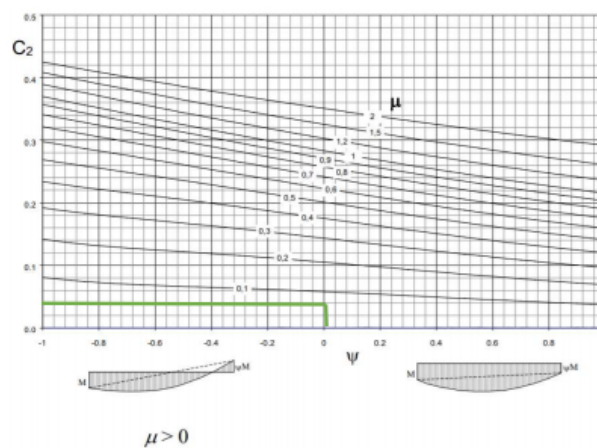


Figure 3.3 End moments and uniformly distributed load – Factor C₁



Taulukot (NCCI: Elastic critical moment for lateral torsional buckling, 8-9)

Kiepahdus	
M _{ed}	227,5 kNm
M _{ed,hd}	335,58 kNm
χ _{LT}	0,723
χ _{LT,mod}	0,723
f	1
k _c	1
ψ	1
β	0,75
λ _{LT,0}	0,4
Φ _{LT}	0,894
M _{cr}	621 kNm
λ _{ed,LT}	0,864
α _{LT}	0,49

Käyttöaste	67,8 %
------------	--------

Kehän pilarin taivutuksen ja aksiaalisen puristuksen mitoitus stabiiliuden suhteen

Sauvan mitoitus stabiiliuden suhteen, Momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutus. SFS EN-1993-1-1 menetelmä 2 Liite B

Lasketaan $k_{yyPII,2}$ arvo taulukon B.1, opinnäytetyön taulukko 21.

N_{Rk}	2998,33 kN
N_{ed}	120,00 kN
$M_{y,Rk}$	464,0 kNm
$M_{y,Ed}$	227,5 kNm
$\Delta M_{y,Ed}$	0 kNm
$\Delta M_{z,Ed}$	0 kNm
C_{my}	0,6
C_{mz}	0,6
C_{mLT}	0,6
λ	1,14
χ	0,57
χ_{LT}	0,72
$k_{yyPII,2}$	0,64
$k_{yyPII,4}$	0,63
Käyttöaste	50,3 % ≤ 100 %

Taulukko B.1: Yhteisvaikutuskaavat sauvoille, jotka eivät ole alttiit vääntömuodonmuutoksille

Yhteisvaikutustekijät	Poikkileikkaustyyppi	Suunnitteluoletukset	
		Kimmoteorian mukaiset poikkileikkauksominaisuudet, poikkileikkaukset 3 ja 4	Plastisuusteorian mukaiset poikkileikkauksominaisuudet, poikkileikkaukset 1 ja 2
k_{yy}	I-profiilit	$C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Suorakaideputket	$\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{zz}	I-profiilit	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
	Suorakaideputket	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{yy}	I-profiilit	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
	Suorakaideputket	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	I-profiilit	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Suorakaideputket	$\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yy}	I-profiilit	$C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Suorakaideputket	$\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

I- ja H- poikkileikkauksille ja suorakaiteen muotoisille rakenneputkille, joihin kohdistuu aksiaalinen puristus ja taivutus M_{Ed} yhden akselin suhteen, tekijälle k_{zz} voidaan valita arvo $k_{zz} = 0$.

Lasketaan C_{my} arvo taulukon B.3, opinnäytetyön taulukko 22.

Taulukko B.3: Ekvivalentin momentin kertoimet C_m taulukoissa B.1 ja B.2

Momenttipinta	Alue	C_{my} ja C_{mz} ja C_{mLT}	
		Tasan jakaantunut kuormitus	Pistemäinen kuormitus
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_h \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_h \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_h \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_b \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_b$
	$-1 \leq \alpha_b < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_b$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_b(1+2\psi)$

Sivusiirtyvien kehien sauvoille ekvivalentin momentin kertoimiksi valitaan arvot $C_{my} = 0,9$ tai $C_{mz} = 0,9$
 Kertoimet C_{my} , C_{mz} ja C_{mLT} valitaan kyseeseen tulevien tukipisteiden välisen taivutusmomenttipinnan mukaan seuraavasti:

Momenttikerroin	Akseli, jonka suhteen taivutus tapahtuu	Taso, jossa tukipisteet ovat siirtymättömiä
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

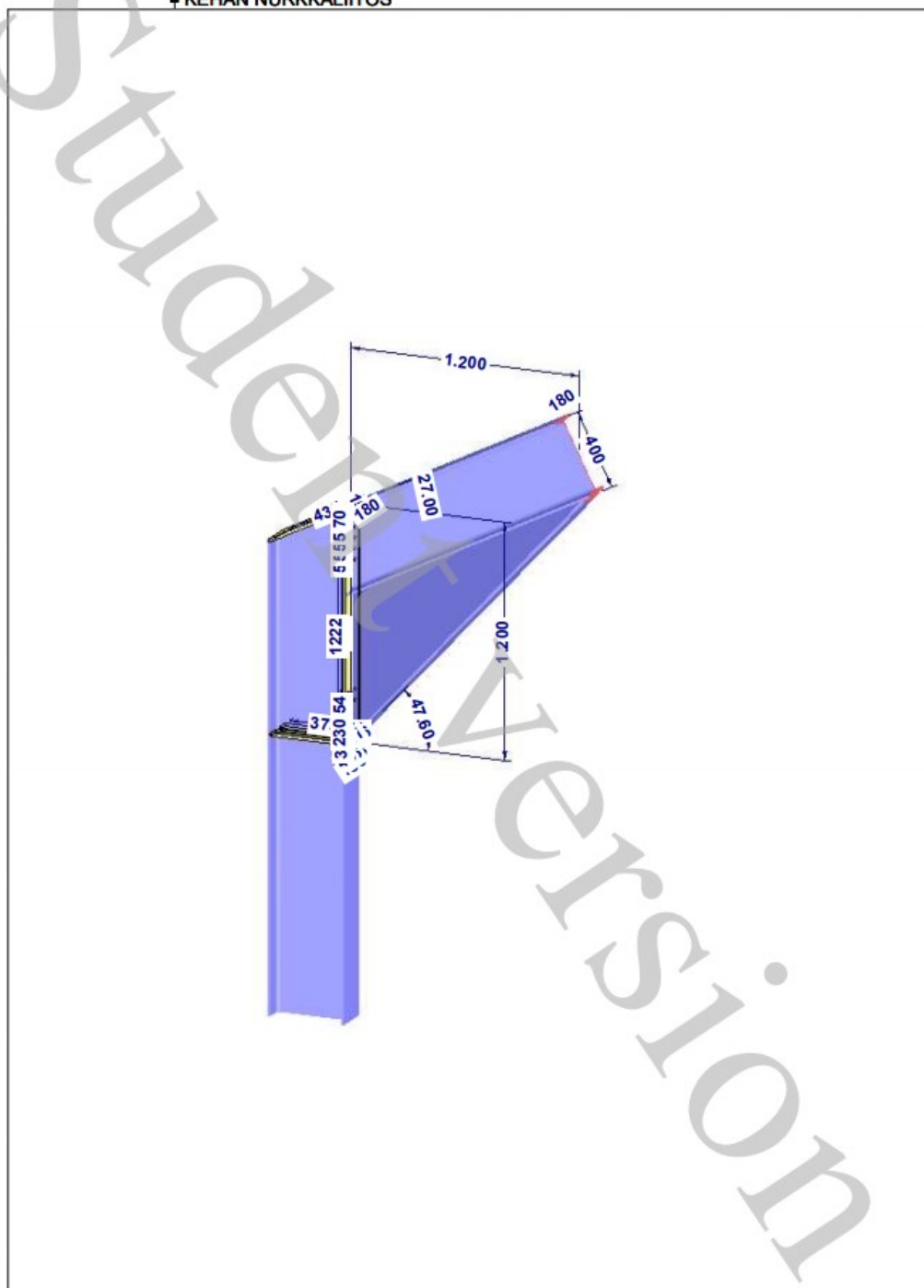
Koska momenttijakauma tiedetään on ψ arvo 0

Koska kehä ei ole α_{cr} määrittämän luokituksen mukaan sivusiirtävä voidaan C_{my} arvo laskea

Taulukot (SFS-EN 1993-1-1, 86-87)

Kehän nurkkaliitos

KEHÄN NURKKALIITOS



Kehän nurkkaliitos

File Settings Help

CA1 - Design of bolted haunche 2.2.3 Design - Right Side

Design	Node	Governing Load Case	Design Criterion Existing	Limit	Sign Moment	Comment
Beam, Flange						
Beam Flange, Compression Force, Bottom	31	RC1	0.22	≤ 1	Negative	
Flange Weld	31	RC1	0.05	≤ 1	Negative	
Flange	31	RC1	0.03	≤ 1	Negative	
Beam, Web						
Beam Web, Tensile Force, Top	31	RC1	0.13	≤ 1	Negative	
Beam, End Plate						
Bending Stress, Top	31	RC1	0.61	≤ 1	Negative	
Fillet Weld, Web, Top	31	RC1	0.23	≤ 1	Negative	
Fillet Weld, Flange, Top	31	RC1	0.43	≤ 1	Negative	
Fillet Weld, Flange, Bottom	31	RC1	0.44	≤ 1	Negative	
Hole Bearing, Bottom	31	RC1	0.36	≤ 1	Negative	
Beam, Bolt						
Bolt, Shear	31	RC1	0.53	≤ 1	Negative	
Classification of Connection						
Classification by Stiffness	31	RC1	Rigid		Negative	

Max: 0.611 ¹

Design Details

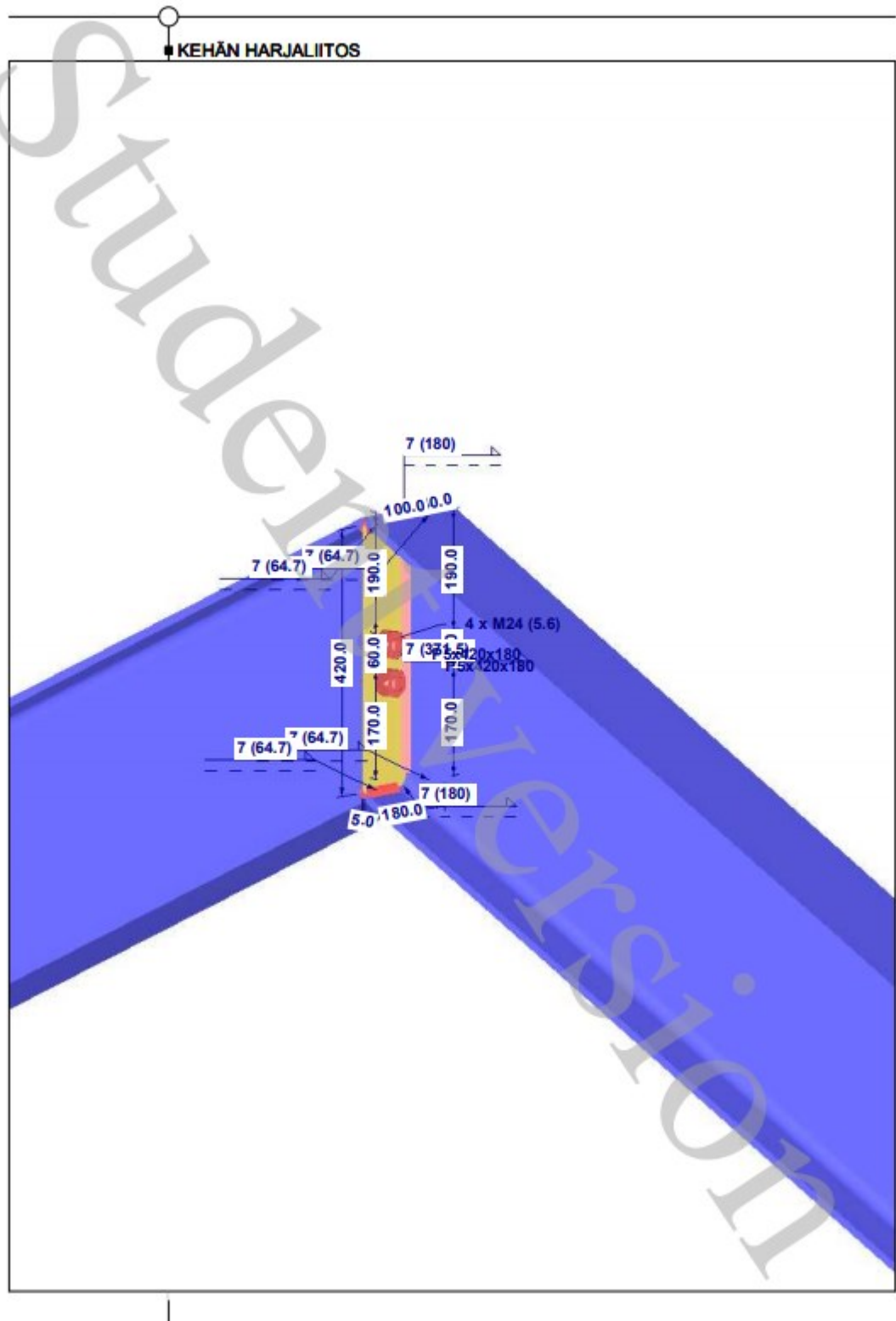
Classification Left - Overview

Stiffness Class		Rigid
Stiffness Class		No
Lateral Bracing	unbraced	
Negative Loading Moment (about Bottom Compression Point)	M _D	-175.16 kNm
Negative Ultimate Moment (about Bottom Compression Point)	M _{Rd}	-286.66 kNm
Limiting Stiffness - rigid	S _{jLim_rigid}	62979.60 kNm
Limiting Stiffness - pinned	S _{jLim_pinned}	3936.22 kNm
Initial Stiffness	S _{jini}	226374.00 kNm
Applicable Rotational Stiffness	S _j	226374.00 kNm
Coefficient Column Web, Shear	k ₃	1.5 mm
Coefficient Column Web, Tension	k ₃ (1)	1.8 mm
Coefficient Column Flange, Bending	k ₄ (1)	22.7 mm
Coefficient Beam End Plate, Bending	k ₅ (1)	1.5 mm
Coefficient Bolts, Tension	k ₁₀ (1)	6.1 mm
Effective Stiffness Coefficient	k _{eff} (1)	0.7 mm
Coefficient Column Web, Tension	k ₃ (2)	1.0 mm
Coefficient Column Flange, Bending	k ₄ (2)	12.2 mm
Coefficient Beam End Plate, Bending	k ₅ (2)	0.6 mm
Coefficient Bolts, Tension	k ₁₀ (2)	6.1 mm
Effective Stiffness Coefficient	k _{eff} (2)	0.3 mm

Graphics

OK Cancel

Kehän harjaliitos



Kehän harjaliitos

N...	Nodes No.	Ra...
1	14,30	
2	29	0...

2.1 Geometry

Parameters

Joint stiffness

Beam 1

Limiting stiffness - pinned	S _{i,pinned}	3.93	MNm/rad
Limiting stiffness - rigid	S _{i,rigid}	62.95	MNm/rad
Initial joint stiffness	S _{i,ini}	2.57	MNm/rad

Classification of joint stiffness: Pinned

Moment resistance of the joint	M _{j,Rd}	7.72	kNm
Equivalent lever arm	z _{eq}	213.0	mm
Equivalent stiffness coefficient	k _{eq}	0.3	mm

Initial joint stiffness (positive moment): 2.98 MNm/rad

Classification of joint stiffness (positive moment): Pinned

Moment resistance of the joint (positive moment)	M _{j,Rd,pos}	8.38	kNm
Equivalent lever arm (positive moment)	z _{eq,pos}	229.0	mm
Equivalent stiffness coefficient (positive moment)	k _{eq,pos}	0.3	mm

Stiffness coefficient of bolt row 1: k_{eff,1} = 0.1 mm

Stiffness coefficient of bolt row 2: k_{eff,2} = 0.1 mm

Beam 2

Limiting stiffness - pinned	S _{i,pinned}	3.93	MNm/rad
Limiting stiffness - rigid	S _{i,rigid}	62.95	MNm/rad
Initial joint stiffness	S _{i,ini}	2.57	MNm/rad

Classification of joint stiffness: Pinned

Moment resistance of the joint	M _{j,Rd}	7.72	kNm
Equivalent lever arm	z _{eq}	213.0	mm
Equivalent stiffness coefficient	k _{eq}	0.3	mm

Initial joint stiffness (positive moment): 2.98 MNm/rad

Classification of joint stiffness (positive moment): Pinned

Moment resistance of the joint (positive moment)	M _{j,Rd,pos}	8.38	kNm
Equivalent lever arm (positive moment)	z _{eq,pos}	229.0	mm
Equivalent stiffness coefficient (positive moment)	k _{eq,pos}	0.3	mm

Stiffness coefficient of bolt row 1: k_{eff,1} = 0.1 mm

Stiffness coefficient of bolt row 2: k_{eff,2} = 0.1 mm

Components resistance

Resistance of bolt row 1	F _{Rd,1}	20.71	kN
Resistance of bolt row 2	F _{Rd,2}	20.73	kN

Beam 1

Resistance of compression zone	F _{c,Rd}	1201.40	kN
Resistance of compression zone for positive mon	F _{c,Rd,pos}	1201.40	kN

Beam 2

Resistance of compression zone	F _{c,Rd}	1201.40	kN
Resistance of compression zone for positive mon	F _{c,Rd,pos}	1201.40	kN

Calculation
Details
Nat. Annex...
Graphics

OK
Cancel

Pilarin mitoitus

Rfem-pilarin laskenta, jossa lokaatio $x=4,6\text{m}$ on pilarin alapää

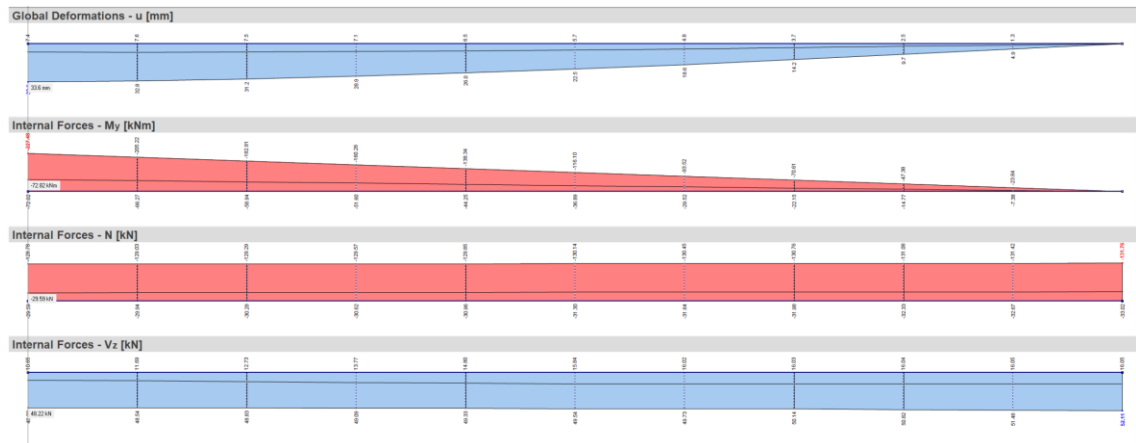
Huomioitavaa poikkileikkausluokitus ja lokaatio.

Profiilin poikkileikkausluokitus on 4. sauvan alapäässä, koska siellä uuma on puristettu rakenne muuttaen poikkileikkausluokituksen raja-arvoja

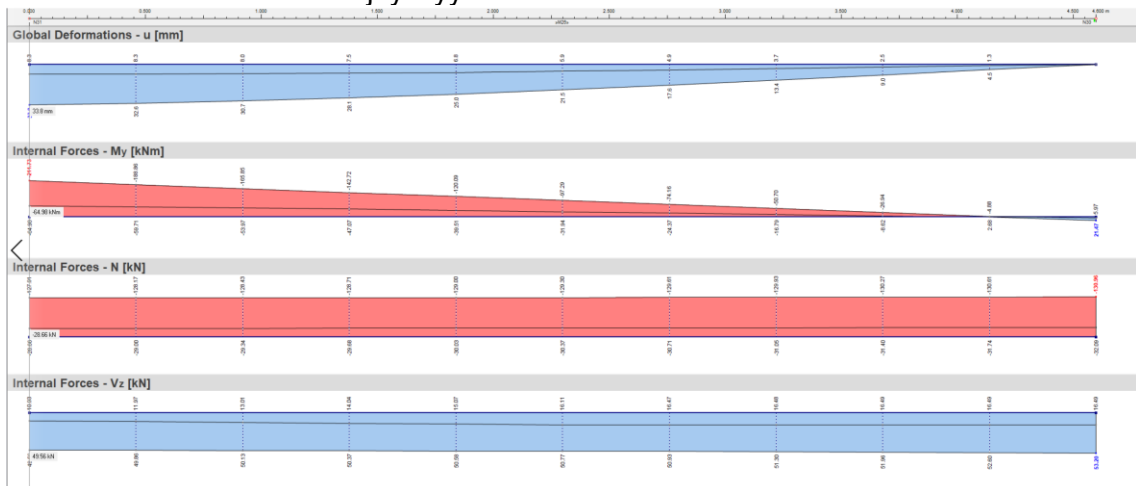
Member no. 2 on kehän eniten kuormitettu pilari, jonka mitoitus on myös laskettu käsin

Member No.	Location x [m]	Load-ing	Design		Design According to Formula
			Ratio		
2	Cross-section No. 1 - IPE 400 Euronorm 19-57				
	4,140	RC1	0,04	≤ 1	CS102) Cross-section check - Compression acc. to 6.2.4
	4,600	RC1	0,05	≤ 1	CS103) Cross-section check - Compression acc. to 6.2.4 - Class 4
	4,140	RC1	0,06	≤ 1	CS121) Cross-section check - Shear force in z-axis acc. to 6.2.6
	4,600	RC1	0,08	≤ 1	CS122) Cross-section check - Shear force in z-axis acc. to 6.2.6(4) - Class 3 or 4
	0,000	RC1	0,00	≤ 1	CS126) Cross-section check - Shear buckling acc. to 6.2.6(6)
	0,000	RC1	0,49	≤ 1	CS181) Cross-section check - Bending, shear and axial force acc. to 6.2.9.1
	4,600	RC1	0,06	≤ 1	ST303) Stability analysis - Flexural buckling about y-axis acc. to 6.3.1.1 and 6.3.1.2(4) - Class 4
	4,600	RC1	0,07	≤ 1	ST304) Stability analysis - Flexural buckling about y-axis acc. to 6.3.1.1 and 6.3.1.2 - Class 4
	4,600	RC1	0,07	≤ 1	ST323) Stability analysis - Torsional buckling acc. to 6.3.1.4 and 6.3.1.2(4) - Class 4
	4,600	RC1	0,07	≤ 1	ST324) Stability analysis - Torsional buckling acc. to 6.3.1.4 and 6.3.1.2 - Class 4
	0,000	RC1	0,23	≤ 1	ST331) Stability analysis - Lateral torsional buckling acc. to 6.3.2.1 and 6.3.2.3 - I-Section
	4,140	RC1	0,50	≤ 1	ST361) Stability analysis - Bending about y-axis and compression acc. to 6.3.3, Method 2
	4,600	RC2	0,00	≤ 1	SE400) Serviceability - Negligible deformations
	0,000	RC2	1,54	> 1	SE401) Serviceability - Combination of actions 'Characteristic' - z-direction
	0,000	RC2	0,00	≤ 1	SE406) Serviceability - Combination of actions 'Characteristic' - y-direction

Pilarin rasitukset MRT ja KRT

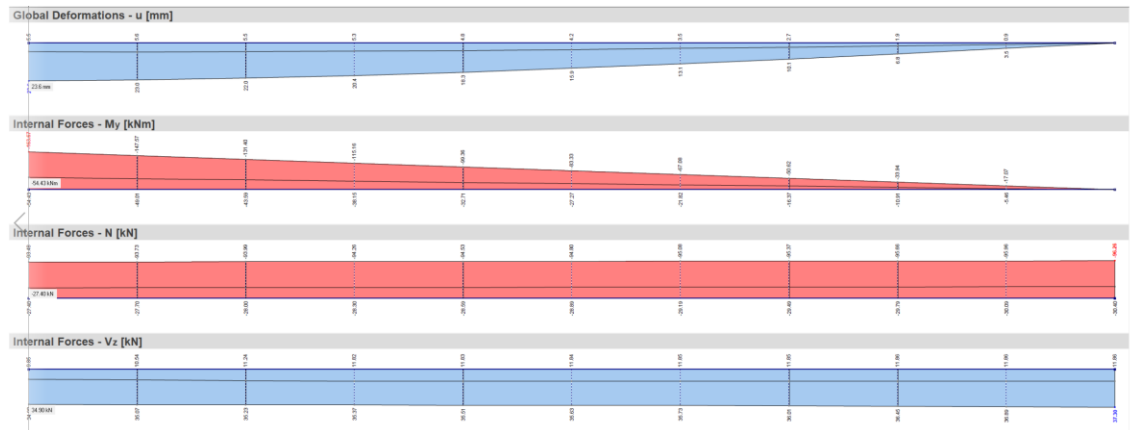


Pilarin rasitukset ilman liitosjäykkyksiä MRT

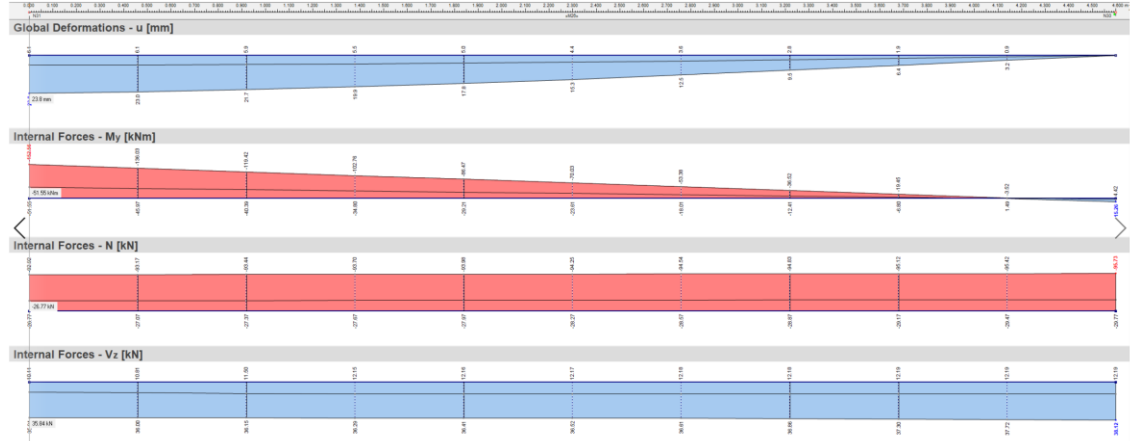


Pilarin rasitukset liitosjäykkyksillä MRT

Pilarin rasiutukset MRT ja KRT



Pilarin rasiutukset ilman liitosjäykkyksiä KRT



Pilarin rasiutukset liitosjäykkyksillä KRT

