



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

HEIKKI VAAJASAARI
TERÄSRAKENTEIDEN SUUNNITTELUOHJE

Diplomityö

Tarkastaja: Professori Markku Heinisuo
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen tiedekunta-
neuvoston kokouksessa 13. tammikuu-
ta 2016

TIIVISTELMÄ

HEIKKI VAAJASAARI: Teräsrakenteiden suunnitteluohje

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 91 sivua, 14 liitesivua

Marraskuu 2016

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennustekniikka

Tarkastaja: Professori Markku Heinisuo

Avainsanat: Teräsrakennesuunnittelu, mitoitus, lujuuslaskenta, rakennesuunnittelu

Tämä diplomityö käsittelee teräsrakennesuunnittelussa huomioonotettavia asioita. Työn lähtökohtana on ollut Vahanen Oy:n kiinnostuksen kohde kehittää omaa ohjeistustaan suunnittelijoille teräsrakennesuunnittelukohteissa. Työn tarkoituksena on kehittää suunnitteluohje ja tuottaa liitosten mitoituspohjia yrityksen sisäiseen käyttöön. Tutkimus on tehty kirjallisuustutkimuksena.

Työssä on luotu prosessikaavio teräsrakennesuunnittelun etenemisestä. Prosessikaavion tarkoituksena on toimia teräsrakennesuunnittelussa seurantakaaviona, antaen ohjeistuksen huomioonotettaviin ja tarkasteltaviin asioihin.

Aluksi on selvennetty laadukkaan suunnittelutyön perustana toimivat lähtötietovaatimukset, teräsrakennesuunnittelussa vaaditut asiakirjat ja runkorakenteiden alustavat suunnittelu-, mitoitus- ja tarkastustoimenpiteet. Runkorakenteiden suunnitteluohjeissa on kerrottu yleisesti käytössä olevista jäykistystavoista, ohjeistetaan pilarien, palkkien ja ristikkorakenteiden suunnitteluun sekä niiden värähtely- ja palomitoitukseen. Tarkemmin työssä on paneuduttu liitosten suunnitteluun, sillä ne aiheuttavat eniten kustannuksia teräsrakentamisessa sekä rakennus- että suunnitteluvaiheessa. Lopuksi työssä on selvitetty teräsrakennesuunnitteluprojektin vastuualueet silloin kun konepajasuunnittelu on erillinen osa projektia.

Työn yhteydessä on luotu yrityksen sisäiseen käyttöön laskentapohjat pilarin ja ristikon välisestä nivelellisestä sekä jäykästä liitoksesta, WQ-palkin liitoksesta liittopilariin ja palkin evälevyliitoksesta. Lisäksi tutkielmassa on tehty esimerkkilaskelma Autodeskin Robot Structural Analysis -ohjelmalla perustusliitoksesta. Työn liitteenä on esitetty perustusliitoksen lujuuslaskentarataportti. Laskentarataportista havaittiin virheitä, minkä vuoksi kyseisen ohjelman perustusliitoslaskentamoduulin käyttämistä suositellaan välttämään. Käytettäessä sitä tai mitä tahansa muuta kaupallista laskentaohjelmaa tai –pohjaa on syytä aina varmistua laskennan ja saatujen tulosten oikeellisuudesta.

ABSTRACT

HEIKKI VAAJASAARI: Designing manual on steel structures
Tampere University of Technology
Master of Science Thesis, 91 pages, 14 Appendix pages
November 2016
Master's Degree Programme in Civil Engineering
Major: Civil Engineering
Examiner: Professor Markku Heinisuo

Keywords: Steel structure designing, analysis, strength calculation, structural engineering

This thesis discusses the considerations on steel structure planning. The work is based on a technical consulting organization, Vahanen Oy's interests to develop instructions for their designers on steel structure projects. The aim of this study was to create simple design manual for the company's internal use.

In this work, a process flow chart on steel structures designing has been created. The process flow chart gives a path to follow the whole designing process step by step considering all relevant factors.

At the beginning, the initial data requirements for the basis of the designing has been clarified. In addition, required documentation, preliminary designing, calculations and inspections of frame structures are described. The instructions for planning frame structures includes a summary of generally used bracing systems, guidance for designing beams, columns and trusses and instructions for analysis against fire and vibration.

Planning and manufacturing of joints are the most expensive steps in the steel construction and therefore here studied more precisely. Last part of this thesis includes a clarification of responsibilities when workshop designing is a separate part of the steel structure designing project.

As a part of this study, calculation tools for WQ-beam to column, beam to column with fin plate and truss to column rigid version and hinged version were generated for the Vahanen Oy's internal use. Additionally, an example calculation of column base plate connection were done using commercial calculation software Autodesk Robot Structural Analysis. However, the software gave incorrect results and therefore it is not recommended to use. If the software Autodesk Robot Structural Analysis or any other software is anyway used, validity of calculations and results must be verified with other method.

ALKUSANAT

Tämä opinnäytetyö on tehty Vahanen Oy:n toimeksiannosta.

Haluan esittää suuret kiitokset työn tarkastajana ja ohjaajana TTY:n puolesta toimineelle professori Markku Heinisuolle asiantuntevasta ohjauksesta. Kiitos myös Vahanen Oy:n puolella ohjaajana toimineelle RI Jukka Taposelle, joka on työkiireiden ohella löytänyt aikaa myös ohjata työtäni tarpeideni mukaan.

Haluan kiittää myös Vahanen Oy:n muita esimiehiä, jotka ovat mahdollistaneet tämän työn tekemisen.

Lisäksi haluan kiittää perhettäni, opiskelukavereita ja työtovereitani töiden ja opiskelun ohella saamastani tuesta.

SISÄLLYSLUETTELO

| | | |
|-------|---|----|
| 1. | JOHDANTO | 1 |
| 2. | LÄHTÖKOHDAT | 3 |
| 3. | TERÄSRAKENNESUUNNITTELUPROSESSI..... | 5 |
| 3.1 | Lähtötiedot | 6 |
| 3.2 | Rakenejärjestelmäkuvaus | 14 |
| 3.3 | Rungon alustava suunnittelu | 15 |
| 3.4 | Mitoitusmallin luominen ja mitoitus | 15 |
| 3.5 | Mitoitusmallin tarkastus..... | 18 |
| 3.6 | Rungon lopullinen suunnittelu | 19 |
| 3.7 | Runkomallin tarkastus | 19 |
| 3.8 | Teräsrakenteiden työselostus (toteutuseritelmä) | 20 |
| 4. | RUNKORAKENTEIDEN SUUNNITTELU | 23 |
| 4.1 | Käytettävät poikkileikkaukset ja materiaalit | 23 |
| 4.2 | Jäykistystavan valinta | 26 |
| 4.2.1 | Kehäjäykistys..... | 28 |
| 4.2.2 | Mastojäykistys | 28 |
| 4.2.3 | Ristikkojäykistys..... | 28 |
| 4.2.4 | Tornijäykistys | 28 |
| 4.2.5 | Levyjäykistys..... | 29 |
| 4.2.6 | Jäykistys yhdistelmä rakenteilla | 29 |
| 4.3 | Mitoitus | 29 |
| 4.3.1 | Pilareiden suunnittelu | 30 |
| 4.3.2 | Palkkien suunnittelu | 33 |
| 4.3.3 | Ristikoiden suunnittelu..... | 36 |
| 4.4 | Värähtelymitoitus | 41 |
| 4.5 | Palomitoitus..... | 43 |
| 4.6 | Pintakäsittely | 47 |
| 4.6.1 | Pinnan esikäsittely | 47 |
| 4.6.2 | Korroosionestomaalaus | 49 |
| 4.6.3 | Sinkitys..... | 52 |
| 4.7 | Laskelmien tarkastus..... | 53 |
| 5. | LIITOKSET | 54 |
| 5.1 | Ruuviliitokset | 58 |
| 5.1.1 | Pilareiden liitokset | 66 |
| 5.1.2 | Palkkien liitokset..... | 71 |
| 5.1.3 | Ristikoiden liitokset | 73 |
| 5.1.4 | Jäykisteiden liitokset | 74 |
| 5.2 | Hitsaus..... | 75 |

| | |
|--|----|
| 6. KONEPAJASUUNNITTELU..... | 82 |
| 6.1 Teräsrakennesuunnittelu vs. konepajasuunnittelu..... | 82 |
| 7. POHDINTA..... | 85 |
| LÄHTEET..... | 87 |

LIITE 1: TERÄSRAKENNESUUNNITTELUN PROSESSIKAAVIO

LIITE 2: TEKLAMALLIN TARKASTUSLISTA

LIITE 3: PILARIN PERUSTUSLIITOS (ROBOT)

LYHENTEET JA MERKINNÄT

| | |
|------|--|
| SFS | Suomen standardisoimisliitto SFS ry |
| EN | European Standard (Eurooppalainen standardi) |
| ISO | International Organization for Standardization (Kansainvälinen standardisoimisjärjestelmä) |
| ULS | Ultimate limit state (Murtorajatila) |
| SLS | Service limit state (Käyttörajatila) |
| CC | Consequence class (Seuraamusluokka) |
| SC | Service class (Käyttöluokka) |
| PC | Product class (Tuoteluokka) |
| EXC | Execution class (Toteutusluokka) |
| FEM | Finite element method (Elementtimenetelmä) |
| HSS | High Strength Steel (Korkealujuuksinen teräs) |
| RFCS | Research Fund for Coal and Steel (Hiili- ja terästeollisuuden tutkimusrahasto) |

1. JOHDANTO

Rakennesuunnittelija vastaa suunnittelemansa rakennuksen turvallisuudesta ja luotettavuudesta. Suunnittelun apuna rakennesuunnittelijalla on suunnitteluohjeet. Suunnitteluohjeet eivät kuitenkaan läheskään aina anna ohjeistusta kaikkiin mitoitusapauksiin. Rakennesuunnittelualalla käytetään kokoajan enenevässä määrin tietokoneavusteisia mitoitusohjelmia, joita käytettäessä suunnittelijalla tulee aina olla käsitys tietokoneohjelman antamien tulosten oikeellisuudesta. Tämän työn tarkoituksena on antaa suunnittelijalle yksinkertainen ohjeistus siitä, mitä asioita teräsrakenteiden suunnittelussa tulee yleisesti ottaen ottaa huomioon ja kuinka suunnitteluprosessi pääosin etenee. Työssä on paneuduttu tarkemmin liitosten suunnitteluun.

Suomessa teräsrakenteiden suunnitteluun annetaan ohjeistus standardissa SFS-EN 1993 [1], [2], [8], [16], [36], [49]. Lisäksi on standardisarja SFS-EN 1090 [41], jossa käsitellään teräsrakenteiden toteutusta ja näin ollen myös ohjeita suunnitteluun.

Suunnittelutyöhön annetaan ohjeistusta myös Suomen rakennusmääräyskokoelmassa [6], [14], [47] sekä useista insinööritoimistoista varmasti löytyvät vielä eurokoodien edeltäjät, ENV-esistandardit. On kuitenkin tärkeää, että suunnittelutyön lähtökohtina käytetään ainoastaan samasta järjestelmästä otettuja ohjeita. Esimerkiksi rakentamismääräyskokoelmien mukaan määritetyt kuormat ja eurokoodien mukaisesti lasketut rakenteiden kestävyudet saattavat antaa epävarmalla puolella olevia rakenteita tai toisaalta huomattavasti liian suuria varmuuksia.

Teräsrakenteissa liitokset määräävät suurimmat kustannukset hankkeissa ja näin ollen alan kehittymisen kannalta on olennaista keskittyä liitossuunnittelun kehittämiseen. Standardien ja määräysten lisäksi teräsrakennusalalta löytyy lukemattoman paljon hyvää kirjallisuutta, joissa annetaan ohjeita suunnittelijalle. Liitosten suunnitteluun mitoitusohjeita ja mallilaskelmia löytyy esimerkiksi Steel Construction Instuten (SCI) julkaisusta P358 [46]. Ruukin putkipalkkikäsikirja [19] sekä hitsattujen profiilien käsikirja [20] antavat yleisten suunnitteluohjeiden lisäksi hyviä ohjeita ja esimerkkilaskelmia liitosten mitoituksesta ja suunnittelusta.

Yleisesti teräsrakenteisiin liittyviä suunnitteluohjeita löytyy paljon muun muassa Teräsrakenneyhdistys Ry:n (TRY) julkaisuista. Laajana projektina TRY:ssä kesällä 2011 aloitettu ”Teräsrakenteiden eurooppalaiset pelisäännöt” – suunnittelu ja toteutus (TEP) [21], antaa erinomaisen ohjeistuksen siitä, mitä teräsrakenteiden suunnitteluun kokonaisuudessaan kuuluu. TEP projektissa tuotetusta materiaalista löytyy mitoitus-esimerkkien

ja käytännön ohjeiden lisäksi myös mallipohjia piirustuksille, asiakirjoille ja sopimuksille.

Kattavimpana ohjeistuksena eurokoodien käyttöön on Jouko Kouhin kirjoittama ja Teräsrakenneyhdistyksen julkaisema kolmiosainen ”Eurocode 3” –kirjasarja [9], [54]. Kirjasarjan ensimmäisessä osassa opetetaan ymmärtämään Standardin SFS-EN 1993-1 osaa, yleiset ja rakennuksia koskevat säännöt. Toinen osa antaa ohjeistuksen standardiin SFS-EN 1993-1-5, Levyrakenteet. Kolmannessa osassa perehdytään standardiin SFS-EN 1993-1-8, jossa kerrotaan liitosten mitoituksesta.

2. LÄHTÖKOHDAT

Diplomityö toteutetaan Vahanen Oy:n toimeksiannosta ja sen päämääränä on tuottaa suunnitteluohje yrityksen sisäiseen käyttöön. Suunnitteluohjeeseen on liitetty mitoitus-pohjat yleisimpien käytettyjen liitosten osalta. Osaan liitoksista yrityksellä on löytynyt jo valmiiksi mitoituspohja ja näitä liitoksia on tässä työssä vain referoitu. Työ on toteutettu kirjallisuustutkimuksena. Pääasiallisimpana kirjallisuutena työn pohjana on toiminut Eurokoodi 3 ja luvussa 1 mainitut lähteet.

Eurokoodien kehittämisen lähtökohtana on ollut yhdenmukaistaa EU:n ja EFTA jäsenvaltioiden rakennustekniset vaatimukset ja poistaa kaupan tekniset esteet. Jäsenvaltiot ovat tunnustaneet, että eurokoodi-standardit toimivat viiteasiakirjoina osoittamaan rakennusten olennaiset vaatimukset koskien mekaanista lujuutta ja vakavuutta sekä tulipaloturvallisuutta. Eurokoodien tehtävänä on myös toimia perustana rakennusten ja rakentamiseen liittyvien tekniikan alojen urakoiden määrittelyyn sekä rakennustuotteiden yhdenmukaisten teknisten eritelmien laatimisen puitteina. Eurokoodeissa esitetään yhteiset rakennesuunnittelusäännöt rakenteiden suunnittelua varten. Suunnittelijalta vaaditaan asiantuntemusta, sillä tavanomaisesta poikkeavia rakennetyyppejä tai suunnittelussa tarkasteltavia ehtoja ei käsitellä yksityiskohtaisesti. Kansalliset standardit eli eurokoodien kansalliset liitteet vahvistavat eurokoodit. Kansallisissa liitteissä voidaan antaa tietoa niistä parametreista, joiden käsittely on jätetty auki eurokoodi-standardeissa kansallista valintaa varten. [1, s.6]

Eurokoodi 3 eli, SFS-EN 1993, on standardi, jota Suomessa noudatetaan teräsrakenteiden suunnittelussa. Eurokoodi 3 koostuu kuudesta erillisestä standardista, joiden aiheet on listattuna taulukossa 1.

***Taulukko 1.** Eurokoodi 3 standardit [1, s.8]*

| EN 1993 | Eurokoodi 3 |
|-----------|---|
| EN 1993-1 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt |
| EN 1993-2 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Terässillat |
| EN 1993-3 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Tornit, mastot ja piiput |
| EN 1993-4 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Silot, säiliöt ja putkilinjat |
| EN 1993-5 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Paalut |
| EN 1993-6 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Nostureita kannattavat rakenteet |

Standardin SFS-EN 1993 ensimmäinen osa, SFS-EN 1993-1, on niin sanottu yleinen osa. Standardin muissa osissa on viitattu yleisen osan sääntöihin, mutta sääntöjä on voitu muuttaa joissakin osissa. Rakennuksia koskevat ohjeet on pääosin annettu ensimmäisessä osassa, jonka vuoksi tässä työssä on käsitelty pääosin sitä. Ensimmäinen osa on jaettu kahteentoista erilliseen standardiin, joissa käsitellään teräsrakentamisen eri osa-alueita. Ensimmäiseen osaan kuuluvien standardien käsiteltävät aiheet on listattuna taulukossa 2.

Taulukko 2. Standardin SFS-EN 1993-1 eri osat [1, s.8]

| EN 1993-1 | |
|------------------|--|
| EN 1993-1-1 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt |
| EN 1993-1-2 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Rakenteellinen palomitoitus |
| EN 1993-1-3 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Kylmämuovaamalla valmistetut sauvat ja levyt |
| EN 1993-1-4 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Ruostumattomat teräkset |
| EN 1993-1-5 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Levyrakenteet |
| EN 1993-1-6 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Kuorirakenteiden lujuus ja stabiilius |
| EN 1993-1-7 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Poikittain kuormitettujen tasomaisten levyjen lujuus ja stabiilius |
| EN 1993-1-8 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Liitosten suunnittelu |
| EN 1993-1-9 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Teräsrakenteiden väsymiskestävyys |
| EN 1993-1-10 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Teräksen valinta haurasmurtuman suhteen ja paksuussuuntaiset ominaisuudet |
| EN 1993-1-11 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Teräksestä tehtyjä vedettyjä rakenneosia (vetotangot ja -vaijerit) sisältävien rakenteiden suunnittelu |
| EN 1993-1-12 | Teräsrakenteiden suunnittelu. Teräslajeja S500..S700 koskevat lisäsäännöt |

Eurokoodi 3:n käytön edellytyksenä on, että teräsosat on valmistettu standardin SFS-EN 1090 mukaan. Standardissa SFS-EN 1090 kerrotaan myös ne asiat, joiden tulee nykyään löytyä teräsrakenteiden työselostuksen korvaavasta dokumentista, toteutuseritelmästä.

3. SUUNNITTELUPROSESSI

Teräksen etuja rakennusmateriaalina ovat sen hyvä lujuus suhteessa massaansa, mittatarkkuus, muunneltavuus, ympäristöystävällisyys sekä rakenteiden korkea esivalmistusaste. Korkea lujuus suhteessa massaansa mahdollistaa rakenteiden pienet dimensiot verrattaessa esimerkiksi betonirakenteisiin. Ympäristöystävällisen materiaalin teräksestä tekee sen kierrätettävyyden. Elinkaarensa päähän tulleen teräsrunkoisen rakennuksen teräsosat voidaan kierrättää lähes sataprosenttisesti. Teräksen hitsattavuus mahdollistaa teräsrakenteisen rakennuksen muunneltavuuden niin työmaa-aikana kuin sen jälkeenkin. Tämän vuoksi teräksestä valmistetut rakennukset voivat saada elinkaarensa aikana useita eri käyttötarkoituksia, jotka poikkeavat alkuperäisestä. Teräksen korkea esivalmistusaste ja mittatarkkuus antavat mahdollisuuden hankkeen rakennusajan lyhentämiseen, mikä karsii myös kustannuksia. Kaiken edellä mainitun takeena on rakenteiden laadukas suunnittelu. Teräsrakenteiden suunnittelun kulusta on tähän työhön liittyen tehty prosessikaavio, joka on esitetty liitteessä 1. [3, s.28]

Teräsrakenteilta vaaditaan, että niiden tulee kestää kaikki sille tulevat kuormat ja vaikutukset käyttöikänsä ajan, säilyttäen määrätyt luotettavuustasot. Tärkeimmät huomioon otettavat asiat suunnittelussa ovat rakenteiden mitoitus, rungon valinta, liikuntasaumojen paikkojen määrittäminen, rakenteiden mitoitus, liitosten suunnittelu, rakennuksen jäykistys, pintakäsittelyjen määrääminen ja palomitoitus [4, s.27].

Mallintamisen tultua yhä enemmissä määrin rakennesuunnittelualalle, on sitä luontaisesti ryhdytty käyttämään myös teräsrakenteiden suunnittelussa. Mallintamisen avulla rakenteista saadaan jo suunnitteluvaiheessa todellisempi kuva ja näin ollen myös suunnittelijat pääsevät konkreettisemmin suunnitteluprojekteihin sisälle. Mallintamisen etuna ovat myös rakennemallista suoraan analyysimalliksi muuttuvat tuotetietomallit, joiden avulla voidaan suunnittelutyössä säästää paljon aikaa. Hyvän rakennesuunnittelun lähtökohtana ovat kuitenkin aina luotettavat ja riittävän tarkat lähtötiedot.

Teräsrakennesuunnitteluprojekteissa lähtötietovaatimuksina teräsrakennesuunnittelijalle ovat arkkitehtisuunnitelmat, rakenteiden seuraamus-, vaativuus- ja rakenneluokat, kohteen suunniteltu käyttöikä, kuormatiedot, aikataulu, ympäristörasitukset, geotekniset suunnitteluvaatimukset ja palonkestovaatimukset. Teräsrakennesuunnitteluprojektin sujuvuuden kannalta on alussa hyvä luoda rakennuksen rakennejärjestelmäkuvaus, johon kootaan tiedot muun muassa kerroskorkeuksista, perustamistavasta, kuormituksista ja runkorakenteista.

Tarvittavien lähtötietojen saamisen jälkeen teräsrakennesuunnitteluprosessi etenee rungon alustavaan suunnitteluun. Rungon alustavassa suunnittelussa rakennesuunnittelijan tulee suunnitella kohteen runkojärjestelmä sekä toimintaperiaate ja jäykistys. Runkojärjestelmään tulee esittää alustavat arviot käytettävistä poikkileikkauksista ja mahdollisista kokoonpanoista, kuten esimerkiksi ristikoista. Alustavan runkosuunnitelman valmistuttua se lähetetään tilaajalle sekä kohteen pääsuunnittelijalle hyväksyttäväksi. Runkosuunnitelman hyväksymisen jälkeen rakennesuunnittelija voi alkaa mitoittamaan rakennesia alustavan runkosuunnitelman mukaisesti.

Teräsrakenteiden mitoitus tehdään insinööritoimistoissa nykyään pääosin käyttäen tietokoneavusteisia FEM-mitoitusohjelmia. Mitoitusohjelmien käytössä on ensiluokkaisen tärkeää, että suunnittelija tietää mitä on tekemässä. Teräsrakenteiden mitoituksessa hankalin vaihe on liitosten mitoitus. Liitosten ja rakennesiöiden mitoittamisen lisäksi on tärkeää muistaa tarkastella myös rakennuksen jäykkyys. Teräsrunkoiset rakennukset jäykistetään masto-, levy-, ristikko- tai kehäjäykistyksellä tai edellä mainittujen yhdistelmillä. Teräsrakenteiden kestävyys tarkastetaan murtorajatilassa, määrävillä kuormitusyhdistelyillä. Käyttörajatilassa tarkastetaan rakennesiöiden taipumat. Onnettomuusrajatilassa teräsrakenteet tulee lähes aina mitoittaa määrätyn palonkestovaatimuksen mukaisesti.

Rakenteiden mitoituksen jälkeen voidaan alustava rakennemalli päivittää laskelmista saatujen rakennesiöiden optimoitujen dimensioiden mukaisiksi. Ennen lopullisen rakennemallin toimittamista eteenpäin on muistettava, että suunnitelmat on tärkeää tarkastuttaa myös toisella teräsrakennesuunnittelun tuntevalla suunnittelijalla. Mikäli hanke sisältää myös konepajasuunnittelun tulee rakennemalliin päivittää myös liitokset, jotta näistä saadaan yksityiskohtaiset kuvat, joilla koko teräsrakenne on paitsi valmistettävissä, myös asennettävissä. Täydellisestä teräsrakennemallista saadaan myös massa-, määrä- ja pultiluettelot tarjouslaskentaa varten.

Teräsrakenteiden suunnitteluun kuuluu myös standardin SFS-EN 1090 tulon myötä toteutuseritelmän laatiminen. Toteutuseritelmä on kuin entinen teräsrakenteiden työselostus, mutta kattavampi. Toteutuseritelmän on tarkoitus olla kattava ja ytimekäs yhteenve-to hankkeen kuvissa esitetyistä asioista sanallisessa muodossa.

Suunnittelutyön päätteeksi suunnittelijan on hyvä koota lista hankkeessa onnistuneista ja epäonnistuneista asioista. Hyvä keino projekteista oppimisen kannalta on myös pyytää palautetta muilta hankkeen osapuolilta.

3.1 Lähtötiedot

Suunnittelun pohjana toimivien lähtötietojen täsmällisyys ja niiden varmistettu kulkeutuminen suunnittelijoille on välttämättömyys hyvin toteutetun suunnittelutyön onnistu-

miselle. Lähtötiedoissa tulee käyttää yhteisiä tiedonsiirtoformaatteja ja mitä avoimemmin työtä uskalletaan jakaa, sitä enemmän suunnittelutyön tekeminen ja tarkastaminen helpottuvat. Valitettavasti vieläkin nykypäivän eri tietomallinnusohjelmat eivät kuitenkaan niin sanotusti keskustele samalla kielellä ja työtä joudutaan tämän vuoksi tekemään useaan kertaan. Tietomalliohjelmien välille on kuitenkin kehitetty tiedonsiirtoformaattien muunto-ohjelmia sekä linkityksiä joiden avulla mallinnusohjelmat ymmärtävät yhä enenevässä määrin myös toisilla ohjelmilla luotuja tietomalleja.

Lähtötietojen vaatimuksia:

- Aikataulussa toimittaminen
- Riittävä tarkkuus
- Suunnitelmien oikeellisuus
- Projektin yhteisten mallisuunnitteluohjeiden noudattaminen
- Sama globaalkoordinaatisto sekä yhteinen sovittu koordinaatisto
- Tiedonsiirtoformaatit

Lähtötietojen oikeellisuus on aina syytä tarkastaa myös toisesta formaatista, mikäli tämä on mahdollista. [5, s.13]

Arkkitehtisuunnitelmat

Rakennesuunnittelun tärkeimpänä lähtötietona toimivat arkkitehtisuunnitelmat. Arkkitehtisuunnitelmista tulee ilmetä kohteen mittatiedot, perustusten sijainnit, rakennuksen eri osien käyttötarkoitukset ja runkojärjestelmä. Näiden lähtötietojen pohjalta rakennesuunnittelija voi alkaa esittämään omia mielipiteitään kohteen rakenteiden materiaalinnoiksi, analysoimaan tarvittavia rakennekorkeuksia ja arvioimaan tulevaa jäykistysjärjestelmää.

Vaativuusluokka

Rakenteiden vaativuusluokka on rakennusvalvontaviranomaisen määrittämä luokka, joka määrittää suunnittelijalta vaadittavan pätevyyden suunnittelukohteessa. Rakennesuunnittelutehtävän vaativuudet on määrätty ympäristöministeriön asetuksessa. Vaativuusluokan määräytymiset on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Teräsrakennesuunnittelutehtävän vaativuus [6, s.4]

| AA Erittäin vaativa | A Vaativa | B Tavanomainen | C Vähäinen |
|---|---|---|--|
| Kohde on yli 8-kerroksinen. | Kohde on 8-3 kerroksinen. | Kohde on enintään 2-kerroksinen ja tarkoitettu muuhun kuin pysyvään asumiseen. | Kohde on 1-kerroksinen ja tarkoitettu muuhun kuin pysyvään asumiseen tai työntekoon |
| Rungon teräksiset rakenneosat ja niiden liitokset eivät ole käyttöön vakiintuneita ratkaisuja ja kohde on yli 2- kerroksinen. | Rungon teräksiset rakenneosat ja niiden liitokset eivät ole käyttöön vakiintuneita ratkaisuja ja kohde on enintään 2-kerroksinen. | Rungon teräksiset rakenneosat ja niiden liitokset ovat käyttöön vakiintuneita ratkaisuja. | Rungon teräksiset rakenneosat ja niiden liitokset ovat käyttöön vakiintuneita ratkaisuja |
| Kohteen rakenne on esivalmistettu ja jänneväliltään yli 36 metriä tai sen kantavuus mitoitetaan korkeammalle teräksen myötö- lujudelle kuin 460 N/mm ² . | | | |

Seuraamusluokka

Suunnittelussa käytettävä luotettavuusluokka ja kuormakerroin määräytyvät kohteen seuraamusluokan mukaan. Seuraamusluokan määräytymiseen vaikuttaa onnettomuustilanteiden aiheuttamien, mahdollisten seuraamusten vakavuus. Seuraamusluokkaan voidaan liittää kolme luotettavuusluokkaa: RC1, RC2 ja RC3. Luotettavuusluokan perusteella rakennukselle määräytyy kuormakerroin K_{FI} , jota käytetään kuormitusyhdistelyissä mitoituskuorman kertoimena murtorajatilassa. Luotettavuusluokat ja niitä vastaavat kuormakertoimet on esitetty taulukossa 4. Seuraamusluokan valintaan vaikuttavat kriteerit on esitetty taulukossa 5. Rakennus voi kuulua onnettomuusmitoitustilanteessa eri seuraamusluokkaan kuin normaalitilanteessa. [7, s.6]

Taulukko 4. Luotettavuusluokat ja kuormakertoimet [7, s.138]

| Kuormakerroin K_{FI} | Luotettavuusluokka | | |
|------------------------|--------------------|-----|-----|
| | RC1 | RC2 | RC3 |
| K_{FI} | 0,9 | 1,0 | 1,1 |

Taulukko 5. Seuraamusluokan määrittäminen [7, liite B s.6-7]

| Seuraamusluokka | Kuvaus | Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä |
|-----------------|--|--|
| CC3 | Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai hyvin suurten</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia | Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> – yli 8-kerroksiset²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset – konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot – raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet kuten esim. suuret mastot ja tornit Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä. |
| CC2 | Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai merkittävien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia | Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1 |
| CC1 | Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai pienten tai merkityksettömien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia | 1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten <ul style="list-style-type: none"> – matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja – ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne – sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana – standardin SFS-EN 1993-1-3:n rakenneluokkien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet. – standardin SFS-EN 1993-1-3:n rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille³⁾. |

Taulukon 2 huomautukset: 1), 2), 3)

- 1) Ylä- ja välipohjat kuuluvat luokkaan CC2, elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena. Rakennuksen koostuessa erilaisista toisistaan riippumattomista rakennusosista määritetään kunkin osan seuraamusluokka erikseen.
- 2) Kellarikerrokset mukaan luettuina
- 3) Ei koske kuormituksia, jotka syntyvät, kun muotolevyrakenteita käytetään siirtämään levytason suuntaisia leikkausvoimia (levyvaikutuksen hyväksikäyttö) tai normaalivoimia. [7, liite B s.6-7]

Suunniteltu käyttöikä

Suunniteltu käyttöikä on rakennesuunnittelijan asettama ajanjakso, tilaajan määrittämän tavoitteellisen käyttöiän perusteella. Suunnittelun käyttöiän ajan rakennuksen rakenteita odotetaan käytettävän tarkoitettuun käyttötarkoitukseen, mukaan lukien ennakoitujen kunnossapitotoimenpiteet, kuitenkin ilman välttämättömiä korjaustoimenpiteitä. Rakennuksille voidaan määrittää erikseen kestoajat, jotka voivat poiketa koko rakennuksen käyttöiästä. Tärkeimmät asiat käyttöiän kannalta ovat korroosio ja väsyminen. Mekaanisen kulumisen huomioon ottamiseksi käyttöikää määrittäessä annetaan ohjeistus standardissa SFS-EN 1993-6 [9, s.61]. Suunnittelun käyttöiän määrittämiseen ohjeistusta on annettu taulukossa 6. [2, s.22]

Taulukko 6. *Suunnittelun käyttöiän luokat ja viitteelliset suunnitellut käyttöiät [7, s.48]*

| Suunnittelun käyttöiän luokka | Viitteellinen suunniteltu käyttöikä (vuosia) | Esimerkkejä |
|-------------------------------|--|---|
| 1 | 10 | Tilapäisrakenteet ⁽¹⁾ |
| 2 | 10...25 | Vaihdettavissa olevat rakenteen osat, esim. nosturiratapalkit, laakerit |
| 3 | 15...30 | Maatalous- ja vastaavat rakennukset |
| 4 | 50 | Talorakennukset ja muut tavanomaiset rakenteet |
| 5 | 100 | Monumentaaliset rakennukset, sillat ja muut maa- ja vesirakennuskohteet |

⁽¹⁾ Sellaisia rakenteita tai niiden osia, jotka voidaan purkaa uudelleen käytettäväksi, ei pidetä tilapäisinä.

Kuormat

Rakennuksen suunnittelussa käytettävät kuormat tulee selvittää perusteellisesti suunnittelun alussa. Myöhemmin esille tulevat kuormat saattavat aiheuttaa rakennukseen merkittäviä muutoksia tai pahimmassa tapauksessa jopa koko rakennejärjestelmän muutoksen. Kuormien selvityksessä on hyvä muistaa ottaa yhteyttä myös tilaajaan ja selvittää rakennuksen tulevasta käyttötarkoituksesta tarkempia yksityiskohtia. Suunnittelukuormien valitsemisessa pitää muistaa ajatella koko rakennuksen elinkaarta. Esimerkiksi teollisuusrakennukset toimivat usein monessa eri käyttötarkoituksessa elinkaarensa aikana, jolloin on mahdollisesti taloudellisempaa käyttää hieman isompia kuormia. Kuormitukset määritetään standardin SFS-EN 1991 eri osien mukaisesti ottaen huomioon myös kansalliset parametrit. Kuormien yhdistelyt ja osavarmuusluvut ovat esitetty standardin SFS-EN 1990, liitteessä A. Kuormien määrittämiseen ei tässä työssä tarkemmin paneuduta.

Rajatilamitoitus

Murtorajatilat (ULS) ja käyttörajatilat (SLS) tarvitsee tutkia erikseen, liittämällä ne mitoitusilanteisiin. Mitoitusilanteet valitaan rakenteille ottamalla huomioon niiden toimintaolosuhteet. Erilaisia mitoitusilanteita ovat:

- Normaalisti vallitsevat mitoitustilanteet
- Tilapäiset mitoitustilanteet
 - Toteutuksen aikaiset
 - Korjauksen aikaiset
- Onnettomuustilanteet
 - Tulipalo
 - Räjähdykset
 - Törmäykset
 - Paikallinen vaurio
- Maanjäristysmitoitustilanteet

Murtorajatilassa tutkitaan rakenteen tasapainon menetyksiä, vaurioitumista, murtumista tai väsymistä. Murtorajatilassa vauriot liittyvät rakenteiden varmuuteen ja ihmisten turvallisuuteen ja joissakin olosuhteissa myös aineiden tai tavaran suojaamiseen. Tarkasteltavat murtorajatilat ovat:

- Jäykän kappaleen tai sen osan tasapainon menetys
 - Liian suuri siirtymätila
 - Rakenteen tai sen osan muuttuminen mekanismiksi
 - Katkeaminen
 - Rakenteen tai sen osan stabiiliuden menetys
 - Väsyminen
- [55, s.27]

Käyttöraajatilassa tutkitaan rakenteen toimintaa normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen tai rakennuksen ulkonäköön. Käyttöraajatilassa vaatimuksen voidaan sopia kohdekohtaisesti, mutta minimivaatimukset ovat esitetty standardeissa EN 1992...EN 1999. Palautuva ja palautumaton käyttöraajatila tulee esitellä. Käyttöraajatilassa tarkastellaan:

- Siirtymät
 - Värähtelyt
 - Vauriot jotka vaikuttavat;
 - Ulkonäköön;
 - Käyttäjien mukavuuteen;
 - Rakenteen järjestelmien toimivuuteen;
 - Säilyvyyteen
- [55, s.28]

Rakenneanalyysissä mikään rajatila ei saa ylittyä käytettäessä asianmukaisia mitoitustarvoja kuormille. Valittavat mitoitustilanteet ja määräävät kuormitustapaukset tulee selvittää kohdekohtaisesti. Eri tarkasteluita varten valittavat kuormitustapaukset tulee valita selvittämällä yhteensopivat kuormituskaaviot, siirtymätilat ja epätarkkuudet, jotka ote-

taan huomioon samanaikaisesti muuttuvien kuormien ja pysyvien kuormien kanssa. [55, s.28]

Geotekniset suunnitteluvaatimukset

Rakennuksen geotekniset suunnitteluvaatimukset määräytyvät geoteknisen luokan perusteella. Geoteknisiä luokkia on kolme.

Geotekninen luokka 1, johon kuuluvat tyypillisesti kallio- tai moreenialueella tai karkearakeisten maalajien alueella rakennettavat niin sanotut helpot pohjarakennuskohteet. GL1-luokassa maaperän tutkimuksiksi saattaa riittää asiantuntijan suorittama maastokatselmus, mutta usein se varmistetaan vähintään paino- tai porakairauksella.

Geotekniseen luokkaan 2, kuuluvat vaativat pohjarakennuskohteet. GL2-luokassa tehdään yksityiskohtaiset ja laajat pohjatutkimukset, jotta pohjarakentaminen voidaan toteuttaa luotettavasti ja turvallisesti. Paalutuskohteet kuuluvat geotekniseen luokkaan 2. Paalutuksen suunnittelua varten suositellaan käyttämään pohjatutkimusmenetelmänä kahta eri kairausmenetelmää. Menetelmät on valittava siten, että kairauksella päästään paalun oletetulle tunkeutumistasolle.

Geotekniseen luokkaan 3, kuuluvat erittäin vaativat pohjarakennuskohteet. Siihen kuuluvat kaikki kohteet, jotka eivät kuulu luokkaan 1 tai 2. Lisäksi GL3-luokkaan kuuluvat erittäin suuret ja epätavalliset rakenteet, rakenteet joihin liittyy normaalista poikkeavia riskejä, rakenteet seismisillä alueilla ja rakenteet alueilla, missä todennäköisesti riittämätön vakavuus tai jatkuva maapohjan liikkuminen edellyttävät erillisiä tutkimuksia tai erityistoimenpiteitä. [11, s.36-39], [12, s. 18]

Ympäristörasitukset

Teräs on hyvin altis ympäristön vaikutuksille sen heikon korroosion kestävyysvuoksi. Teräsrakenteet luokitellaan eri rasitusluokkiin, niitä ympäröivän olosuhteiden mukaisesti. Teräsrakenteiden ympäristörasitusluokan määrittämiseksi ohjeistus on annettu taulukoissa 7 ja 8.

Taulukko 7. Teräsrakenteiden ympäristörasitusluokat [13, s.12]

| Rasitusluokka | Painohäviö pinta-alayksikköä kohden/paksuushäviö (ensimmäinen koestusvuosi) | | | | Esimerkkejä tyypillisistä ympäristöistä lauhkeassa ilmastossa (vain opastava) | |
|-----------------------------------|---|-------------------------|--------------------------------|-------------------------|--|--|
| | Niukkahiilinen teräs | | Sinkki | | Ulkona | Sisällä |
| | Painohäviö g/m ² | Paksuus- häviö µm | Painohäviö g/m ² | Paksuus- häviö µm | | |
| C1 hyvin lievä | ≤ 10 | ≤ 1,3 | ≤ 0,7 | ≤ 0,1 | – | Lämmitetyt rakennukset, joissa puhtaat ilmatilat, esim. toimistot, kaupat, koulut, hotellit. |
| C2 lievä | > 10...200 | > 1,3...25 | > 0,7...5 | > 0,1...0,7 | Ilmatilat, joissa epäpuhtauksien määrä on alhainen. Enimmäkseen maaseutualueita. | Lämmittämättömät rakennukset, joissa voi esiintyä kondensoitumista, esim. varastot, urheiluhallit. |
| C3 kohtalainen | > 200...400 | > 25...50 | > 5...15 | > 0,7...2,1 | Kaupunki- ja teollisuusilmatilat, joissa kohtalainen rikkidioksidikuormitus. Rannikkoalueet, joilla alhainen suolapitoisuus. | Tuotantotilat, joissa korkea kosteuspitoisuus ja jossain määrin epäpuhtauksia ilmassa, esim. elintarviketehtaat, pesulat, panimot, meijerit. |
| C4 ankara | > 400...650 | > 50...80 | > 15...30 | > 2,1...4,2 | Teollisuusalueet ja rannikkoalueet, joilla suolapitoisuus on kohtalainen. | Kemianteollisuuden tuotantolaitokset, uima-altaat, rannikolla sijaitsevat telakat ja veneveistämöt. |
| C5-I hyvin ankara (teollisuus) | > 650...1500 | > 80...200 | > 30...60 | > 4,2...8,4 | Teollisuusalueet, joilla kosteus on korkea ja ilmatila on syövyttävä. | Rakennukset tai alueet, joilla kondensoituminen on miltei jatkuvaa ja saasteiden määrä korkea. |
| C5-M hyvin ankara (meri) | > 650...1500 | > 80...200 | > 30...60 | > 4,2...8,4 | Rannikkoalueet ja rannikon ulkopuoliset alueet, joilla suolapitoisuus on korkea. | Rakennukset tai alueet, joilla kondensoituminen on miltei jatkuvaa ja saasteiden määrä korkea. |

HUOMAUTUKSIA

1 Rasitusluokissa käytetyt häviöarvot ovat yhtäpitävät standardin ISO 9223 arvojen kanssa.

2 Kuumien ja kosteiden vyöhykkeiden rannikkoalueilla paino- ja paksuushäviöt voivat ylittää luokan C5-M rajat. Suojamaallyhdistelmän valintaan on kiinnitettävä erityisesti huomiota.

Taulukko 8. Ympäristörasitusluokat upotetuille ja maanalaisille rakenteille [13, s.12]

| Luokka | Ympäristö | Esimerkkejä ympäristöstä ja rakenteista |
|--------|---------------------|---|
| Im1 | Makea vesi | Jokirakenteet, vesivoimalat |
| Im2 | Meri- tai murtovesi | Satama-alueen rakenteet kuten pato- ym. luukun aukot, portit, sulkulaitteet, laiturit; offshore-rakenteet |
| Im3 | Maaperä | Maanalaiset säiliöt, teräsmaalut, teräsputket |

Palonkestovaatimukset

Rakennuksen palonkestovaatimukset määräytyvät rakennuksen paloluokan ja palo-kuorman mukaisesti. Palonkestovaatimukset ovat määräyksiä rakennuksen kantavuudelle, eristävyydelle sekä tiiviydelle. Paloluokan määräytyminen on esitetty Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa E1. Rakennukset on jaettu henkilömäärän ja koon mukaan kolmeen paloluokkaan: P1, P2 ja P3. Epäselvissä tilanteissa rakenteen paloluokan määrittämisestä kannattaa kysyä paloviranomaisen kantaa.

P1 luokassa koko rakennuksen vaaditaan kestävän sortumatta koko paloajan. P1 luokassa rakennuksen kokoa tai sen sisällä olevaa henkilömäärää ei ole rajoitettu. P2 luokan rakennukset voidaan suunnitella tietyin rakenneosien kantaviksi tietyn palonkestoajan, jotka ovat lievempiä kuin P1 luokassa. P2 luokassa vaadittuun paloturvallisuuteen voidaan päästä henkilömäärää ja rakennuksen kokoa rajoittamalla sekä paloturvallisuutta parantavilla laitteistoilla. P3 luokassa kantaville rakenteille ei ole vaadittua palonkestoaikaa vaan rakennuksen paloturvallisuus voidaan määrittää rakennuksen koon sekä henkilömäärän rajoittamisella. [14, s.36]

Aikataulu

Hankkeen alussa eräs tärkeimmistä asioista on sopia yhdessä muiden osapuolien kanssa aikataulu, joka on realistinen ja jota jokainen hankkeen osapuoli sitoutuu noudattamaan. Aikataulun tiedostaminen on edellytyksenä paitsi laadukkaalle suunnittelutyölle, myös toteutukselle. Liian tiukka aikataulu heikentää niin suunnittelutyön kuin myös toteutuksen laatua.

Tilaaajan toiveet

Ennen varsinaisen suunnittelutyön aloittamista on hyvä tiedustella myös tilaajalta hankkeen mahdollisista erityistoiveista tai asioista, joita ei välttämättä ole otettu huomioon alustavissa suunnitelmissa. Tilaajan ollessa eri kuin rakennuksen tulevan käyttäjän, on syytä varmistua, että rakennuksen tulevan käyttäjän toiveet on myös kuultu.

3.2 Rakennejärjestelmäkuvaus

Rakennejärjestelmäkuvaus on rakennushankkeessa käytettävät pääasiat yhteen kokoava asiakirja, josta pystytään helposti tarkastamaan onko käytetyt suunnitteluperusteet oikein. Rakennejärjestelmäkuvaus tulee tehdä heti projektin alussa.

Rakennejärjestelmäkuvaukseen kootaan tiedot rakennejärjestelmästä, kuten kerroskorkeudet, käytettävät kuormat, perustamistapa, käyttöiät, rasitusluokat, normit, pääasialliset runkorakenteet ja niiden materiaalit sekä rakenteiden sallitut taipumat. Rakennejärjestelmäkuvaus toimii suunnittelijoille projektin yhteisten asioiden tarkistusasiakirjana, josta voidaan helposti tarkastaa, onko esimerkiksi käytetty kuormitus oikeanlainen ja voidaan varmistua kaikkien suunnittelijoiden käyttävän samoja lähtöarvoja. Rakennejärjestelmäkuvaus tulee toimittaa hyväksyttäväksi rakennuttajalle, jolloin se toimii myös juridisena asiakirjana mahdollisten suunnitteluperusteiden muuttuessa. Rakennejärjestelmäkuvauksesta myös tilaajan ja viranomaisten on helpompi huomata mahdolliset puutteet ja epäkohdat suunnittelulähtökohdissa yhä aikaisemmassa vaiheessa.

3.3 Rungon alustava suunnittelu

Rakennuksen runkosuunnittelun ensimmäinen vaihe on rungon alustava suunnittelu. Rungon alustavan suunnittelun tärkeimpänä tehtävänä on tunnistaa suunnittelun kriittiset kohdat ja päättää niihin osapuolia tyydyttävät ratkaisumallit. Oikeiden ratkaisumallien löytäminen hankkeen alkuvaiheessa auttaa välttämään kalliit ja vaikeat ratkaisut hankkeen myöhemmissä vaiheissa. Järjestelmällisesti aloitetun suunnittelutyön parissa työskenteleminen on myös huomattavasti mielekkäämpää ja tehokkaampaa. Rungon alustavassa suunnittelussa tärkeimpinä tehtävinä on määrittää rakennuksen runkojärjestelmä, jännevälit, perustusten sijainnit ja tyypit sekä jäykistysjärjestelmä [15, s.22].

Mikäli hankkeessa on käytössä tietomallit, on hyödyllistä tehdä rungosta alustava suunnittelumalli, joka toimii pohjana mitoitusmallille. Rungon alustavassa suunnittelumallissa tärkeintä on ottaa huomioon rakennuksen päämitat ja pääasialliset runkorakenteet. Alustavaa mitoitusmallia voidaan käyttää apuna mitoitusmallin luomisessa. Nykyään varmaankin yleisimmin käytössä olevaan mallinnusohjelmaan, Teklaan (Tekla Structures), on mahdollista ladata linkkejä eri FEM-mitoitusohjelmien välille. Linkkien avulla alustavan runkomallin käyttämisestä mitoitusohjelmissa on yritetty tehdä helpompaa. Mitoitusmallin luomisesta rakennemallin pohjalta Teklaa käytettäessä, on kerrottu tarkemmin kohdassa 3.4.

3.4 Mitoitusmallin luominen ja mitoitus

Rakenteiden mitoitusmallin luomisesta annetaan ohjeita standardin SFS-EN 1993-1-5 liitteessä C sekä standardin SFS-EN 1993-1-1 kohdassa 5.1. Standardissa ohjeistuksen lisähuomautuksena on kohta, jossa kerrotaan ohjeiden soveltuvan insinööreille, joilla on kokemusta FEM-laskelmien käytöstä. Mitoitusmallinnuksen tarkoitus on luoda analyyttinen malli viemällä rakenteen geometria ja kuormitustiedot analysointiohjelmaan rakenteellista analyysia, suunnittelua ja optimointia varten [16, s. 49]. Mikäli projektin rakennesuunnittelija on eri kuin konepajasuunnittelija tulee rakennesuunnittelijan esittää mitoituksistaan tulokset teräsosien dimensioista ja rakenneosien päiden reaktioista konepajasuunnittelijalle liitossuunnittelua varten [15, s.22].

Käytettäessä FEM-mitoitusohjelmia on rakennesuunnittelussa kiinnitettävä erityis- huomiota:

- käytettäviin suunnittelunormeihin
- käytettäviin kuormituskertoimiin
- rakenneosan mallinnukseen ja sen reunaehtoihin
- ohjelman valintaan ja dokumentointiin
- epätäydellisyyksien käyttöön

- materiaaliominaisuuksien mallintamiseen
- kuormien mallintamiseen
- rajatilaa kuvaavien ehtojen mallintamiseen
- käytettäviin osavarmuuslukuihin
- analyysimallin tulee perustua rakennemalleihin, jotka ovat tarkoituksenmukaisia tarkasteltavassa rajatilassa
- rakennemallin ja laskelmien perusoletusten tulee kuvata rakenteellista käyttäytymistä kyseeseen tulevassa rajatilassa riittävällä tarkkuudella
- rakennemallin ja laskelmien perusoletusten tulee kuvata poikkileikkausten, sauvojen, liitosten ja tukien oletettavaa käyttäytymistä

[16, s. 49], [2, s.29]

Mikäli rakennus on mallinnettu Teklalla, on samaa rakennemallia mahdollista käyttää myös eri 3D FEM-ohjelmissa analyysimallina. Teklassa on ”analysis”-välilehti, jonka alta rakennemalliin voidaan tehdä tarvittavia lisäyksiä rakenteiden analysointia varten. Teklassa malliin voidaan lisätä rakenteille kuormituksia pistekuormina, viivakuormina, neliökuormina tai lämpökuormina. Myös kuormitusyhdistelyiden tekeminen murto-, käyttö- ja onnettomuusrajatilassa onnistuu Teklan puolella. Sauvojen alku- ja loppupään tuet sekä sauvojen vapausasteet ovat myös mahdollista määrittää Teklassa. Analyysimallin oikein toimimisen kannalta eräs tärkeimmistä ominaisuuksista Teklan analyysipuolella on muuttaa sauvojen referenssiiviivat siten, että ne kohtaavat toisensa. Ilman referenssiiviivojen kohtaamista, analyysimalli ei osaa välittää rasituksia oikein ja analyysimalli antaa pahimmassa tapauksessa virheelliset tulokset. Teklassa sauvojen referenssiiviivojen sijainnin voi määrittää manuaalisesti mallin puolelta tai ”analysis” -välilehden alla olevalla ”position” -välilehdellä määrittäen. Kun rakennemallin sauvat kohtaavat solmuissa toisensa sekä mallissa on kuormat, joista on muodostettu kuormitusyhdistelyt ja sauvoille on määrätty tuet ja vapausasteet, voidaan malli viedä mitoitusohjelmaan. Teklan kanssa mallin linkki toimii myös toiseen suuntaan, eli mallia muutettaessa mitoitusohjelmassa voidaan muutokset tuoda takaisin rakennemalliin Teklan puolelle. Teklan ja mitoitusohjelmien välisistä linkeistä löytyy lisätietoja ja latauslinkkejä, Teklan internetsivujen warehouse-osiosta, josta löytyvät linkit ainakin Robot Structural Analysis, SCIA, SAP2000 ja Midas –mitoitusohjelmiin.

Mikäli rungon alustava suunnittelu on tehty mallintamalla, mutta mallinnusohjelmassa ei ole varsinaista linkkiä käytettävän mitoitusohjelman välille, on rakennemallia silti mahdollista hyödyntää mitoitusmallia luodessa. Tällöin on kuitenkin ensiarvoisen tärkeää, että alustava mallinnus on toteutettu siten, että sauvojen referenssiiviivat kohtaavat rakennemallissa. Rakennemallit voivat olla toimivia rakennepuolella, vaikka referenssiiviivat eivät olisikaan toisissaan kiinni. Tällöin mallin viemisessä mitoitusohjelmaan tulee ongelmia geometrian kanssa. Useassa mallinnusohjelmassa on mahdollisuus tarkastaa sauvojen kiinnittyminen muuttamalla elementtien esitystapa referenssiivoiksi.

Mikäli rakennemallissa ei ole kiinnitetty huomiota referenssiviivojen kohtaamiseen, joudutaan laskentaohjelmassa kohde mallintamaan uudelleen. Moneen kertaan mallintaminen nostaa rakennuksen suunnittelukustannuksia ja laskee suunnittelijan työmotivaatiota. Laskentaohjelmat ovat myös tehty pääosin rakenteiden mitoittamista varten, joten niiden kehittämisessä pääpaino ei ole ollut mallinnettavuuden helppoudella vaan laskelmien monipuolistamisella. Tämän vuoksi on aina edullista mitä valmiimpana rakennus saadaan tuotua mitoitusohjelmaan.

Mallinnusohjelmien ja laskentaohjelmien väliset siirrot eivät kuitenkaan aina toimi täydellisesti, vaikka rakenne saataisiinkin siirrettyä ohjelmasta toiseen. Usein mitoitusmallin luominen alkaa määrittämällä sauvoille poikkileikkaukset ja materiaalit. H- ja I-profiilit toimivat yleensä suoraan linkin avulla siirrettäessä, mutta putkiprofiilit joudutaan päivittämään sauvoihin uudestaan. Sauvojen poikkileikkauksia määrittäessä on hyvä samalla määrittää sauvoille osatyypit (member types). Osatyypit käsittävät osan nimen, nurjahdus- ja kiepahduspituuden, nurjahduskäyrän, käytettävät rajat taipumille ja siirtymille ja paloanalyysin parametrit.

Kun sauvoilla on oikeat osatyypit, poikkileikkaukset ja materiaalit, on hyvä tarkastaa mallin solmupisteiden vapautukset. Vaikka sauva jatkuisi solmupisteen ylitse jatkuvana, saattaa se olla mitoitusmallin toimivuuden kannalta parempi mallintaa kahdesta osasta siten, että sauva katkeaa solmupisteeseen. Tällöin täytyy huolehtia, että sauvan päät ovat mallissa jäykästi kiinnitetty toisiinsa. Vastaavasti kun sauvat myös todellisuudessa katkeavat solmupisteessä, on huolehdittava, että sauvojen päät ovat vapautettu, mikäli kyseessä on nivelliitos. Muihin kuin toisiin sauvoihin liittyvät liitokset, kuten perustusliitokset, määritetään erikseen. Perustusten tukia määritettäessä tulee myös ottaa huomioon, onko liitos jäykkä vai nimellisesti nivel. Mitoitusohjelmat yleensä myös ilmoittavat perustusliitosta analysoitaessa oman kantansa siitä, onko liitos jäykkä, osittain jäykkä vai nimellisesti nivel.

Mitoituksen kannalta tärkeä tutkittava asia on rakenteiden siirtymätilan vaikutukset ja tähän liittyen rakennuksen kokonaisanalyysi. Kehien kokonaisanalyysin kannalta oleellinen asia on, otetaanko toisen kertaluvun vaikutukset huomioon mitoituksessa. Toisen kertaluvun vaikutusten huomioonottamiseksi on annettu ohjeet standardissa SFS-EN 1993-1-1 luvussa 5. Mitoitus voidaan tehdä ensimmäisen kertaluvun teoriaa käyttäen, mikäli seuraavat ehdot toteutuvat: [2, s. 30].

kimnoteorian mukaisessa analyysissä:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (3.1)$$

plastisuusteorian mukaisessa analyysissä:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad (3.2)$$

joissa,

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

F_{Ed} on rakenteen mitoituskuorma;

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

Plastisuusteorian mukaisessa analyysissä, ehdossa 3.2, raja-arvo on suurempi johtuen murtorajatilassa epälineaaristen materiaaliominaisuuksien mahdollisuudesta vaikuttaa merkittävästi rakenteiden käyttäytymiseen [2, s. 30].

Mahdolliset rakennemallin epävarmuudet ja niistä aiheutuvat seuraukset tulee miettiä tapauskohtaisesti [54, s.62].

3.5 Mitoitusmallin tarkastus

Mitoitusohjelmat ovat ihmisten koodaamia ja näin ollen on myös mahdollista, että niissä on virheitä. Virheiden vuoksi suunnittelijalla on oltava perusymmärrys laskelmien oikeellisuudesta. Mitoitusta tehtäessä on hyvä tarkastaa, että ohjelman antamat sekä momentit että muut rasitukset ovat oikean suuntaiset.

Ohjelmien laajuuden vuoksi niissä on myös sen käyttäjän eli suunnittelijan helppo tehdä huomaamattaan virheitä. Tämän vuoksi on erittäin tärkeää, että mitoitusmallin tarkastaa myös joku toinen käytettävän ohjelman hallitseva suunnittelija. Tarkastettaviin asioihin lukeutuu muun muassa:

- Vaativuusluokka
- Käytetyt normit
- Kuormat
- Kuormien jakautuminen
- Kuormitusyhdistelyt
- Rakennekorkeudet
- Nurjahdus- ja kiepahduspituudet
- Jäykistys
- Tukien ja sauvojen vapausasteet ja jäykkyydet
- Käytetyt poikkileikkaukset

3.6 Rungon lopullinen suunnittelu

Rungon lopullisessa suunnitteluvaiheessa tuodaan mitoituksessa optimoidut rakenneosien dimensiot rakennemalliin. Teräsrakenteet on ennen optimoitu painon mukaan, mutta uusi tutkimustieto korkealujuusterästen käytöstä on osoittanut, että korkealujuusterästä käytettäessä edullisin ratkaisu ei välttämättä tarkoita samalla kevyintä. Tulevaisuudessa teräsrakenteet siis ennemminkin optimoidaan kustannusten kuin painon mukaan. Lopullisessa runkomallissa on tärkeää olla oikea geometria, rakenteiden katkeamiskohdat ja oikeat dimensiot poikkileikkauksille ja kokoonpanoille. Mikäli hanke sisältää teräsrakennesuunnittelun lisäksi myös konepajasuunnittelun tulee lopullisesta runkomallista löytyä poikkileikkausten kokojen lisäksi myös kaikki liitokset. Teräsrakennesuunnittelun eroista kokoonpanosuunnitteluun verrattaessa on kerrottu lisää tämän työn kappaleessa 6.

Rungon lopullinen suunnittelu on tärkeää toteuttaa projektikohtaisesti sovittujen yhteisten tietomalliohjeiden mukaisesti. Tietomalliohjeen tulisi vähintään sisältää:

- Suunnittelun rajat eri suunnittelijoiden välillä
- Ohjeistus rakenneosien numeroinnista ja nimeämisestä
- Ohjeistus tasojen ja luokkien käytöstä
- Tiedostonjako

Rungon lopullisen suunnittelun lähtötietoina toimivat rakennelaskelmat, joiden avulla on varmistuttu rakenneosien kantavuuksista. Rungon lopullisessa suunnittelussa on varmistuttava, että rakennesuunnittelija saa rakennemalliinsa muilta hankkeen osapuolilta tarvittavat lisäykset, esimerkiksi talotekniikan reikäkuvat.

3.7 Runkomallin tarkastus

Hyvän suunnittelutyön takeena on aina, että myös toinen suunnittelija tarkastaa tehdyn työn. Runkomallin tarkastuksessa tulee kiinnittää huomiota ainakin seuraaviin asioihin:

- Rakennemallissa käytetyt rakenneosien dimensiot vastaavat laskelmissa käytetytjä
 - Sauvojen poikkileikkaukset
 - Levyosat
 - Pultit ja mutterit
 - Hitsit
- Rakennuksen jäykistysjärjestelmä
- Palomitoitus
- Liitosten detaljit ovat standardien mukaiset

- Reunaetäisyydet
- Hitsien koot
- Mittatoleranssit
- Asennustoleranssit
- Osa- ja kokoonpanokuvat
 - Rakennemitat ovat yhtenevät laskelmien kanssa
 - Ristikoliitosten vapaavälit, paarteiden vahvikelevyt
 - Notsikolot
 - Pintakäsittely ja sen mahdollinen toteuttaminen
 - Höyryreiät
 - Betoniyhteiden paikat
- Portaat ja muut varusteluosat
- Konepajakuvat
 - Levyosat
 - Osakuvat
 - Pilarit
 - Palkit
 - Ristikot
 - Jäykisteet
 - Kokoonpanokuvat
 - Sahauskuvat
 - Tarvittavat detaljit
 - Määrä- ja massaluettelo
 - Pulttiluettelot

Runkomallin tarkastukseen on tehty tarkastuslista, joka on työn liitteenä 2.

3.8 Teräsrakenteiden toteutuseritelmä

Rakennusselostus on rakennuskohteen pääsuunnittelijan laatima asiakirja, joka määrittää kohteen rakenteet ja laadun, toteutuksen edellyttämällä tasolla. Teräsrakenteiden toteutuseritelmä on rakennusselostukseen liittyvä asiakirja, joka kuvaa kohteen teräsrakentamisen rakentamisen laadun ja suoritettavat työt. Teräsrakenteiden toteutuseritelmän laatii hankkeen teräsrakennesuunnittelija. Teräsrakenteiden toteutuseritelmä korvaa teräsrakentamisessa ennen käytetyn teräsrakenteiden työselostuksen. [17]

Teräsrakenteiden toteutuseritelmä kokoaa hankkeen piirustuksissa esitetyt asiat sanalliseen muotoon. Toteutuseritelmän tekstiä voidaan myös esittää piirustuksissa, mutta tässä tapauksessa on kuitenkin tekstiosiin viitattava toteutuseritelmissä. Eurokoodiaikaan siirtymisen seurauksena teräsrakenteiden toteutuseritelmiä on pyritty yhdenmukaistamaan eri suunnittelijoiden välillä. Teräsrakenteiden toteutuseritelmä ja standardi SFS-

EN 1090-2, on hankkeen osapuolille apuväline hankinnoissa, tarkastuksissa, suunnittelussa ja toteutuksessa. Myös standardit ovat aina voimassa oleva osa toteutuseritelmiä. [18, s.43]

Toteutuseritelmän laadinnassa on syytä muistaa:

- Priorisoidaan ennen piirustuksia, mikäli niissä on ristiriitatapauksia
- Tulee olla selkeä, yksiselitteinen, kattava ja ytimekäs
- Asiat, jotka esitetään urakkaohjelmassa tai urakkarajaliitteessä, eivät kuulu toteutuseritelmiin
- Asiat esitetään vain yhdessä projektia koskevassa dokumentissa, tarvittaessa käytetään viittauksia

[18, s. 43]

Toteutuseritelmissä tulee esittää:

- Kohteen laajuus-, yleis-, suunnittelu-, piirustus- ja asiakirjatiedot;
- Työn laajuus; Toimituksen laajuuden selvittämiseksi esitetään rakenteet, joita kyseinen selostus koskee;
- Työssä noudatettavat määräykset ja ohjeet; Velvoittavat säädökset ja viranomaismääräykset. Työturvallisuusvaatimukset;
- Kohteen rakennejärjestelmä; Perustamistapa, runkorakenne, rungon staattinen toimintaperiaate, jäykistysjärjestelmä;
- Teräsrakenteiden suunnittelu; Tehtäväjako esitetään urakkaohjelmassa tai työselostuksessa. Mikäli urakkaan kuuluu suunnittelutehtäviä, niistä tulee selvyiden vuoksi mainita. Lisäksi esitetään teräsrakenteiden suunnitteluun liittyvät erityisohjeet ja käyttöikämitoituksen asettamat vaatimukset;
- Materiaalit; Materiaalien vaatimukset eri rakenneosille, hitsauslisäaineille, ruuviliitoksen tarvikkeille; Tarvittavat materiaalitodistukset;
- Konepajavalmistus; Valmistusta koskevat luokkavaatimukset osien valmistukselle ja hitsaukselle, noudatettavat standardit;
- Rakenteiden rasitusluokat ja pintakäsittelyt;
- Palosuojaus; Palosuojauksen periaatteet;
- Valmistustoleranssit ja vaadittavat tarkastukset tehtaalla; Mittatarkkuus vaatimukset;
- Kuljetus, varastointi ja asennus; Vaatimukset kuljetukselle ja varastoinnille. Asennustoleranssit ja asennuksessa noudatettavat vaatimukset;
- Tarkastukset ja valvonta; Vaadittavat tarkastukset työmaalla;
- Valmistajan asiakirjat; Teräsrakenneurakoitsijalta vaadittavat työhön liittyvät asiakirjat. Valmistusta koskevat toteutusluokkavaatimukset;
- Jälki- ja viimeistelytyöt; Ohjeet jälki- ja viimeistelytyöistä;

- Tarvittaessa erillinen asennusohje ja työturvallisuusohje;
[18]

4. RUNKORAKENTEIDEN SUUNNITTELU

4.1 Käytettävät poikkileikkaukset ja materiaalit

Standardi SFS-EN 1993-1-1 koskee teräsrakenteiden suunnittelua, kun käytetyt materiaalit ovat taulukon 9 ja 10 mukaisia. Yleisin käytetty lujuusluokka on S355, mutta nykyään esimerkiksi ruukin rakenneputket ovat teräslajia Ruukki double grade S420MH / S355J2H. Ruukin double grade -teräslaji mahdollistaa suunnittelijan valinnan mukaan mitoituksen perustuen joko lujuusluokkaan S420 tai S355 [19, s.66].

Taulukko 9. Rakenneputkien myötörajan f_y ja vetomurtolujuuden f_u nimellisarvot [2, s.27]

| Standardi ja teräslaji | Nimellispaksuus t [mm] | | | |
|------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | t ≤ 40 mm | | 40 mm < t ≤ 65 mm | |
| | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] |
| EN 10210-1 | | | | |
| S 235 H | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S 275 H | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 H | 355 | 510 | 335 | 490 |
| S 275 NH/NLH | 275 | 390 | 255 | 370 |
| S 355 NH/NLH | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 420 NH/NHL | 420 | 540 | 390 | 520 |
| S 460 NH/NLH | 460 | 560 | 430 | 550 |
| EN 10219-1 | | | | |
| S 235 H | 235 | 360 | | |
| S 275 H | 275 | 430 | | |
| S 355 H | 355 | 510 | | |
| S 275 NH/NLH | 275 | 370 | | |
| S 355 NH/NLH | 355 | 470 | | |
| S 460 NH/NLH | 460 | 550 | | |
| S 275 MH/MLH | 275 | 360 | | |
| S 355 MH/MLH | 355 | 470 | | |
| S 420 MH/MLH | 420 | 500 | | |
| S 460 MH/MLH | 460 | 530 | | |

Rakenneputkien vakiopituudet ovat 6 ja 12 metriä ja suuremmissa poikkileikkauksissa (100x100 / 120x80) myös 18 metriä [19, s.24]. Kylmämuovattuja rakenneputkia suositellaan käyttämään suorakaideprofiileissa kokoluokkaan 300x300x12,5 mm ja pyöreissä profiileissa 323,9x12,5 mm asti. Isompia poikkileikkauksia tarvittaessa suositellaan

käyttämään pyöreitä kierresaumattuja putkia, hitsattuja koteloprofiileita tai kuuma-
muovattuja rakenneputkia. [21, WP2 s.7]

Taulukko 10. Kuumavalssattujen rakenneterästen myötörajan f_y ja vetomurtolujuuden f_u nimellisarvot [2, s.26]

| Standardi ja teräslaji | Nimellispaksuus t [mm] | | | |
|------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | t ≤ 40 mm | | 40 mm < t ≤ 80 mm | |
| | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] |
| EN 10025-2 | | | | |
| S 235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S 275 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 | 355 | 510 | 335 | 470 |
| S 450 | 440 | 550 | 410 | 550 |
| EN 10025-3 | | | | |
| S 275 N/NL | 275 | 390 | 255 | 370 |
| S 355 N/NL | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 420 N/NL | 420 | 520 | 390 | 520 |
| S 460 N/NL | 460 | 540 | 430 | 540 |
| EN 10025-4 | | | | |
| S 275 M/ML | 275 | 370 | 255 | 360 |
| S 355 M/ML | 355 | 470 | 335 | 450 |
| S 420 M/ML | 420 | 520 | 390 | 500 |
| S 460 M/ML | 460 | 540 | 430 | 530 |
| EN 10025-5 | | | | |
| S 235 W | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S 355 W | 355 | 510 | 335 | 490 |
| EN 10025-6 | | | | |
| S 460 Q/QL/QL1 | 460 | 570 | 440 | 550 |

Seostamattomista rakenneteräksistä valmistettujen kuumavalssattujen levyjen varastokoot ovat 2000x6000 mm ja levypaksuuksia on 5, 6, 8, 10, 12, 15, 16, 20, 25, 30, 35, 40, 50, 60, 80 ja 100mm. Seostamattomista rakenneteräksistä valmistetuista levyistä suositellaan käyttämään teräslajeja S355J0, S355J2 tai S355K2.

Termomekaanisesti valssatuista rakenneteräksistä valmistettujen levyjen paksuudet ovat 12, 15, 16, 20, 25 ja 30 mm. Termomekaanisesti valssatuista rakenneteräksistä suositellaan käyttämään teräslajia S420ML.

Kuumavalssattuja U-profiileita varastoidaan kokoluokissa 80 – 400 mm ja niiden teräslaji on S355J2.

Nosturikiskoja on suorakaideprofiileina ja DIN-kiskoprofiileina. Suorakaideprofiileiden mittavalikoimasta löytyvät 50x30, 60x40, 70x40 ja 80x60 profiilit. Profiileiden varastointipituus on 10 metriä pois lukien profiili 80x60, jota varastoidaan 9 metrisenä. DIN-

profiileista mittavalikoimasta löytyy A65, A75, A100 ja A120 profiilit. DIN-profiilien varastointipituus on 12 metriä.

Hitsatut profiilit valmistetaan yleensä S355 teräksestä, mutta tarvittaessa korkeampaa lujuutta, voidaan käyttää S420 tai S460 terästä. S500 ja sitä korkeampi lujuuksisia teräksiä kutsutaan korkealujuus teräksi (HSS). Korkealujuuksisten terästen mitoituksessa on eurokoodeissa määritetty lisäehtoja ja rajoituksia, jotka hankaloittavat niiden käyttöä. Tietyissä tapauksissa niiden myötölujuuden täysimääräinen hyödyntäminen on eurokoodeissa estetty [20, s.45]. Hitsattujen profiilien maksimimitat riippuvat konepajasta, joten rakennesuunnittelussa on hyvä varmistaa tehtaalta profiilien valmistusmahdollisuudet. Hitsattujen profiilien merkintätavat ovat WI (I-profiili), WB (koteloprofiili), WQ (WQ-profiili). [21, WP2 s.6]

RFCS:n projektissa RUOSTE, joka on toteutettu 2012 - 2015, on selvitetty, että korkealujuusteräksen käytöllä saavutetaan tietyissä rakenteissa kustannussäästöjä verrattaessa S355 teräksen käyttöön. Tutkimuksessa on vertailtu teräksen lujuusluokkia eri rakenteissa valmistuskustannusten ja massan mukaan. Tutkimuksessa on optimoitu levyn paksuudet hitsatuilla palkki- ja pilariprofiileille. Katon ristikkorakenteille on tutkimuksessa optimoitu korkeutta, uumasauvaliitoksen välejä ja uumasauvojen liitoskohtia paarteissa. [22]

Tutkimuksen tuloksena optimoimalla rakenteita käyttäen korkealujuusterästä S355 teräksen sijaan, on saavutettu jopa 50 % säästö rakenteiden massassa ja 0–24 % säästöjä kustannuksissa. Pienimmät kustannussäästöt (0-5 %) on tullut hitsattujen palkkien I-profiilien ja koteloprofiilien käytössä ja suurimmat kustannussäästöt (17-24 %) on saavutettu pilareiden hitsatuissa koteloprofiileissa. Kattoristikoiden kustannussäästöt olivat 10–21 %. [22]

Materiaalivakioiden mitoitusarvot

Kimmoerotin: $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$

Liukerotin: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81\,000\text{ N/mm}^2$

Poissonin luku kimmoisella alueella: $\nu = 0,3$

Lineaarinen lämpölaajeneminen: $\alpha = 12 * 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ (kun $T \leq 100^{\circ}\text{C}$)

[2, s.28]

Kuljetuksen asettamat rajat

Rakenteiden suunnittelussa tulee ottaa huomioon myös rakenteiden kuljetuksen tuomat rajoitteet. Teräsrakenteiden yleisin kuljetusmuoto tehtaalta työmaalle on tiekuljetukset. Tiekuljetusten painorajoitteet harvemmin tulevat esteeksi teräsrakenteille, mutta rakenteiden mitat saattavat muodostaa ongelmia. Tiekuljetuksella saa ilman erikoiskuljetusta kuljettaa 4,2 metriä korkean ja 2,55 metriä leveän kuljetuksen. Kuorman pituus riippuu käytettävästä kuljetuskalustosta, puoliperävaunulla 16,5 metriä ja moduuliyhdistelmillä 25,25 metriä. Erikoiskuljetuksella saa viedä 4,4 metriä korkean ja 4,0 metriä leveän kuljetuksen. Puoliperävaunulla erikoiskuljetuksen maksimi pituus on 30,0 metriä ja moduuliyhdistelmän 27,0 metriä. Mainitut mitat sisältävät myös ajoneuvon mitat. Erikoiskuljetusten käytössä joudutaan usein käyttämään myös varoitusautoja, jotka nostavat huomattavasti kuljetuksen hintaa. Maantiekuljetusten asettamat rajoitteet tulee ottaa erityisesti huomioon kokoonpanoja suunniteltaessa. [19, s. 532]

Ulkomaan viennissä kuljetuksen kokoa rajoittaa tiekuljetuksen lisäksi myös kuljetuskontin koko. Merikonttien ISO-standardien mukainen maksimileveys on 2,4 metriä ja pituus on 12,1 metriä. Yleisimmät käytössä olevat konttien korkeudet ovat 2,6 metriä ja 2,9 metriä. [24, s.4]

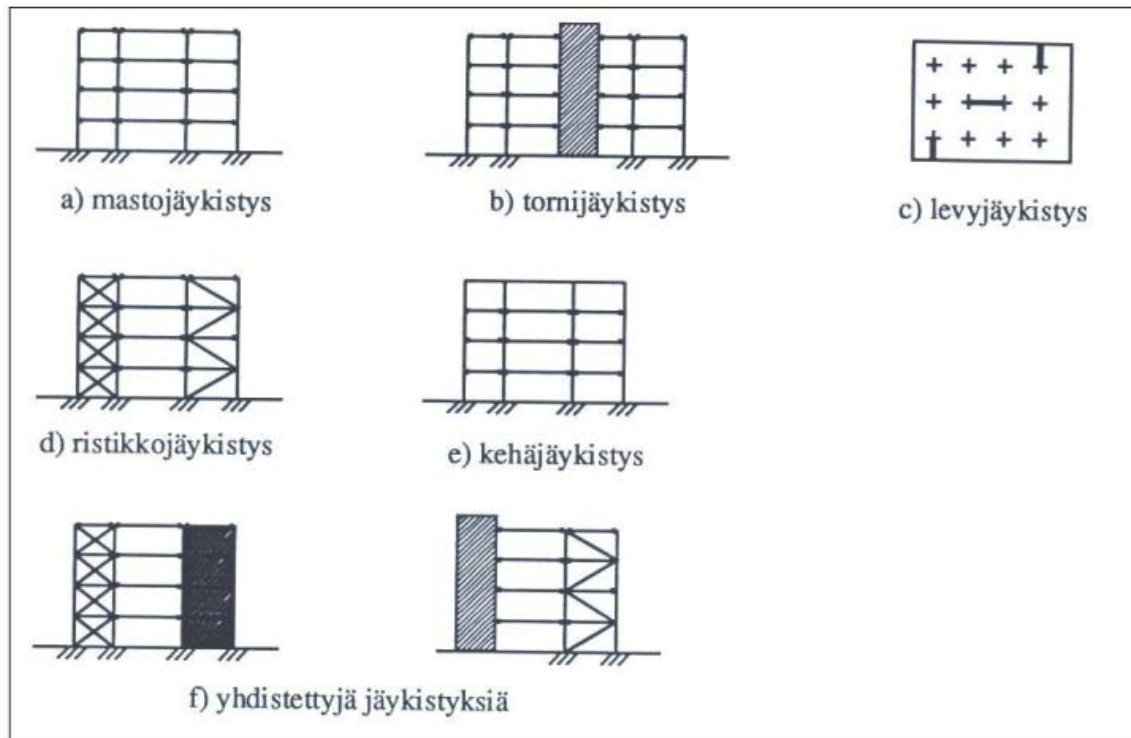
4.2 Jäykistystavan valinta

Rakennuksen jäykistäminen tarkoittaa runkoon kohdistuvien vaakavoimien siirtämistä perustuksille ja sitä kautta maapohjaan. Vaakakuormat siirretään pystyrakenteille välipohjien tai yläpohjien avulla. Vaakakuormituksia rakennuksiin aiheuttaa; pystyrakenteiden vinoudesta, maan- tai vedenpaineesta sekä liikenne-, maanjäristys-, nosturi- ja tuulikuormista. Varsinkin teräsrakenteille jäykistykseen huolellinen suunnittelu on erittäin tärkeää, sillä teräs keveytensä vuoksi on huono vaimentamaan voimia oman painon avulla. [23]

Rakennuksen jäykistyksessä huomioon otettavia asioita:

- Jäykistysjärjestelmien osien kapasiteetti ei ylitä missään kuormitustapauksessa;
 - Rakennuksessa tai sen osissa ei saa syntyä merkittäviä muodonmuutoksia tai siirtymiä eikä niistä saa aiheutua haittoja käytölle tai turvallisuudelle;
 - Rakenteen tasapaino on riittävä;
 - Jatkuva sortuma onnettomuustilanteissa on estetty ja rajoitettu määräysten mukaisesti rakenteellisin keinoin;
 - Rakennuksen asennusaikainen jäykistys on myös huomioitu;
 - Jäykistysjärjestelmän symmetrisyys;
- [25, s.2]

Teräsrakenteet voidaan jäykistää mastopilarein, kehäjäykistyksellä, levyjäykistyksellä, tornijäykistyksellä, ristikkojäykistyksellä tai näiden yhdistelmillä. Ristikkojäykistystä käytetään useimmiten teollisuusrakennusten jäykistykseen, mutta se soveltuu erittäin hyvin myös korkeiden rakennusten jäykistystavaksi. Ristikkojäykistyksen kapasiteettiin pystytään vaikuttamaan jäykistyssauvojen poikkileikkauksien valinnalla sekä ristikon leveydellä. Levyjäykistys on tyypillinen liike-, toimisto-, ja asuinrakennuksien jäykistystapa. Levyjäykistystä hyödynnetään usein rakennuksen jäykistävien porraskuilujen kanssa. Mastojäykistyksessä perustuksille tulevat taivutusmomentit ja rakenteiden yläpään siirtymät kasvavat helposti liian suuriksi, jonka vuoksi se soveltuukin oikeastaan ainoastaan mataliin rakennuksiin. Kehäjäykistyksessä rakennuksen vaakasuuntaiset kuormat siirretään perustuksille kehän jäykkien nurkkien avulla, jonka vuoksi siirtymistä tulee kohtalaisen suuria. Kehäjäykistys on käytössä tavallisimmin matalissa yksikerroksisissa rakennuksissa. Rakennuksen jäykistyksessä on myös huolehdittava sen asennusaikaisesta jäykkyydestä. Edullista olisi valita jäykistystapa niin, että työnaikaista jäykistystä ei erikseen tarvita. [19, s.454], [26]



Kuva 1. Jäykistysjärjestelmät [27, s.14]

FEM-mitoitusohjelmien käytöllä voidaan melko luotettavasti analysoida rakennuksen jäykistystä. Mitoitusmallin luomisessa on kuitenkin otettava huomioon, sauvarakenteiden ja levyrakenteiden liitoksien oikeinmallinnus. Eri rakennusosat eivät myöskään saa välittää mallissa sellaisia voimia, joita ne eivät todellisuudessa pysty vaurioitumatta välittämään. Korkeiden rakennusten kohdalla on mietittävä kantavien seinien väliin tulevan laatan liitosta seinään. Seinään tulee momenttia ja laatan yläpintaan voi tulla vetoa

liitoksen kohdalle, vaikka liitos olisi periaatteessa nivel. FEM-laskelmissa on aina varmistuttava siitä, että liitokset todellisuudessa pystyvät välittämään sellaiset voimat, jotka ohjelma niiden kuvittelee välittävän. [26]

4.2.1 Kehäjäykistys

Kehäjäykistyksessä pilarit ja palkit liitetään toisiinsa jäykästi tai osittain jäykästi ja näin ollen ne toimivat vaakakuormien rasituksia vastaan kehinä, joiden nurkat ottavat rasitukset pilarien ja palkkien taivutusrasituksena. Rakenteiden nurkissa usein sijaitsevat asennusliitokset tuovat haasteita, sillä siellä sijaitsee usein myös momenttien maksimi-arvot. Osittain jäykkänurkkaisen kehäjäykistetyn rakenteen vaakasiirtymien hallinta on vaikeaa, jos nurkkien liitosten rasitukset ovat lähellä niiden kestävyyttä. [30 s.119], [28]

4.2.2 Mastojäykistys

Mastojäykistyksessä vaakakuormat tuodaan ulkoseinärakenteiden ja jäykkien tasorakenteiden avulla pilareille, joiden jäykän perustusliitoksen avulla kuormat siirtyvät perustusten kautta maaperään. Mastojäykistyksessä pilareiden ja palkkien väliset liitokset ovat nivelellisiä, mutta niiden tulee siirtää vaakavoimat. Mastojäykistys sopii parhaiten mataliin rakennuksiin, sillä pilarin poikkileikkaus kasvaa nopeasti korkeuden lisääntyessä. Mastojäykistyksen etuina on yksinkertainen rakenne ja tilojen muuntojoustavuus. Huonoja puolia mastojäykistyksessä on pilarien poikkileikkausten ja anturoiden suuruus. [28]

4.2.3 Ristikkojäykistys

Ristikkojäykistys on tehokas jäykistystapa varsinkin teräsrakenteissa, joissa usein muutenkin käytetään ristikkorakenteita. Ristikkojäykistyksessä vaakakuormat kulkeutuvat jäykisteristikon paarteina toimiville pilareille vinosauvojen normaalivoimina. Katon vaakaristikossa paarteina toimivat kattoristikoiden paarteet kattoristikoiden suunnassa olevissa jäykisteristikoissa. Kohtisuoraan kattoristikoita vastaan oleviin jäykisteristikoihin lisätään paariesauvat. Ristikkojäykistys soveltuu hyvin niin korkeisiin kuin mataliinkin rakennuksiin, mutta sen paikan määrittää usein rakennuksen ovien ja ikkunoiden sijainti. [29]

4.2.4 Tornijäykistys

Tornijäykistyksellä tarkoitetaan vaakakuormien siirtämistä perustuksille jäykkien tornien, kuten hissi- tai porraskuilujen avulla. Tornijäykistyksessä paras vaihtoehto on paikalla valettu jäykistystorni. Tornijäykistyksen ongelmana on usein mittatarkkojen te-

räsosien liittyminen mahdollisesti mittaepätarkkaan betonitorniin ja betoni- ja terästöiden tahdistus työmaalla. Tornijäykistys on hyvä jäykistysmenetelmä monikerroksisiin toimisto- tai asuinrakennuksiin. Kokonaisjäykistystyksen hoitaminen tornijäykistämällä vaatii useamman jäykistetornin riittävän kiertojäykkyyden saavuttamiseksi. [29]

4.2.5 Levyjäykistys

Levyjäykistyksessä vaakavoimat siirretään perustuksille rakennuksen runkoon kiinnitettyjen levyjen välityksellä. Levyt voivat esimerkiksi olla betoniseiniä. Levyjäykistys on edullinen jäykistystapa, sillä jäykistävä rakenne on osa varsinaista rakennusta, eikä näin ollen tarvita erillisiä jäykisteitä. [29]

4.2.6 Jäykistys yhdistelmärakenteilla

Rakennuksen jäykistys on mahdollista ja usein edullistakin suorittaa edellä mainittuja jäykistystapoja yhdistelemällä. Yhdistelmäjäykistystä käytettäessä on huomioitava eri jäykistysjärjestelmien jäykkyydet ja jaettava vaakakuormat niille oikein. Rakenteiden jäykkyydet voidaan melko luotettavasti selvittää laskemalla jäykistys yleisimmillä FEM-ohjelmistoilla. Varma tapa on jakaa jäykistettävät alueet staattisesti määrättyihin osiin, jolloin jäykistysjärjestelmän jäykkyyksiä ei tarvitse tuntea. [28]

4.3 Rakenneosien suunnittelu ja mitoitus

Teräsrakenteissa tulee huolehtia poikkileikkausten vetokestävyydestä, puristuskestävyydestä, taivutuskestävyydestä, leikkauskestävyydestä, vääntökestävyydestä ja kestävydestä taivutuksen, leikkauksen ja normaalivoiman yhteisvaikutusta vastaan. Voimasuureiden mitoitusarvot eivät saa missään mitoitusapauksessa ylittää vastaavaa kestävyden mitoitusarvoa. Kestävyden mitoitusarvot ovat riippuvaisia poikkileikkausluokista. Kaikissa poikkileikkausluokissa voidaan käyttää ehdon 4.1 mukaista varmallalla puolella olevaa likimääräistä, jokaisen jännitysresultantin hyväksikäyttöasteen lineaarista summaamista. [2, s.48]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (4.1)$$

jossa

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ ja $M_{z,Ed}$ ovat poikkileikkausta kuormittavia kuormitusluokkia

N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ ja $M_{z,Rd}$ ovat poikkileikkausluokasta riippuvia kestävyksien mitoitusarvoja

[2, s.49]

Mitoituskaavat murtorajatilassa eri tapauksille on esitetty standardin SFS-EN 1993-1-1 luvussa 6.

4.3.1 Pilareiden suunnittelu

Pilareiden suunnittelussa eniten merkitystä on kestävyystarkastelulla, mutta niissä on syytä rajoittaa myös siirtymiä. Pilarien kestävyys vaikuttaa poikkileikkausluokka, poikkileikkauksen muoto, nurjahdus, pituuden ja poikkileikkauksen koon välinen suhde ja normaalivoiman epäkeskisyys. Pilareiden poikkileikkauksina käytetään kuumavalssattuja, kylmämuovattuja ja hitsattuja profiileita. [30, s.72]

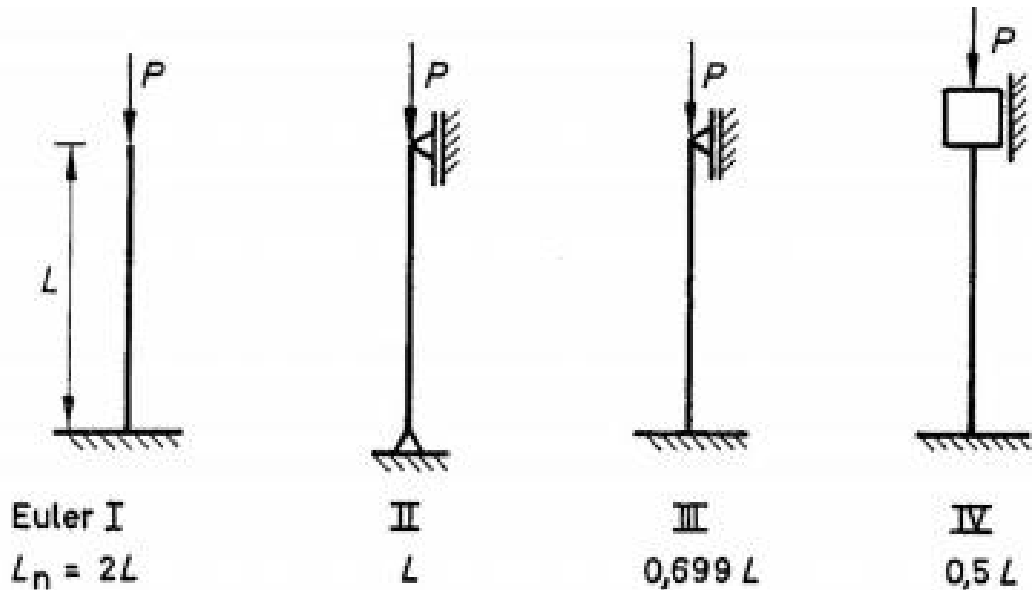
Pilareina yleisimmin käytetyt poikkileikkaukset ovat:

- Kuumavalssatut
 - I- ja H-profiilit
 - putkiprofiilit
 - avoprofiileista kootut pilarit
 - umpiprofiilit
 - Kylmämuovatut
 - putkiprofiilit
 - avoprofiilit
 - Hitsatut
 - avoprofiilit, kuumavalssattuja tuotteita vastaavat
 - suljetut koteloprofiilit
 - putkiprofiileista valmistetut ristikkopilarit
- [30, s. 72]

H- ja I-profiileiden käyttö on suosittua kun pilarilta vaaditaan taivutuskestävyyttä vahvemmassa suunnassa. H- ja I-profiileita käytettäessä on pilarit tuettava heikommassa suunnassa sivusiirtymistä vastaan. Putkiprofiilien etuna on, että pilarista saadaan jäykempi myös heikommassa suunnassa. Putkiprofiilien seinämän paksuutta kasvattamalla pystytään vahvistamaan poikkileikkauksen kestävyyttä, muuttamatta ulkomittoja. Putkiprofiilit ovat myös usein helposti sijoitettavissa seinän sisään. Tällä tavalla voidaan parantaa pilareiden palonkestoa. Hitsattuja profiileita ja putkiprofiileista koottuja ristikkopilareita käytetään kun pilarilta vaaditaan suurta taivutuskestävyyttä tai kun pilareihin on tulossa läpivientejä. [30, s.72]

Mikäli pilari on keskeisesti kuormitettu, sen mitoituksessa tärkeä huomioonotettava seikka on nurjahduskestävyys. Epäkeskeisesti kuormitetuissa pilareissa nurjahduskestävyyden lisäksi on huomioitava taivutus. Pilarin nurjahdusmuotoja ovat taivutusnurjahdus, vääntönurjahdus ja taivutusvääntönurjahdus. Pilarin mitoituksessa nurjahduskestävyyteen vaikuttaa sen nurjahduspituus. Nurjahduspituuden määrittämiseen vaikuttaa

pilarin sauvojen päiden kiinnitys. Kuvassa 2, on esitetty Eulerin perusnurjhdustapaukset ja niitä vastaavat nurjhduspituuden teoreettiset kertoimet.



Kuva 2. Eulerin perusnurjhdustapaukset ja niiden nurjhduspituudet [31]

Pilarin nurjhduskestävyys:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.2)$$

jossa,

N_{Ed} on puristusvoiman mitoitusarvo

$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$ on puristetun sauvan nurjhduskestävyyden mitoitusarvo poikkileikkauksissa 1, 2 ja 3. Poikkileikkauksissa 4 poikkileikkauksen pinta-alan A arvona käytetään tehollista pinta-alaa,

ja

$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \gamma^2})}$ on kyseeseen tuleva nurjhduskestävyyden pienennystekijä,

jossa

$\phi = 0,5 * [1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2]$ on pienennystekijää määrittäessä tarvittava muuttuja

jossa

$\lambda = \sqrt{\frac{A^*f_y}{N_{cr}}}$ on muunnettu hoikkuus, poikkileikkausluokille 1, 2 ja 3

$\lambda = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}}$ on muunnettu hoikkuus, poikkileikkausluokalle 4

α on epätarkkuustekijä, joka valitaan taulukoista 11 ja 12.

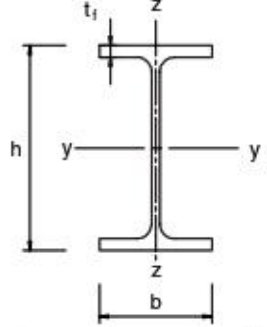
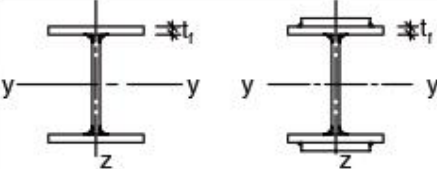

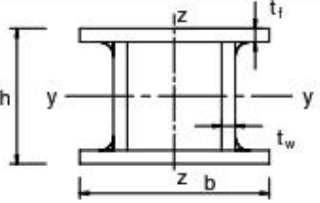
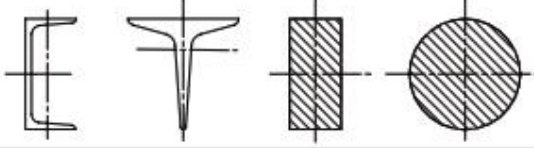

N_{cr} on kimmoteorian mukainen bruttopoikkileikkauksen mukaan laskettu kriittinen voima kyseeseen tulevassa nurjahdusmuodossa. [2, s.61-62]

Taulukko 11. Nurjahduskäyrän epätarkkuustekijät [2, s.62]

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

Taulukossa 11 olevat nurjahduskäyrät määräytyvät pilarille sen poikkileikkauksen ja materiaalin mukaan. Nurjahduskäyrät eri tapauksille on esitetty taulukossa 12.

Taulukko 12. Nurjahduskäyrän valinta poikkileikkauksien mukaan [2, s.63]

| Poikkileikkaus | Rajat | Nurjahdus ko. akselin suhteen | Nurjahduskäyrä | | |
|--|---|--------------------------------|----------------------------------|----------------|----------------------------------|
| | | | S 235 S 275 S 355 S 420 | S 460 | |
|  <p>Valssatut profiilit</p> | $h/b > 1,2$ | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | a b | 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 |
|  <p>Hitsatut I-profiilit</p> | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | b c | b c | |
| | $t_f > 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | c d | c d | |
|  <p>Rakenneputket</p> | Kuumamuovattu | Kaikki | a | a ₀ | |
| | Kylmämuovattu | Kaikki | c | c | |
|  <p>Hitsatut kotelo-profiilit</p> | Yleensä (poikkeus, ks. alla) | Kaikki | b | b | |
| | Paksut hitsit: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$ | Kaikki | c | c | |
|  <p>U-, T- ja umpi-profiilit</p> | | Kaikki | c | c | |
|  <p>L-teräkset</p> | | Kaikki | b | b | |

4.3.2 Palkkien suunnittelu

Kirjassa teräsrakenteiden suunnittelu palkkirakenteet on määritelty seuraavasti: ”Palkkirakenteet ovat taivutettuja sauvoja, joissa sekä kestävyydellä (taivutuskestävyys, leikkauskestävyys) että käyttöominaisuuksilla (taipumat käyttörajatilassa) on merkitystä” [4, s.61].

Palkkien poikkileikkauksen valintaan vaikuttavat seuraavat tekijät:

- Käytettävissä oleva rakennekorkeus
- Palkin tuenta
- Palkille tulevat rasitukset
- Taloudellisuus

Palkeissa käytetyt poikkileikkaukset voidaan jakaa valmistustavan mukaan kolmeen eri ryhmään:

- Kuumavalssatut
 - IPE
 - HE-profiilit
 - UPE
 - putkiprofiilit
- Kylmämuovatut
 - putkiprofiilit
- Hitsatut poikkileikkaukset
 - kotelopalkit
 - matalapalkit
 - WQ-palkit, Deltapalkit

Hitsattujen poikkileikkausten etuna on, että ne voidaan optimoida niille tulevien rasitusten mukaisiksi. Hitsatuista poikkileikkauksista tehtyjen palkkien suunnittelussa stabiiliuden aiheuttamat rajoitukset tulevat ratkaiseviksi rakenteiden mitoituksessa. Hitsattujen palkkien suunnittelussa tulee muistaa, ettei suunnittele kaikkia profiileita eri kokoisina, ellei massan säästö ole merkittävä [20, s.31].

Kylmämuovattuja profiileita käytetään profiilin keveyden vuoksi usein katto-orsina ja muina kate- ja pintajärjestelmien tukirakenteina. Ohutlevyteräksestä valmistetut profiilit (esimerkiksi kevytorret) ja kylmämuovatut sauvat mitoitetaan standardin SFS-EN 1993-1-3 mukaan. Katto-orsina käytetään usein myös IPE- ja HEA-profiileja, niihin tehtävien liitosten helppouden vuoksi. I-profiileiden laippaan on helppo tehdä myös puupalkkien liitokset HE-palkkikiinnikkeiden avulla. Palkkeina usein käytetään I-profiileita, sen hyvän kuormankantokyvyn vuoksi. I-profiileiden käyttö on taloudellista, kun mahdollisen normaalivoiman lisäksi poikkileikkaukseen kohdistuu taivutusrasitusta vahvemmassa suunnassa [20, s.31].

Putkiprofiilit toimivat myös palkkeina hyvin, kun tarvitaan suurta vääntöjäykkyyttä, kiepahduskestävyyttä tai palkille kohdistuu vinoa taivutusta. Putkiprofiileja käytettäessä on suositeltavaa käyttää vakioprofiileita, mutta määritettäessä poikkileikkausta on mainittava myös profiilin valmistustapa, sillä se vaikuttaa esimerkiksi nurjahduskäyrän va-

lintaan. Vakioprofiilit ovat standardituotteita, joita löytyy jälleenmyyjien varastoista. Putkiprofiilien niin sanottuja asiakasprofiileita käytettäessä, profiilit tehdään asiakkaan tilauksena tehdastoimituksena. Asiakasprofiilien käyttäminen nostaa luonnollisesti materiaalien hankintahintaa.

Palomitoituksen kannalta palkki on kannattavaa sijoittaa muiden rakenneosien sisään, mikäli mahdollista. Tällaisia palkkeja kutsutaan matalapalkeiksi ja ne ovat juuri palomitoituksen kannalta erinomaisia ratkaisuja välipohjalaattojen tueksi [4 s.41]. Matalapalkkeja ovat esimerkiksi WQ-, MEK-, LB-, LBL- ja Deltapalkit. Matalapalkkien suunnittelussa on suositeltavaa rajoittaa palkkien taipuma käyttörajatilassa arvoon $L/600..L/1000$. Erityisesti välipohjapalkkien, mutta myös muiden rakenneosien mitoituksessa on hyvä muistaa, ettei niitä kannata mitoittaa liian tiukalle ainakaan alustavassa mitoituksessa. Matalapalkkien suunnittelussa on myös huomioitava, että leuan kantokyky on riittävä tasaisen kuorman lisäksi kantamaan myös mahdollisia suurempia piste kuormia. WQ-palkkien mitoitukseen on annettu hyvä ohjeistus teräsrakenneyhdistyksen normikortissa N:o 21/2009, joka on saatavissa teräsrakenneyhdistyksen sivuilta. [32]

Käyttörajatilassa palkit tulee mitoittaa pystysuuntaisten taipumarajojen mukaisesti, kun taipumista on haittaa. Pysyvää kuormasta aiheutuvaa taipumaa voidaan pienentää esikorotuksella, ellei siitä ole rakenteelle haittaa. Pystysuuntaiset taipumarajat käyttörajatilassa on esitetty standardin SFS-EN 1993-1-1 kansallisessa liitteessä, taulukko 13.

Taulukko 13. Pystysuuntaisten taipumien raja-arvot [2, kansallinen liite 9, s.5]

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

4.3.3 Ristikoiden suunnittelu

Tässä luvussa käydään yleisiä asioita ristikoiden suunnittelusta, ristikoiden liitosten suunnittelua käydään tarkemmin läpi luvussa 5. Rakenteet ovat yleensä taloudellista suunnitella ristikoina, kun jänneväli ylittää 10 metriä. Ristikon kokonaismassa muodostuu siten että, 50% massasta tulee puristetuista paarteista, 30% vedetyistä paarteista ja 20% uumasauvoista. Huomion arvoista on, että ristikon kokonaiskustannukset muodostuvat suurimmaksi osin sen valmistuskustannuksista, eikä niinkään materiaaleista. Ei siis tule ainoastaan tuijottaa ristikon massaa ajateltaessa kustannuksia. Tämän vuoksi on tärkeää kiinnittää suunnittelussa huomiota liitosten toteuttamiseen konepajalla. Ristikko, jossa on vapaaväliset liitokset ja vähän sauvoja on edullisempi kuin limitetyillä liitoksilla toteutettu ristikko, jossa on paljon sauvoja.

Ristikon suunnittelussa lähdetään rakenteen kuormien selvittämisestä ja etsimällä ristikon mitoittava kuormitusyhdistelmä. On tärkeää ottaa huomioon kuormien suunnat, sillä rakenneputkien veto- ja nurjahduskestävyys eroavat toisistaan. Määräävien kuormitusyhdistelyiden löytämisen jälkeen valitaan ristikolle korkeus. Teräsristikon optimaalinen korkeus on $L/9 - L/12$, jossa L on rakenteen jänneväli. Korkeuden valintaan vaikuttaa ristikolle tulevan kuorman suuruus, mutta usein korkeuden lopullisesti määrittää

rakennuksen suunnitellun käyttötarkoituksen vaatimukset. Ristikon korkeus on ratkaisevin tekijä materiaalimenekin suhteen, jossa ristikon kaltevuudella ei ole suurta vaikutusta. Kattokannattajaristikon optimikaltevuus on 1:8 - 1:10. Korkeuden ja kaltevuuden valitsemisen jälkeen luodaan ristikolle sauvoitus ja muodostetaan ristikosta staattinen rakennemalli. Sauvojen poikkileikkaukset voidaan valita alustavasti olettamalla ristikko palkiksi ja laskemalla sen momentti. Momentin maksimiarvo jaettuna ristikon korkeudella antaa alkuarvon paarrevoimille. Paarteiden paksut ainepaksuudet ovat liitosten kannalta edulliset. Ristikon muodon olisi edullista mukailla mahdollisimman hyvin momenttikuvaajan muotoa. Uumasauvoille kuorman alkuarvo saadaan palkin leikkausvoiman avulla kaavalla 4.3. Uumasauvoina tulee käyttää ainoastaan poikkileikkausluokan 1 ja 2 sauvoja.

$$V_0 = \sqrt{2} * V_{max} = \sqrt{2} * (q * \frac{L}{2}) \quad (4.3)$$

Uumasauvojen ja paarteiden mitat tulee sovittaa siten, että niiden leveyksien suhde on 0,7 – 0,8. Yhdessä ristikkotyypissä tulisi olla enintään neljää eri poikkileikkausta, eikä ristikoiden uumasauvoiksi tule laittaa saman kokoisia, eri ainepaksuisia sauvoja, valmistustekniikan vuoksi. Uumasauvojen suurin sallittu leikkauskulma tulee rajata 60 asteeseen, hitsausmääräysten vuoksi.

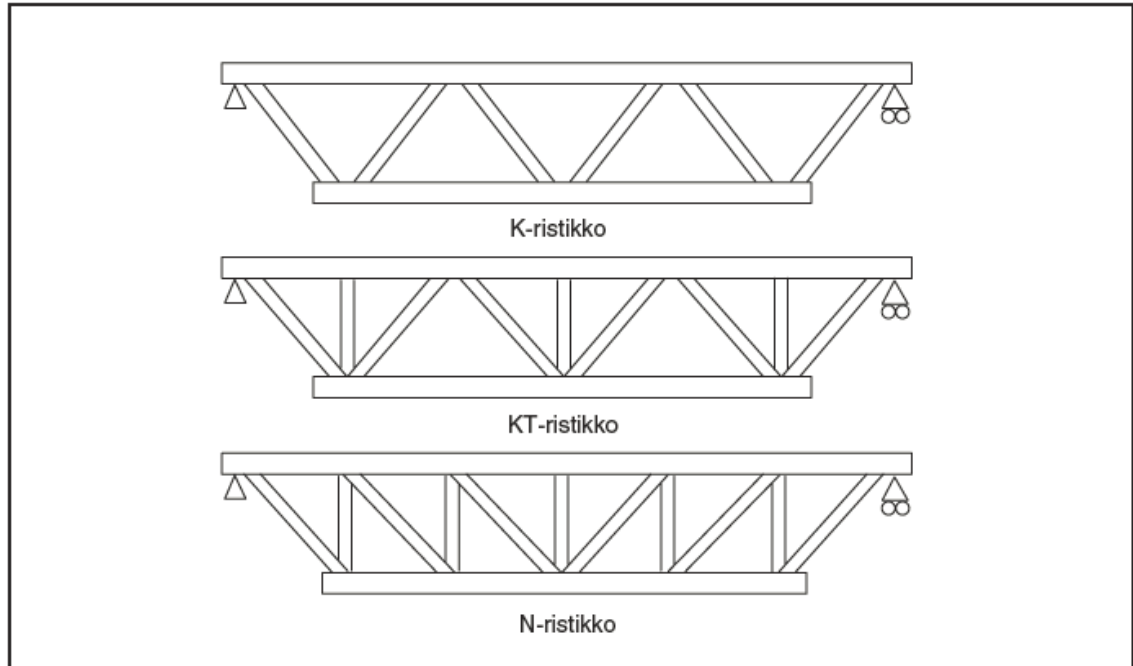
Ristikon staattinen malli on kannattavaa laskea mitoitusohjelmalla, kuitenkin käsin lasien tarkastamalla tulosten oikeasuuntaisuus. Laskenta-analyysimallia tehdessä on syytä huomioida, että ristikon uumasauvojen ja paarteiden väliset liitokset ovat nivelellisiä. Paarteet tulee mallintaa jatkuvina. Erityistä huomiota on kiinnitettävä liitosten epäkeskisyyksiin.

Sauvotuksen jaottelu vaikuttaa ristikon kuormankantokykyyn. Erilaiset ristikkotyypit ovat esitetty kuvassa 3. K-ristikon etuna on uumasauvojen harvat välit, jolloin tilaa jää esimerkiksi LVI-tekniikan sijoittelulle paremmin. Pitkät uumasauvojen välit suurentavat kuitenkin yläpaarteiden nurjahduspituutta, jolloin paarteesta tulee raskaampi. K-ristikko soveltuu hyvin myös pitkille jänneväleille, kun kuormat saadaan tuotua uumasauvojen liitoskohtiin.

KT-ristikossa on uumasauvoja tiheämmin, joten yläpaarteiden nurjahduspituus pienenee ja ristikon kantavuus on parempi. KT-ristikon liitokset ovat kuitenkin hankalampia toteuttaa, sillä alaparteeseen tulevat uumasauvojen liitokset joudutaan usein limittämään. Näin ollen, vaikka KT-ristikko massaltaan olisi kevyempi kuin K-ristikko, se on luultavasti kalliimpi valmistaa.

N-ristikko on samantyylinen kuin KT-ristikko, mutta siinä puristetut sauvat ovat lyhyempiä ja tämän vuoksi N-ristikko on edullinen kun tarvitaan korkeaa, mutta lyhyttä ristikkoa. N-ristikko on myös K-ristikkoa hankalampi toteuttaa, sillä alaparteiden ja uuma-

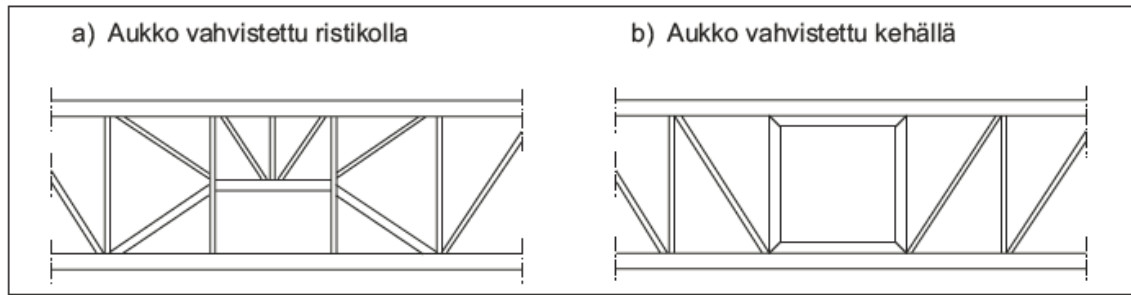
sauvojen liitoksissa joudutaan yleensä limittämään sauvat suurten epäkeskisyyksien välttämiseksi. [19]



Kuva 3. Erilaiset ristikkotyypit [19, s.423]

Ristikon uumasauvojen rasituksissa saattaa tulla suuriakin eroja. Tuen lähetyvillä uumasauvat ovat rasitetuimpia ja keskellä vastaavasti rasitukset pienenevät. Ristikon edullisen valmistettavuuden vuoksi on taloudellista mitoittaa jokainen uumasauva erikseen. Mikäli ristikko on jaettu asennuslohkoihin, voidaan myös paarteiden dimensioita muuttaa ristikon eri osissa. Mikäli ristikko on tuettu väliltään, tulee välituen kohdalle laittaa vertikaalisauva, jotta saadaan puristetun alapaaarten nurjahduspituutta pienennettyä. Vertikaalisauva tuen kohdalla myös pienentää vedettyjen diagonaalisauvojen vetovoimaa ja puristusvoima seuraavissa diagonaaleissa on jo pienempi.

Mikäli ristikon uumasauvat tulevat läpivientien tielle, tulee ristikkoon tehdä aukkoja läpivienneille. Läpivientien aukot voidaan toteuttaa esimerkiksi yläpaarten ja aukon välille tehdyllä ristikolla. Mikäli aukko on koko ristikon korkuinen, se voidaan vahvistaa kehällä. Aukkojen sijoittelu kannattaa tehdä alueelle, jossa leikkausvoima on mahdollisimman pieni. Aukon vahvistaminen on esitetty kuvassa 4.



Kuva 4. Ristikon aukon vahvistaminen [19, s.424]

4.4 Jäykisteiden suunnittelu

Jäykisteiden alustavassa suunnittelussa on tärkeää arvioida rakennuksen kokonaisjäykkyyttä. Rakennuksen kokonaisjäykkyyttä voidaan arvioida kaavalla 4.2. Kaavan parametrit on selvitetty kuvassa 5.

$$\Sigma EI \geq \frac{qh^3}{8} + \frac{Ph^2}{3} \quad (4.2)$$

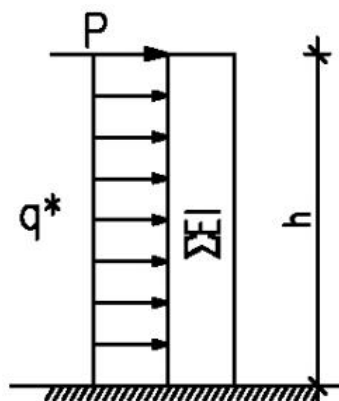
jossa

ΣEI on tarkasteltavassa suunnassa toimivien jäykistysrakenteiden taivutusjäykkyyksien summa [MN/m²]

q on rakennuksen vaakakuorma käyttörajatilassa, sisältäen tuulen ja lisävaakavoiman [kN/m]

h on rakennuksen korkeus [m]

P on pistekuorma rakennuksen yläreunassa käyttörajatilassa [kN]



Kuva 5. Rakennuksen kokonaisjäykistyksen laskukaavan parametrit [25, s.6]

Kokonaisjäykistyksen lisäksi on tärkeää tutkia pääseekö rakennus kiertymään. Kiertymästä aiheutuu lisärasituksia jäykisteisiin. Jäykistyksen yhteydessä on syytä tutkia myös rakennuksen tarve liikuntasaumoille ja mahdollisten liikuntasauvojen vaikutus jäykistysjärjestelmän toimintaan.

Murtorajatilassa jäykistysjärjestelmä mitoitetaan SFS-EN 1990 ja SFS-EN 1993 mukaisesti. Tarkasteltavia asioita ovat:

- Jäykän kappaleen tai sen osan tasapainon menetys
- Liian suuri siirtymätila
- Rakenteen tai sen osan muuttuminen mekanismiksi
- Rakenteen tai sen osan stabiiliuden menetys
- Ajasta riippuva vaurioituminen kuten väsyminen tms.
- Tarkastetaan rakennuksen staattinen tasapaino, joka saadaan rakennukseen kohdistuvien pystyssä pitävien ja sitä kaatavien momenttien osamääränä valitun pisteen suhteen laskettuna [25, s. 6]

Käyttörajatilassa jäykistysjärjestelmä mitoitetaan SFS-EN 1990 ja SFS-EN 1993 mukaisesti käyttörajatilassa. Tarkasteltavia asioita ovat:

- Siirtymät, jotka vaikuttavat ulkonäköön, käyttömukavuuteen ja rakenteen toimivuuteen
 - Värähtelyt, jotka saavat ihmiset tuntemaan olonsa epämukavaksi tai jotka rajoittavat rakenteen kelpoisuutta käyttötarkoitukseensa
 - Vauriot, jotka todennäköisesti vaikuttavat kielteisesti ulkonäköön, säilyvyyteen tai rakenteen toimivuuteen
 - Jännitysten rajoittaminen
 - Liittyvien betonirakenteiden halkeamaleveyden rajoittaminen
 - Taipuman rajoittaminen
- [7, s.54], [34]

Jäykistykseen epätarkkuuksista aiheutuva stabiloiva voima on otettava huomioon, kun jäykistysjärjestelmä stabiloii palkkeja tai puristettuja sauvoja poikittaissuunnassa. Stabiloivan voiman huomioonottamiseksi on esitetty ohjeet standardissa SFS-EN 1993-1-1 kohdassa 5.3.3. [2, s.38]

Rakenteen taipuma ja värähtely saattavat muodostua mitoittavaksi tekijäksi korkeissa rakennuksissa. Taipumalle ja värähtelylle ei anneta eurokoodeissa suoraan raja-arvoja, vaan rakenteet on arvioitava tapauskohtaisesti. Taipumarajana on yleisesti Suomessa käytetty $H/400..H/1000$, missä H on rakennuksen korkeus.

Vaakasiirtymien suuruus on myös arvioitava tapauskohtaisesti. Vaakasiirtymän raja-arvoksi on standardin SFS-EN 1993-1-1 kansallisessa liitteessä annettu raja-arvo $H/400$. [25, s. 7]

FEM-malleilla rakennusten jäykistystä laskettaessa on kiinnitettävä erityistä huomiota jäykistysjärjestelmän oikeaoppiseen mallintamiseen. Mallissa tulee huomioida:

- Tasorakenteiden kuormanvälityssuuntaan ja niiden liittymisiin pystyrakenteisiin
- Rakennusosien välittämät voimat tulee olla mahdollisia rakenteiden vaurioitumatta
- Materiaaliominaisuudet

4.5 Värähtelymitoitus

Rakenteiden värähtely ja tästä mahdollisesti aiheutuvat esineiden värähtelyt ja siitä johtuvat äänihaitat saattavat tuntua ihmisten mielestä epämiellyttäviltä. Värähtelymitoituksen ohjeistukseen on Teräsrakenneyhdistyksen julkaisema normikortti No: 17/2005. Jaksottainen kävely taajuudella 1,6 - 2,2 Hz ja tämän taajuuden kertaantumiset taajuuksiin 3,2 - 8,8 Hz saattavat aiheuttaa resonanssin vuoksi haitallista värähtelyä teräsrakenteisiin. Resonanssi on mitoituksessa määräävä, jos välipohjan alin ominaistajuus on alle 10 Hz [35, s.3].

Lattian värähtelymitoituksen suositellut raja-arvot on esitetty taulukossa 14. Lattiarakenteen ominaistajuus (f_0) voidaan selvittää kaavasta 4.3. Lattia on korkea taajuuksinen, jos sen ominaistajuus on yli 10 Hz. Korkeataajuuksisen lattian värähtelymitoituksessa on otettava huomioon sen kokonaistapuma δ_0 , 1kN:n pistekuormalla. Lattia on matala taajuuksinen, jos sen ominaistajuus on alle 10 Hz. Matalataajuuksisen lattian mitoituksessa on otettava huomioon kävelystä aiheutuva runkorakenteen kiihtyvyys a .

$$f_0 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} * \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} * \sqrt{1 + [2 \left(\frac{l}{b}\right)^2 + \left(\frac{l}{b}\right)^4]} * \frac{(EI)_b}{(EI)_l}, \quad (4.3)$$

jossa

l on lattian pituus

b on lattian leveys

$(EI)_l$ on lattian suurempi pituussuuntaa l vastaava jäykkyys

$(EI)_b$ on lattian pienempi leveyssuuntaa b vastaava jäykkyys

m on välipohjan lattian massa pinta-alayksikköä kohden (lattian massaan sisällytetään hyötykuormasta 30 kg/m^2)

Lattiapalkkien suuntaisten reunojen tuennan merkityksettömyys usein supistaa kaavan muotoon:

$$f_0 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} * \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (4.4)$$

Taulukko 14. Lattioiden värähtelyluokitus [35, s.4]

| Värähtelyluokka | Kriteeri lattian rungolle | | Kriteeri paikalliselle taipumalle |
|-----------------|------------------------------|---------------------------|---|
| | Korkeataajuiset lattiat | Matalataajuiset lattiat | Sekä korkea- että matalataajuiset lattiat |
| A | $\delta_0 < 0,12 \text{ mm}$ | $a < 0,03 \text{ m/s}^2$ | $\delta_1 < 0,12 \text{ mm}$ |
| B | $\delta_0 < 0,25 \text{ mm}$ | $a < 0,05 \text{ m/s}^2$ | $\delta_1 < 0,25 \text{ mm}$ |
| C | $\delta_0 < 0,50 \text{ mm}$ | $a < 0,075 \text{ m/s}^2$ | $\delta_1 < 0,50 \text{ mm}$ |
| D | $\delta_0 < 1,0 \text{ mm}$ | $a < 0,12 \text{ m/s}^2$ | $\delta_1 < 1,0 \text{ mm}$ |
| E | $\delta_0 > 1,0 \text{ mm}$ | $a > 0,12 \text{ m/s}^2$ | $\delta_1 > 1,0 \text{ mm}$ |

Jos lattian suurin pituus tai leveys on alle 6 metriä, voidaan runkorakenteelle asetettuja rajoja kertoa lauseessa 4.5 esitetyllä kertoimella k .

$$k = \frac{1}{0,318 + 0,114 * x} \quad (4.5)$$

jossa x = lattian suurin pituus tai leveys [m]

Värähtelyluokan valintaan on esitetty suositukset taulukossa 15.

Taulukko 15. Suositukset asuin- ja toimistorakennusten värähtelyluokituksesta [35, s.4]

| Värähtelyluokka | Värähtelyluokan soveltamisalue |
|-----------------|--|
| A | Normaaliluokka huoneistosta toiseen siirtyville värähtelyille. Erikoisluokka, kun värähtelyn aiheuttaja on samassa huoneistossa. |
| B | Alempi luokka huoneistosta toiseen siirtyville värähtelyille. Ylempi luokka asuin- ja toimistorakennuksille, kun värähtelyn aiheuttaja on samassa huoneistossa. |
| C | Normaaliluokka asuin- ja toimistorakennuksille, kun värähtelyn aiheuttaja on samassa huoneistossa. |
| D | Alempi luokka asuinrakennuksille, kun värähtelyn aiheuttaja on samassa huoneistossa. Esim. omakotitalojen ullakot tai vapaa-ajan asunnot. |
| E | Luokka, jolle ei aseteta rajoituksia. |

Tarkemmat ohjeet ja laskentakaavat värähtelymitoitukseen löytyy Teräsrakenneyhdistyksen normikortista No: 17/2005, joka on saatavilla teräsrakenneyhdistyksen sivuilla.

4.6 Palomitoitus

Teräs on palamaton aine, joten se ei osallistu palamiseen eikä lisää rakenteen palokuormaa. Palotilanteessa teräksen lujuus ja kimmokerroin kuitenkin pienenevät nopeasti lämpötilan noustessa sekä teräksen suuri lämpölaajeneminen saattaa aiheuttaa palautumattomia muodonmuutoksia ja pakkovoimia. Teräsrakenteet on lähes aina suunniteltava tulipaloa vastaan. Teräsrakenteiden tulipalon kestävyuden parantamiseksi voidaan rakenteet palosuojata, ylimitoittaa, sijoittaa suojaan, toteuttaa liittorakenteina tai käyttää säänkestävää tai ruostumatonta terästä. Teräsrakenteille määrätään tiettyjä palonkesto-vaatimuksia ja niitä vastaavaan palomitoitukseen ohjeistus annetaan standardissa SFS-EN 1993-1-2, jota käytettäessä tulee rakenteeseen kohdistuvat lämpökuormat ja mekaaniset kuormat määrittellä standardin SFS-EN 1991-1-2 mukaan [36, s.6].

Palomitoitus tarkoittaa rakenteen kestävyuden varmistamista, joko suojattuna tai suojaamattomana, vaaditulla palonkestoajalla. Palomitoitus tulee perustua palomitoitusanalyysiin ja siinä tulee ottaa huomioon mallit, joilla kuvataan lämpötilan kehittymistä rakenteen sisällä sekä rakenteen mekaaninen toimintamalli korkeissa lämpötiloissa [10, s.68]. Palomitoitusanalyysi alkaa mitoituspaloskenaarion valinnalla, jonka jälkeen määritetään vastaavat mitoituspалot. Mitoituspалon määrittämisen jälkeen selvitetään rakenteosien lämpötilan kehittyminen vastaavalla mitoituspалolla ja lasketaan palon kohteena olevan rakenteen mekaaninen toiminta [51, s.36]. Palomitoitus voidaan suorittaa laskennallisena mitoituksena, taulukkomitoituksena tai näiden yhdistelmillä. Taulukkomitoitus on mitoitusmenettely, jossa rakenteelle valitaan palosuojaus, esimerkiksi tuotevalmistajan mitoitustaulukoista. Laskennallisella mitoituksella tarkoitetaan rakenteen suojaustarpeen selvittämistä yksilöllisten laskelmien perusteella. Laskennallisella palo-

mitoituksella pyritään selvittämään, kestäkö rakenne suojaamattomana vaaditun palonkestoajan. Mikäli rakenne ei kestä laskelmien perusteella suojaamattomana, voidaan laskelmien perusteella tarkentaa taulukkomitoituksen asettamia vaatimuksia [38, s.45].

Yksinkertaistetussa laskentamallissa teräsrakenteen oletetaan säilyttävän kantavuutensa ajan t tulipalossa, jos ehto 4.6 on voimassa.

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} , \quad (4.6)$$

jossa

$E_{fi,d}$ on kuormien vaikutusten mitoitusarvo palomitoitustilanteessa EN 1991-1-2 mukaan

$R_{fi,d,t}$ on teräsrakenneseosan vastaava kestävyys mitoitusarvo palotilanteessa ajan t hetkellä

Ehdossa 4.6 oleva kestävyys mitoitusarvo määritetään muuntamalla standardissa SFS-EN 1993-1-1 mukaan laskettua kestävyys mitoitusarvoa, ottamalla huomioon teräksen mekaaniset ominaisuudet korkeissa lämpötiloissa standardin SFS-EN 1993-1-2 kohdan 4.2.3 mukaisesti.

Nimellisissä palotilanteissa käytetään sovittuja lämpötila-aikakäyriä palonkestävyyden luokitukseen tai osoittamiseen. Mitoituspalokäyrinä voidaan tällöin käyttää standardipalokäyrää, ulkopuolisen palon käyrää tai hiilivetypalon käyrää. [51, s.24]

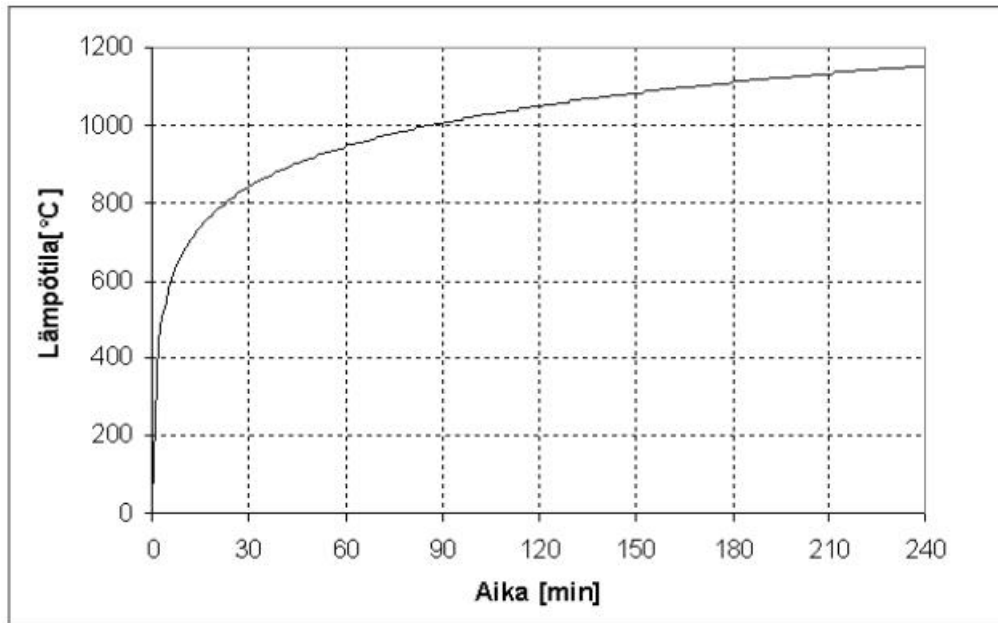
Kun rakennukselle on määritelty palonkestovaatimus viranomaisen toimesta, voidaan olettaa, että mitoituspalona käytetään standardipaloa, ellei toisin edellytetä. Standardipaloo ei huomioi palotilan geometriaa, palokuorman sijaintia eikä hapen määrää. Tämän vuoksi standardipaloa käytettäessä mitoituspalona, saadaan usein palotilanteessa ylimitoitettuja rakenteita. Standardipalossa palotilan lämpötila saadaan standardin SFS-EN 13501-2 mukaan kaavasta 4.7. Kaavasta saatava kuvaaja, on esitetty kuvassa 6.

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20, \quad (4.7)$$

jossa

t on aika palon alkamisesta minuutteina

T on palotilan lämpötila [°C]



Kuva 6. Standardipalon lämpötila-aikakäyrä

Vaihtoehtoisesti teräsrakenteiden palomitoitus voidaan tehdä käyttämällä toiminnallista palomitoitusta. Toiminnallisella palomitoituksella tarkoitetaan oletettavaa palonkehitystä, joka arvioidaan tapauskohtaisesti tiettyjen fysikaalisten parametrien avulla. Lämpötilan kehitys voidaan tällöin määrittää huomattavasti tarkemmin kuin nimellisiä lämpötilakäyriä käyttäen. [51, s.24]

Eurokoodissa SFS-EN 1991-1-2 liitteessä A on annettu yksinkertainen malli parametrisen lämpötila-aikakäyrän muodostamiselle. Kaavan käyttäminen ja siihen liittyvät laskenta-arvot on esitetty standardissa sivulla 50, liitteessä A. Parametristä menetelmää voidaan soveltaa vain rajallisesti, eikä se huomio kaikkea palonkehitykseen ja vaadittavaan palonkehitykseen vaikuttavia tekijöitä, mutta sillä saadaan jo huomattavan paljon realistisempi lämpötila-aikakäyrä kuin standardipalokäyrällä.

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324e^{-1,7t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}), \quad (4.8)$$

Kaava 4.8 pätee palotiloille, joiden lattiapinta-ala on enintään 500m^2 , katossa ei ole aukkoja ja kun tilan korkeus on enintään 4 metriä.

Lämpötila-aikakäyristä saatuja rakenteiden mitoituksilämpötiloja T_{sd} verrataan teräsrakenteiden kriittiseen lämpötilaan T_{cr} . Kriittinen lämpötila on lämpötila, jossa rakenneosan kestävyys laskenta-arvo on yhtä suuri kuin siihen vaikuttavan rasituksen laskenta-arvo. Kriittisen lämpötilan laskemiseksi on esitetty yksinkertaistettu kaava standardin SFS-EN 1993-1-2 kohdassa 4.2.4.

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674\mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482, \quad (4.9)$$

jossa

$$\mu_0 = \frac{E_{ft,d}}{R_{fi,d,0}}, \mu_0 \geq 0,0013 \text{ (vedettyjen sauvojen hyväksikäyttöaste ajan hetkellä 0)}$$

Taulukossa 16 on esitetty hyväksikäyttöasteen vaikutus teräksen kriittiseen lämpötilaan.

Taulukko 16. *Hyväksikäyttöasteen vaikutus teräksen kriittiseen lämpötilaan [36, s.34]*

| μ_0 | $\theta_{a,cr}$ | μ_0 | $\theta_{a,cr}$ | μ_0 | $\theta_{a,cr}$ |
|---------|-----------------|---------|-----------------|---------|-----------------|
| 0,22 | 711 | 0,42 | 612 | 0,62 | 549 |
| 0,24 | 698 | 0,44 | 605 | 0,64 | 543 |
| 0,26 | 685 | 0,46 | 598 | 0,66 | 537 |
| 0,28 | 674 | 0,48 | 591 | 0,68 | 531 |
| 0,30 | 664 | 0,50 | 585 | 0,70 | 526 |
| 0,32 | 654 | 0,52 | 578 | 0,72 | 520 |
| 0,34 | 645 | 0,54 | 572 | 0,74 | 514 |
| 0,36 | 636 | 0,56 | 566 | 0,76 | 508 |
| 0,38 | 628 | 0,58 | 560 | 0,78 | 502 |
| 0,40 | 620 | 0,60 | 554 | 0,80 | 496 |

Palosuojausmenetelmät

Teräsrakenteiden palosuojausmenetelmiä on useita ja ne voidaan jaotella märkiin ja kuiviin menetelmiin. Märissä menetelmissä estetään teräsrakenteiden lämpötilan nousua päälle ruiskutettavalla tai rapattavalla pinnoitteella tai täyttämällä poikkileikkaus betonilla tai vedellä. Betonilla täyttämisen etuna on rakenteen kestävyuden parantuminen myös käyttölämpötilassa. Ruiskutettavina menetelminä käytetään vermikuliitti-, perliitti-, tai mineraaliruiskutusta. Nykyään ehkä yleisimpänä keinona teräsrakenteiden palosuojauksena käytetään palosuojamaalauksia. Palosuojamaalauksen suosiota on nostanut tuotteiden eristyskyvyn parantuminen sekä hintatason laskeminen.

Kuivissa menetelmissä suojataan betoni esimerkiksi levyin, tiilimuurauksin, puuverhouksin tai palosuojaskasettien avulla. Välipohjan teräsrakenteet pystytään suojaamaan myös oikein toteutetulla katon alaslaskulla.

Ylimoittamisella tarkoitetaan rakenteiden poikkileikkausten suurentamista, vaikka käyttö- ja murtorajatilan vaatimukset eivät tätä vaatisi. Ylimoittaminen on usein taloudellista, kun palonkestovaatimus on alle R30. [37, s. 35], [38, s.1]

4.7 Pintakäsittely

Teräsrakenteiden pinta tulee käsitellä korroosiota vastaan. Korrosio on aineen tuhoutumista sen ympäristön kanssa tapahtuvien sähkökemiallisten reaktioiden johdosta. Teräksen korrosio tapahtuu syöpymisenä eli tuttavallisemmin ruostumisena. Suojaamaton teräs alkaa ruostua, kun se joutuu kosteaan ympäristöön. Teräksen ruostuminen ulkoilmassa olosuhteista riippuen on luokkaa 0,05 mm - 0,2 mm vuodessa. Kuivissa sisätiloissa teräksen ruostumista ei tapahdu. Teräksen ruostunutta osaa ei voida palauttaa alkuperäiseen muotoonsa. [39]

4.7.1 Pinnan esikäsittely

Teräsrakenteiden pinta tulee esikäsitellä ennen pinnoittamista pinnoitteen tarttumisen parantamiseksi. Pinnan esikäsittelemällä voidaan käyttää esimerkiksi esipuhdistusta, konepohjamaalausta, tartuntamaalausta, ruosteenpoistoa, kromatointia, peittausta tai fosfaatointia. Esikäsittelemisen huolellinen tekeminen on tärkeää, sillä on arvioitu, että 50-70% maalausvaurioista johtuu esikäsittelemisen heikkoudesta.

Pinnan esikäsittelemisen ensimmäinen vaihe on pinnan esipuhdistus. Esipuhdistus voidaan suorittaa vesi-, alkali-, liuotin- tai emulsiopesulla. Esipuhdistuksen jälkeen teräspinnat esikäsitellään standardin SFS-EN ISO 8501-3 mukaisilla menetelmillä. Esikäsitteleyksiköitä on kolme, P1, P2 ja P3. Esikäsitteleyksiköiden määrättyä rakenneosille taulukon 17 mukaisesti korroosion odotetun käyttöasteen ja rasisitusluokan mukaan. [40, s.10-12]

Taulukko 17. Teräsrakenteiden esikäsitteleyksiköiden korroosioneston odotettujen käyttöasteiden ja eri rasisitusluokkien mukaan [41, s.73]

| Korroosioneston odotettu käyttöikä ^a | Rasisitusluokka ^b | Esikäsitteleyksikö |
|---|------------------------------|---------------------------|
| >15 vuotta | C1 | P1 |
| | C2 ...C3 | P2 |
| | Yli C3 | P2 tai P3, kuten esitetty |
| 5...15 vuotta | C1...C3 | P1 |
| | Yli C3 | P2 |
| < 5 vuotta | C1...C4 | P1 |
| | C5...Im | P2 |

^{a, b} Korroosioneston odotetun käyttöasteen ja rasisitusluokan osalta viitataan tapauskohtaisesti standardeihin EN ISO 12944 ja EN ISO 14713-1.

Teräsrakenteiden pinnan esikäsittelyasteet, soveltumisalueet ja laatuvaatimukset on esitetty, standardissa SFS-EN 12944-4, tämän työn taulukko 18.

Taulukko 18. Pinnan täydellisen esikäsittelyn standardiesikäsittelyasteet [42, s.24]

| Standardi esikäsittelyaste ¹⁾ | Esikäsittelymenetelmä | Edustavat valokuvaesimerkit standardissa ISO 8501-1 ^{2) 3) 4)} | Esikäsittelyjen pintojen olennaiset ominaisuudet: Lisätietoja käsittelyistä ennen pinnan esikäsittelyä ja sen jälkeen (sarake 2), ks. ISO 8501-1. | Soveltumisalue |
|--|--|---|---|---|
| Sa 1 | Suihkupuhdistus (6.2.3) | B Sa 1 C Sa 1 D Sa 1 | Irtonainen valssihilse, ruoste ja maalipinnoitteet sekä vieras aines on poistettu. ⁵⁾ | Pintojen esikäsittely a) pinnoittamattomat teräspinnat; b) pinnoitetut teräspinnat, jos pinnoitetta poistetaan siinä määrin, että määritelty puhtausaste saavutetaan. ⁶⁾ |
| Sa 2 | | B Sa 2 C Sa 2 D Sa 2 | Suurin osa valssihilsestä, ruosteesta, maalipinnoitteista ja vieraasta aineesta on poistettu. Jäljellejäävien epäpuhtauksien on oltava tiukasti kiinni alustassa. | |
| Sa 2½ | | A Sa 2½ B Sa 2½ C Sa 2½ D Sa 2½ | Valssihilse, ruoste, maalipinnoitteet ja vieras aines on poistettu. Jäljelleolevien epäpuhtausjäämien tulee näkyä ainoastaan lievänä täplien tai raitojen muotoisena värjäntymisenä. | |
| Sa 3 ⁷⁾ | | A Sa 3 B Sa 3 C Sa 3 D Sa 3 | Valssihilse, ruoste, maalipinnoitteet ja vieras aines on poistettu. Pinnan on oltava kauttaaltaan metallin värinen. | |
| St 2 | Puhdistus käsityökaluilla tai koneellisesti (6.2.1, 6.2.2) | B St 2 C St 2 D St 2 | Irtonainen valssihilse, ruoste ja maalipinnoitteet sekä vieras aines on poistettu. ⁵⁾ | |
| St 3 | | B St 3 C St 3 D St 3 | Irtonainen valssihilse, ruoste ja maalipinnoitteet sekä vieras aines on poistettu. ⁵⁾ Pinta on kuitenkin käsiteltävä hyvin paljon huolellisemmin kuin esikäsittelyasteessa St 2, jotta pintaan saataisiin metallialustan mukainen hohde. | |
| Fl | Liekkipuhdistus (6.3) | A Fl B Fl C Fl D Fl | Irtonainen valssihilse, ruoste ja maalipinnoitteet sekä vieras aines on poistettu. Jäljelleolevien epäpuhtausjäämien tulee näkyä ainoastaan lievänä pinnan värjäntymisenä (eri värien sävyjä). | ⁶⁾ |
| Be | Happopeittäus (6.1.8) | | Valssihilse, ruoste ja maalipinnoitejäämät on poistettu täydellisesti. Maalipinnoitteet on poistettava sopivalla menetelmällä ennen peittäystä. | Esimerkiksi ennen kuumasinkitystä. |

Taulukossa käytetyt lyhenteet:

Sa on suihkupuhdistus

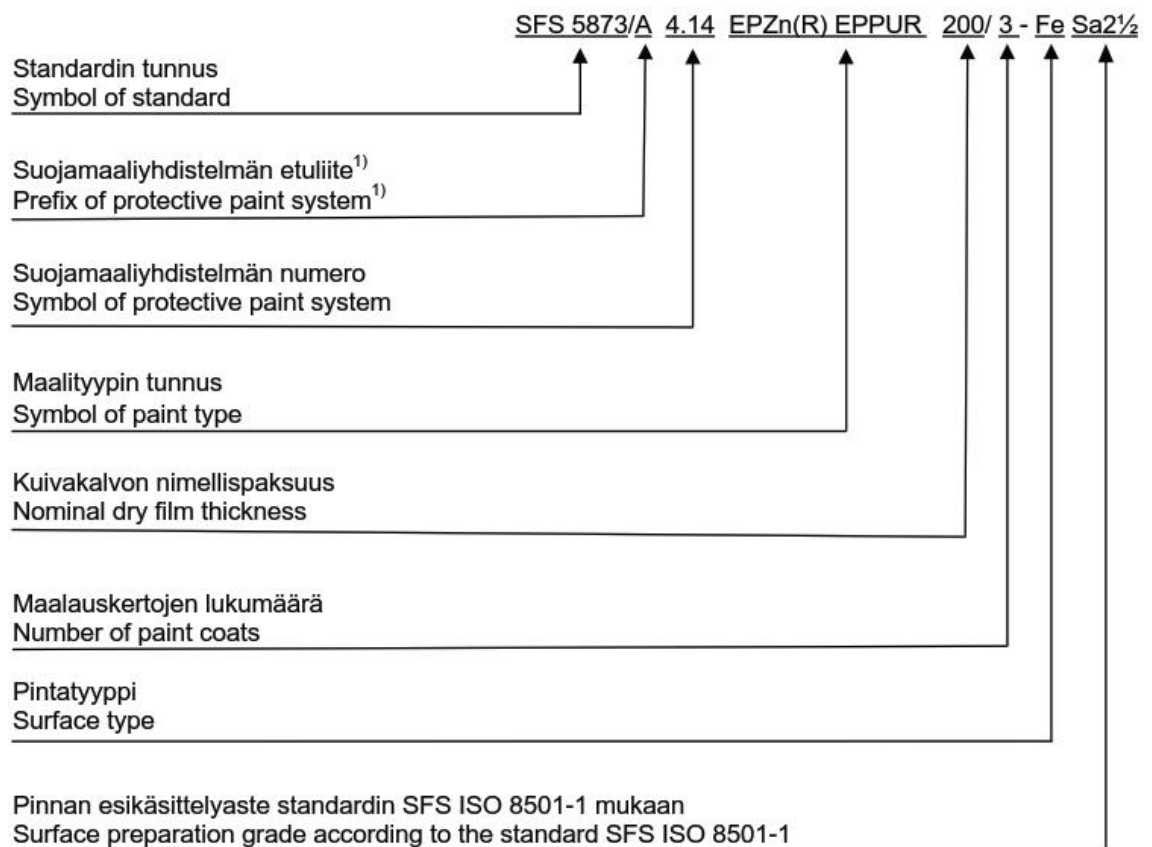
St on puhdistus käsityökaluilla tai koneellisesti

Fl on liekkipuhdistus

Be on happopeittäus

4.7.2 Korroosionestomaalaus

Korroosionestomaalaus on hyvin yleinen teräksen pintakäsittelymuoto korroosiota vastaan. Korroosionestomaalauksen hyvinä puolina on sekä halutun ulkonäön saavuttaminen että käsittelyn mahdollinen toteuttaminen rakenteiden koosta riippumatta. Maalattavia rakenteita suunniteltaessa on vältettävä teräviä kulmia, koloja ja muita hankalia paikkoja, jotta maalaaminen on toteutettavissa tasaisesti koko rakenteelle. Maalauuskäsittely tulee mainita suunnitelmissa. Kuvassa 7 on esitetty standardin SFS 5873 mukainen suomalainen merkintätapa maalauuskäsittelylle.



Kuva 7. Maalausjärjestelmän suomalainen merkintätapa [43, s.5]

Kuvassa oleva lisähuomautus ¹⁾ Suojamaaliyhdistelmän etuliite:

A on suojamaaliyhdistelmä standardin ISO 12944-5:2007 mukaan, taulukoista A1-A8

F on kansallinen suojamaaliyhdistelmä standardin SFS 5873 mukaan, taulukoista 3-6

R on kansallinen korjausmaaliyhdistelmä standardin SFS 5873 mukaan, taulukoista 3-6

Kuvassa 7 mainittu maalityyppien tunnuksia on esitetty taulukossa 19 ja pintatyyppien tunnuksia on esitetty taulukossa 20.

Taulukko 19. *Maalityyppien tunnuksia [43, s. 6]*

| Maalityyppi | Tunnus |
|--------------------|---------------|
| Alkydi | AK |
| Akryyli | AY |
| Epoksi | EP |
| Etyylisilikaatti | ESI |
| Oksiraaniesteri | OX |
| Polysiloksaani | pSI |
| Polyuretaani | PUR |
| Sinkkiepoksi | EP Zn [R] |
| Silikoni | SI |

Taulukko 20. *Pintatyyppien tunnuksia [43, s. 6]*

| Pintatyyppi | Tunnus |
|--------------------|---------------|
| Teräs | Fe |
| Kuumasinkitys | Zn |
| Alumiini | Al |

Maalattavan rakenteen maalityyppi ja kalvonpaksuudet on aina valittava kohteeseen sopivaksi. Valittavaan maalityyppiin ja kerrospaksuuteen vaikuttavat rakennuksen sijainnista aiheutuvat ympäristörasitukset, haluttu käyttöikä ja haluttu ulkonäkö. Maalauksella pystytään parantamaan entisestään myös sinkittyjen, ruostumattomien ja säänkestävien rakenteiden korroosionkestävyyttä. Maalauksen laatu on riippuvainen huolellisesti tehdystä pinnan esikäsitteystä. Yleisimmin käytetyt maalausmenetelmät ovat ruisku-, upotus-, valelu-, valukone-, valssimaalaus sekä sively ja telaus. Valmiissa maalikalvossa on aina vähintään kaksi kerrosta; pohja- ja pintamaali. Usein myös käytetään väli-maalikerrosta, jolloin rakenteet maalataan vähintään kolme kertaa. Lievissä ilmastorasituksissa pärjätään yleensä 80 – 160 µm kalvonpaksuuksilla ja voimakkaissa rasituksissa kalvonpaksuus on usein 200 – 300 µm. Miikka Karjalainen on opinnäytetyössään laatinut taulukon suojamaaliyhdistelmien valinnan helpottamiseksi. Valintataulukko on laadittu standardien SFS-EN ISO 12944-5 ja SFS 5873 sekä maalivalmistajien taulukoiden perusteella. [39, s.188]

Taulukko 21. Suojamaaliyhdistelmät rasituksien mukaan [44, liite 2 s. 69]

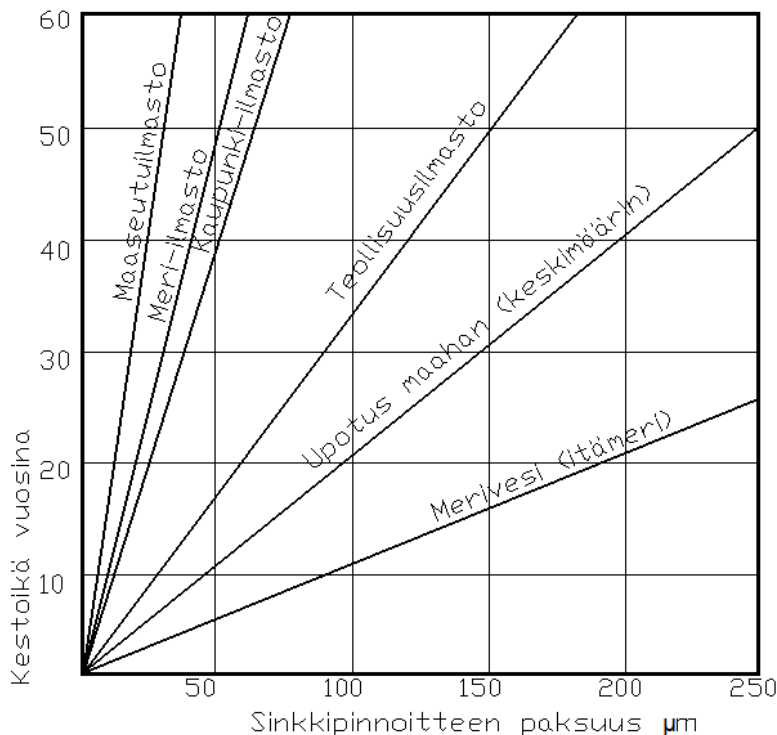
| Rasitusluokka | Maalausjärjestelmän tunnus | SFS-EN ISO 12944-1 | |
|--|---|--------------------|--|
| | | Kestävyyssluokka | Tyypillinen käyttökohde ulkona |
| C2 Lievä | SFS-EN ISO 12944-5/A2.01 (AK80/2-FeSa2½) | C2/L | Maaseutuilmasto, jossa epäpuhtauksien määrä on alhainen |
| | SFS-EN ISO 12944-5/A2.02 (AK120/2-FeSa2½) | C2/M (C3/L) | |
| | SFS-EN ISO 12944-5/A2.06 (EPPUR120/2-FeSa2½) | C2/M (C3/L) | |
| | SFS 5873/F20.02 (AY120/2-FeSa2½) | | |
| | SFS 5873/F20.03 (PUR100/1-FeSa2½) | | |
| C3 Kohtalainen | SFS-EN ISO 12944-5/A3.02 (AK160/3-FeSa2½) | C3/M | Kaupunki- ja teollisuusilmastot, joissa kohtalainen rikkidioksidikuormitus. Rannikkoalueet, joilla on alhainen suolapitoisuus. |
| | SFS-EN ISO 12944-5/A3.08 (EPPUR160/3-FeSa2½) | C3/M | |
| | SFS-EN ISO 12944-5/A3.06 (AY200/3-FeSa2½) | C3/H | |
| | SFS-EN ISO 12944-5/A3.09 (EPPUR200/3-FeSa2½) | C3/H | |
| | SFS-EN ISO 12944-5/A3.11 (EPZn(R)PUR160/2-FeSa2½) | C3/H | |
| C4 Ankara | SFS-EN ISO 12944-5/A4.08 (EPPUR240/3-FeSa2½) | C4/M | Teollisuus- ja rannikkoalueet, joilla suolapitoisuus on kohtalainen |
| | SFS-EN ISO 12944-5/A4.14 (EPZn(R)PUR200/3-FeSa2½) | C4/M | |
| | SFS-EN ISO 12944-5/A4.15 (EPZn(R)PUR240/4-FeSa2½) | C4/H (C5/M) | |
| C5-I Hyvin ankara (teollisuus) | SFS-EN ISO 12944-5/A5I.02 (EPPUR320/4-FeSa2½) | C5/H | Teollisuusalueet, joilla kosteus on korkea ja ilmasto syövyttävä |
| | SFS-EN ISO 12944-5/A5I.05 (EPZn(R)PUR320/5-FeSa2½) | C5/H | |
| C5-M Hyvin ankara (meri) | SFS-EN ISO 12944-5/A5M.05 (EPZn(R)EPPUR240/4-FeSa2½) | C5/M | Rannikkoalueet, joilla kosteus on korkea ja ilmasto syövyttävä |
| | SFS-EN ISO 12944-5/A5M.06 (EPZn(R)EPPUR320/5-FeSa2½) | C5/H | |
| Kuiva lämpörasitus 150..400°C | SFS 5873/F20.05 (ESIZn(R)70/1-FeSa2½) | | Huomioitava kun T>70°C |
| | | | |
| Mekaaninen rasitus | SFS 5873/F20.05 (ESIZn(R)70/1-FeSa2½) | C2/H, C3/M, C4/L | Lastiluukut, ajorampit liuotteet, öljyt |
| | SFS 5873/F20.06 (ESIZn(R)SI90/1-FeSa2½) | CM5-C5I | |
| Im1..Im3 Makea- ja merivesi maanalaiset rakenteet | SFS-EN ISO 12944-5/A6.04 (EP500/2-FeSa2½) | Im1-3/H | |
| | Im 1 = makeavesiupotus | | |
| | Im2 = meri- ja murtovesiupotus Im3 = maanalaiset rakenteet | | |
| Polttonesteet ja öljytuotteet | SFS 5873/F22.04 (EP300/3-FeSa2½) | | |
| | SFS 5873/F22.04 (EP500/2-FeSa2½) | | |
| Liuotteet | SFS 5873/F20.05 (ESIZn(R)70/1-FeSa2½) | | |

Teräspintojen korroosionkestävyyttä voidaan entisestään parantaa käyttämällä sinkityksen päällä vielä maalaus käsittelyä, tämä menetelmä tunnetaan myös nimellä Duplex-käsittely. Menetelmä on usein käytössä sinkkipintaa voimakkaasti syövyttävässä ympäristössä. Kuumasinkittyjen pintojen maalaamiseen on usein käytetty kaksikomponenttisiä epoksi- ja polyuretaanimaaleja, joista on erinomaisia käytännön kokemuksia. Kevyissä ilmastorasitusluokissa on käytetty hyvällä menestyksellä myös yksikomponenttisiä vesi- tai liuoteohenteisia akryylimaaaleja. Duplex-käsittelyllä päästään jopa 1,5 – 2,3 kertaiseen kestoikään verrattuna kuumasinkityksen ja maaliyhdistelmän yhteenlaskettuun kestoikään. [52]

4.7.3 Sinkitys

Sinkki syöpyy teräksen tavoin, mutta koska sen syöpymisnopeus on vain murto-osa teräksen vastaavasta, sinkitys soveltuu erinomaisesti teräksen korroosionestoksi. Sinkityksessä teräksen pinta päällystetään sinkillä, jonka toteuttamiseen on monta eri menetelmää, kuumasinkitys, ruiskusinkitys, kylmäsinkitys ja sinkkipölymaalaus. [39, s.188]

Yleisimmin käytetty sinkitystapa on kuumasinkitys, jossa teräsosa kastetaan sulaan sinkkiin. Kuumasinkittyjen rakenteiden suunnittelemisessa tulee kiinnittää erityishuomiota rakenteeseen tehtävien aukkojen tekemiseen, sinkityksen onnistumiseksi. Kuumasinkityt kappaleet tulee peittää sinkkiin kokonaisuudessaan, joten esimerkiksi putkiprofiileihin on tehtävä aukot sinkin profiilin sisälle ja sieltä pois pääsemiseksi. Sinkittävät kappaleet tulisi varustaa myös ripustuspaikoilla tai -rei'illä [53]. Kuumasinkittävän rakenteen sinkkikerroksen paksuus riippuu rakenteen paksuudesta, upotusajasta ja teräksen piipitoisuudesta. Kuumasinkityksen mahdollista käyttöä rajoittaa sinkkiastian koko, jonne ei mahdu liian suuret rakenteet. Sinkityksen kestoikä vuosina eri ilmasto-olosuhteissa on esitetty kuvassa 8. [37, s. 35]



Kuva 8. Kuumasinkityksen kestoikä eri ilmasto-olosuhteissa [53]

Sähkösinkitys eli galvanointi perustuu sinkin erottamiseen sähkön avulla. Sähkösinkityksen sinkkikerrospaksuus on 8 – 12 µm, tätä paksummat kerrokset ovat taloudellisempaa tehdä kuumasinkityksellä. Sähkösinkityksellä saadaan tasaisempi pinta kuin esimerkiksi kuumasinkityksellä, mutta sillä ei pystytä esimerkiksi sinkittämään putken

sisäpintoja. Sähkösinkittyjen rakenteiden käyttö on käytännössä mahdollista ainoastaan kuivissa sisätiloissa. [37, s. 35]

Ruiskusinkityksessä puhalletaan sulaa sinkkiä rakenteen päälle paineilmalla. Ruiskusinkitys soveltuu parhaiten suurille rakenteille, joiden kastaminen kuumasinkitysaltaaseen ei onnistu. Ruiskusinkitystä voidaan käyttää kuumasinkittyjen korjaamiseen, kohdissa joissa sinkitys on vaurioitunut.

Sinkkipölymaaleja käytetään pohjamaalina muiden maalien alla, konepajalla valmistettävien tuotteiden pohjakäsittelynä tai yksin.

4.8 Suunnitelmien ja laskelmien tarkastus

Rakennesuunnittelussa eräs tärkeimpiä huomioonotettavia asioita on laskelmien huolellinen tarkastus. Ympäristöministeriön asetuksessa kantavista rakenteista todetaan: ”*Rakennesuunnittelijan on huolehdittava rakennesuunnitelmien laadunvarmistuksesta siten, että rakennesuunnitelmat tarkastetaan ennen niiden toimittamista rakennusvalvontaviranomaiselle*”. Laskelmien tarkastus tulee ensin suorittaa itsenäisesti, arvioimalla saamiensa tulosten oikeellisuutta käsin laskemalla. Laskelmien tarkastus ei tarkoita, että kaikki laskentakaavat tulisi uudelleen laskea käsin, vaan että suunnittelija itse on perillä tuloksista ja osaa arvioida niiden suuruusluokan oikeellisuutta.

Suunnittelijat tulevat usein myös niin sanotusti sokeaksi omalle työlleen ja näin ollen itse tehtyjä virheitä on vaikea havaita. Tämän vuoksi suunnitelmat ja laskelmat on syytä aina tarkastuttaa toisella suunnittelijalla. Yrityksmaailmassa ongelmana on, että suunnitelmien tarkastukseen on vaikeaa löytää resursseja. Suunnitelmien ja laskelmien huolellinen tarkastaminen vie reilusti aikaa ja näin ollen aiheuttaa suunnitteluprojekteille kustannuksia. Tämän vuoksi on tärkeää, että suunnittelu on tehty jo alun perin selkeästi, jotta myös tarkastajan työ olisi sujuvaa. On aina projektin etu mikäli myös tarkastus on pystytty toteuttamaan tarkasti ja asianmukaisesti.

Vaativissa kohteissa käytössä oleva kolmannen osapuolen tarkastus on hyvä toimintatapa, joskin Suomessa sitä pyritään usein kustannusten vuoksi välttämään. Kolmannen osapuolen tarkastus on myös usein kilpailevan yrityksen tekemä, jolloin saattaa tulla eturistiriitaisia tilanteita. Näiden seikkojen vuoksi suunnitelmien ja laskelmien tarkastus tehdään yleensä yrityksen sisäisesti. Sisäisen tarkastuksen ongelmana on, että yrityksen sisällä suunnittelijat ovat tottuneet käyttämään yhteneviä ratkaisumalleja, joten myös tarkastajan saattaa olla erittäin vaikeaa huomata suunnittelussa tehtyjä virheitä.

5. LIITOKSET

Liitosten suunnitteluun ohjeet on annettu eurokoodissa EN 1993-1-8. Liitos on alue, jossa vähintään kaksi sauvaa kohtaa toisensa ja kiinnityksellä tarkoitetaan liitoksessa olevien komponenttien, esimerkiksi levyjen kiinnittymistä, jolloin liitoksesta muodostuu voimia ja momentteja siirtävä kokonaisuus [45, s.17].

Liitosten suunnittelulla on merkittävä osuus teräsrakentamisessa, sillä liitoksen tyyppi ja muotoilu vaikuttavat voimasuureiden jakautumiseen, rakenteen toimintatapaan ja niiden mukaan määräytyy suurin osa teräsrakennekohteiden kokonaiskustannuksista [4, s.20]. Tyypillisessä monikerroksisessa teräsrunkoisessa rakennuksessa liitosten paino on alle 5% rungon painosta, mutta muodostaa yli 30% sen kokonaishinnasta [46, s.5]. Tehokkaasti toimivat liitokset ovat tämän vuoksi edullisimmat suunnitella, rakentaa ja valmistaa, vaikkakaan ne eivät olisi kevyimmät [46, s.5].

Teräsrakenteissa liittämistä voidaan tehdä hitsaamalla, juottamalla, liimaamalla tai mekaanisilla liitoksilla joko naula-, ruuvi- tai niittikiinnikkein. Ilman kiinnikkeitä liitoksia voidaan toteuttaa taittamalla, kielekkeellä tai listalla. Talonrakentamisessa käytetään pääosin vain hitsattuja liitoksia ja ruuviliitoksia, jonka vuoksi tässäkin kappaleessa keskitytään niihin [30, s. 83].

Teräsrakennesuunnittelussa sauvat ovat usein geometrialtaan suhteellisen yksinkertaisia kappaleita. Liitokset ovat geometrialtaan monimutkaisempia, joten niiden laskenta on myös hieman vaativampaa. Liitosten kestävyys tarkastamiseksi on kehitetty useita tietokoneohjelmia, mutta suunnittelijalla on oltava myös valmius tarkastaa ohjelmien antamat tulokset käsin laskemalla.

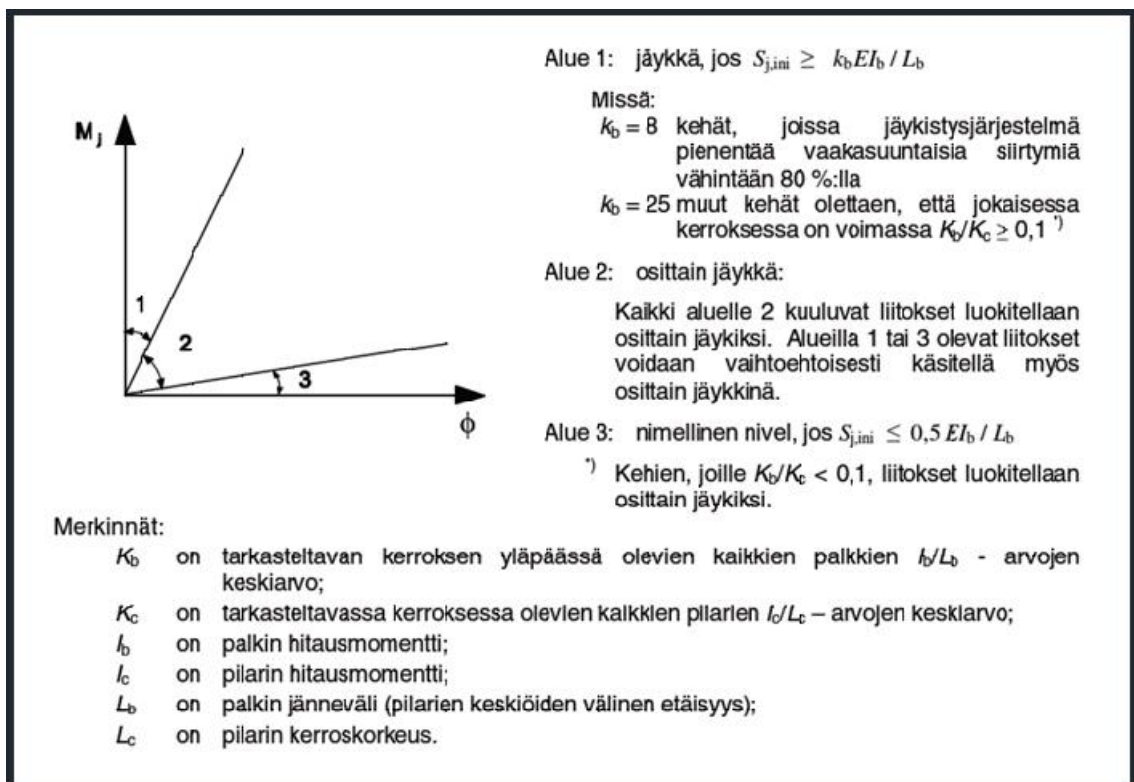
Lähtökohtana liitoksissa on geometriamalli, joka koostuu eri komponenteista. Liitoksen laskenta pääosin koostuu eri komponenttien kestävyys tarkastamisesta. Komponentteja ovat esimerkiksi, liitoslevy, ruuvit tai hitsit. Rakennesuunnittelijan tehtävänä on valita kahden sauvan välille tulevan liitoksen tyyppi. Liitostyyppejä on useita ja tässä luvussa käydään yleisimmät eri rakenneosien välillä käytetyt tyypit läpi. Teräsrungon valmistuskustannukset koostuvat lähes kokonaan liitosten valmistuskustannuksista. Liitosten muotoilu vaikuttaa myös erittäin paljon rakennuksen pintakäsittelyn onnistumiseen ja asennustyön helppouteen. Liitosten suunnittelussa kustannukset riippuvat oleellisesti käytettävien työkalujen laajuudesta. Mikäli liitokseen löytyy laskentapohja tai -ohjelma valmiiksi, sillä ei ole suurta vaikutusta suunnittelukustannuksiin, mutta mikäli

ohjelmaa ei löydy, saattaa liitoksen suunnittelusta aiheutua huomattavia kustannuksia. [30, s.83]

Liitosta suunniteltaessa on hyvä pitää mielessä myös maalaisjärki liitoksen asennettavuuden kannalta. Esimerkiksi, onko liitoksen pulttien kiristämässä tarpeeksi paljon tilaa myös työvälineiden käyttöön. Pääsääntönä liitoksissa on, että hitsiliitokset toteutetaan konepajalla ja ruuviliitokset työmaalla [30, s.83].

Liitosten luokittelu

Teräsrakenteissa liitokset voidaan luokitella kahdella eri tavalla, jäykkyyden tai lujuuden perusteella. Jäykkyyden perusteella liitokset luokitellaan nimellisesti nivelellisiksi, jäykiksi tai osittain jäykiksi. Nimellisesti nivelellisten liitosten tulee siirtää voimat ilman, että syntyy merkittäviä momenteja ja niiden tulee pystyä kiertymään mitoituskuormia vastaavan arvon verran [1, s.58]. Jäykillä liitoksilla oletetaan olevan rakenteen jatkuvuuteen perustuvan analyysin takaava kiertymisjäykkyys. Osittain jäykiksi luokitellaan liitokset, jotka eivät täytä nimellisesti nivelelliselle tai jäykälle liitokselle asetettuja ehtoja. Osittain jäykkien liitosten tulee pystyä siirtämään liitoksen sisäiset voimat ja momentit [1, s.58]. Liitosten luokittelu jäykkyyden perusteella on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9. Liitosluokitus jäykkyyden perusteella [1, s.60]

Kuvassa 9 esitetty kiertymisjäykkyys $S_{j,ini}$ määritetään kaavalla 5.1.

$$S_{j,ini} = \frac{e}{e - e_k} * \frac{E_s z^2}{\mu(\sum_i \frac{1}{k_i})}, \quad (5.1)$$

jossa

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$$

μ on jäykkyysuhde

e_k on momenttivarresta ja jäykkyystekijöistä riippuva tekijä, joka voidaan määrittää taulukon 22 mukaisesti.

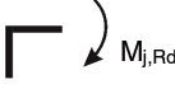
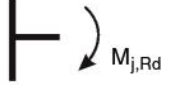
k_i ovat jäykkyystekijöitä, jotka on valittava kuormitusten mukaisesti. Jäykkyystekijöiden valinta on esitetty standardissa SFS-EN 1993-1-8 taulukossa 6.11 sivulta 103 alkaen.

Taulukko 22. Pilarin pohjaosien kiertymisjäykkyys [1, s.108]

| Kuormitus | Momenttivarssi z | Kiertymisjäykkyys $S_{j,ini}$ | |
|--|-------------------------|---|--|
| Vasen puoli vedetty Oikea puoli puristettu | $z = z_{T,l} + z_{C,r}$ | $N_{Ed} > 0$ ja $e > z_{T,l}$ | $N_{Ed} \leq 0$ ja $e \leq -z_{C,r}$ |
| | | $\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,l} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{T,l}k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{C,r}}$ | |
| Vasen puoli vedetty Oikea puoli vedetty | $z = z_{T,l} + z_{T,r}$ | $N_{Ed} > 0$ ja $0 < e < z_{T,l}$ | $N_{Ed} > 0$ ja $-z_{T,r} < e \leq 0$ |
| | | $\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,l} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r} - z_{T,l}k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{T,r}}$ | |
| Vasen puoli puristettu Oikea puoli vedetty | $z = z_{C,l} + z_{T,r}$ | $N_{Ed} > 0$ ja $e \leq -z_{T,r}$ | $N_{Ed} \leq 0$ ja $e > z_{C,l}$ |
| | | $\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,l} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r} - z_{C,l}k_{C,l}}{k_{C,l} + k_{T,r}}$ | |
| Vasen puoli puristettu Oikea puoli puristettu | $z = z_{C,l} + z_{C,r}$ | $N_{Ed} \leq 0$ ja $0 < e < z_{C,l}$ | $N_{Ed} \leq 0$ ja $-z_{C,r} < e \leq 0$ |
| | | $\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,l} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{C,l}k_{C,l}}{k_{C,l} + k_{C,r}}$ | |
| $M_{Ed} > 0$ myötäpäivään, $N_{Ed} > 0$ vedettynä, μ ks. 6.3.1(6). | | | |
| $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$ | | | |

Lujuuden perusteella liitokset luokitellaan nimellisesti nivelelliseksi, osittain lujaksi tai täysin lujaksi. Lujuuden mukaan liitosluokittelu tehdään vertaamalla liitoksen taivutuskestävyyden mitoitusarvoa $M_{j,Rd}$ liitokseen liittyvien sauvojen taivutuskestävyyden mitoitusarvoihin. Nimellisesti nivelellisten liitosten tulee siirtää voimat ilman, että syntyy merkittäviä momenteja ja niiden tulee pystyä kiertymään mitoituskuormia vastaavan arvon verran [1, s.58]. Liitos on luokiteltavissa nimellisesti nivelelliseksi, mikäli taivu-

tuskestävyyden mitoitusarvo $M_{j,Rd}$ on enintään 0,25 kertaa täysin lujan liitoksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo ja sillä on riittävä kiertymiskyky [1, s.58]. Liitos on täysin luja, mikäli liitoksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo on vähintään liitokseen liittyvän sauvan taivutuskestävyyden suuruinen. Liitos voidaan luokitella täysin lujaksi, mikäli se täyttää kuvassa 10 esitetyt vaatimukset. [1, s.60]

| | | | |
|--|---|------|-------------------------------|
| a) Pilarin yläpää |  | Joko | $M_{j,Rd} \geq M_{b,pt,Rd}$ |
| | | Tai | $M_{j,Rd} \geq M_{c,pt,Rd}$ |
| b) Liitos sijaitsee pilarin päiden välillä |  | Joko | $M_{j,Rd} \geq M_{b,pt,Rd}$ |
| | | Tai | $M_{j,Rd} \geq 2 M_{c,pt,Rd}$ |

Avainsuureet:
 $M_{b,pt,Rd}$ on plastisuusteorian mukainen palkin taivutuskestävyyden mitoitusarvo;
 $M_{c,pt,Rd}$ on plastisuusteorian mukainen pilarin taivutuskestävyyden mitoitusarvo;

Kuva 10. Täysin lujat liitokset [1, s.61]

Mikäli liitosta ei voida luokitella täysin lujaksi tai nimellisesti nivelelliseksi, se on osittain luja.

Liitosten suunnittelun lähtökohdat

Standardin SFS-EN 1993-1-8 kohdassa 2.5 esitetään yleisten oletusten mukaiset liitosmitoituksen vaatimukset seuraavasti:

Liitokset suunnitellaan sisäisten voimien ja momenttien realistista jakautumista koskevien oletusten perusteella. Sisäisten voimien jakautumisen määrittämiseksi käytetään seuraavia oletuksia:

- *analyysissa oletetut sisäiset voimat ja momentit ovat tasapainossa liitoksiin vaikuttavien mitoitusvoimien ja –momenttien kanssa;*
- *liitoksen jokaisen osan kestävyys on vähintään yhtä suuri kuin siihen kohdistuvat voimat ja momentit;*
- *voimien ja momenttien jakaantumiseen liittyvät muodonmuutokset eivät ylitä kiinnittimien tai hitsien ja liitettävien osien muodonmuutoskykyä;*
- *sisäisten voimien oletetun jakautuman valitaan realistiseksi suhteessa liitoksen suhteelliseen jäykkyyteen;*
- *kimmo-plastiseen materiaalmalliin perustuvan teorian mukaisessa rakennemallissa oletetut muodonmuutokset perustuvat jäykän kappaleen kiertymiseen ja/tai tasomuodonmuutoksiin, jotka ovat fyysikaalisesti mahdollisia ja;*
- *käytettävä rakennemalli vastaa koetuloksia (ks. EN 1990);*

Kaikkien liitosten kestävyysmitoitussarvon tulee olla sellainen, että rakenne täyttää kaikki standardin SFS-EN 1993-1-8 sekä SFS-EN 1993-1-1 mukaiset perusvaatimukset [1, s.19]. Liitosten suunnittelussa käytetyt osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 23.

Taulukko 23. Liitosten osavarmuusluvut [1, s.19]

| | |
|--|---|
| Rakenneseosien ja poikkileikkausten kestävyys | γ_{M0} , γ_{M1} and γ_{M2} ks. EN 1993-1-1 |
| Ruuvien kestävyys | γ_{M2} |
| Niittien kestävyys | |
| Niveltappien kestävyys | |
| Hitsien kestävyys | |
| Reunapuristuskestävyys | |
| Liukumiskestävyys - murtorajatilassa (kiinnitysluokka C) - käyttörajatilassa (kiinnitysluokka B) | γ_{M3} $\gamma_{M3,ser}$ |
| Injektioruuvien reunapuristuskestävyys | γ_{M4} |
| Rakenneputkien liitosten kestävyys ristikoissa | γ_{M5} |
| Niveltappien kestävyys käyttörajatilassa | $\gamma_{M6,ser}$ |
| Ruuvien esijännitys | γ_{M7} |
| Betonin kestävyys | γ_c ks. EN 1992 |

Huom. Osavarmuuslukujen γ_M arvot voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suositeltavat arvot ovat: $\gamma_{M2} = 1,25$; $\gamma_{M3} = 1,25$; $\gamma_{M3,ser} = 1,1$; $\gamma_{M4} = 1,0$; $\gamma_{M5} = 1,0$; $\gamma_{M6,ser} = 1,0$; $\gamma_{M7} = 1,1$

VäsytySKUORMITETUT liitokset suunnitellaan standardin SFS-EN 1993-1-9 mukaisesti [1, s.19].

5.1 Ruuviliitokset

Liitosten suunnitteluun ohjeistavassa standardissa käytettävien ruuvien lujuusluokkien myötörajat f_{yb} ja vetomurtolujuudet f_{ub} arvot on esitetty taulukossa 24.

Taulukko 24. Ruuvien myötörajat ja vetomurtolujuudet eri lujuusluokille [1, s.21]

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

Taulukossa 24 on listattuna kaikki lujuusluokat, joiden käyttö on standardin 1993-1-8 mukaan sallittua. Kansallisessa liitteessä suositellaan kuitenkin käyttämään ainoastaan luokan 8.8 ja 10.9 ruuveja.

Standardin SFS-EN 1090-2 + A1 mukaan pienin sallittu rakenteellisen ruuvin nimelishalkaisija on 12 mm ja tätä pienempien rakenteellisten ruuvien käytön vaatimukset tulee esitellä erikseen. Kuitenkin standardin 1993-1-3 taulukon 8.4 mukaan pienin käytettävä ruuvikoko on M6, kun ainepaksuus on välillä 0,75..3,0 mm.

Leikkausvoiman rasittamat ruuvikiinnitykset suunnitellaan SFS-EN 1993-1-8 standardin mukaisesti kolmessa eri luokassa A, B tai C. A on reunapuristustyyppinen kiinnitys, jossa käytetään esijännittämättömiä ruuveja lujuusluokista 4.6...10.9. B on käyttörajatilassa liukumisen kestävä kiinnitys, jossa käytetään esijännitettyjä ruuveja lujuusluokista 8.8 tai 10.9. C luokka on murtorajatilassa liukumisen kestävä kiinnitys, jossa käytetään esijännitettyjä ruuvikokoonpanoja lujuusluokista 8.8 tai 10.9.

Vetovoiman rasittamissa ruuvikiinnityksissä on kaksi luokkaa D ja E. D luokassa käytetään esijännittämättömiä ruuveja luokista 4.6...10.9. Tätä luokkaa voidaan käyttää, kun kiinnitykseen kohdistuu esimerkiksi tavallinen tuulikuorma, mutta ei silloin kun siihen kohdistuu voimakkaasti vaihtelevia vetovoimia. Kiinnitysluokassa E käytetään kontrolloidusti esijännitettyjä ruuveja lujuusluokista 8.8 ja 10.9.

Ruuvikiinnitysten kiinnitysluokat ja niiden mitoitus ehdot on esitetty taulukossa 25.

Taulukko 25. Ruuvikiinnitysluokat [1, s.23]

| Luokka | Ehto | Huomautuksia |
|--|--|---|
| Leikkausvoiman rasittamat kiinnitykset | | |
| A Reunapuristustyyppinen kiinnitys | $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ | Esijännitystä ei vaadita. Kaikki lujuusluokat 4.6...10.9. |
| B Käyttörajatilassa liukumisen kestävä kiinnitys | $F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ | Esijännitetty lujuusluokkien 8.8 tai 10.9 ruuvit. Liukumiskestävyys käyttörajatilassa, ks. 3.9. |
| C Murtorajatilassa liukumisen kestävä kiinnitys | $F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$ | Esijännitetty lujuusluokkien 8.8 tai 10.9 ruuvit. Liukumiskestävyys murtorajatilassa, ks. 3.9. $N_{net,Rd}$ ks. 3.4.1(1)c). |
| Vetovoiman rasittamat kiinnitykset | | |
| D Esijännittämätön ruuvi | $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$ | Esijännitystä ei vaadita. Kaikki lujuusluokat 4.6...10.9. $B_{p,Rd}$ ks. taulukko 3.4. |
| E Esijännitetty ruuvi | $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$ | Esijännitetty lujuusluokkien 8.8 tai 10.9 ruuvit. $B_{p,Rd}$, ks. taulukko 3.4. |
| Vetovoiman mitoitusarvoon $F_{t,Ed}$ lasketaan mukaan vipuvaikutus, ks. 3.11. Ruuvit, joihin kohdistuu sekä leikkaus- että vetovoima tarkistetaan lisäksi taulukon 3.4 mukaiselle yhteisvaikutukselle. | | |

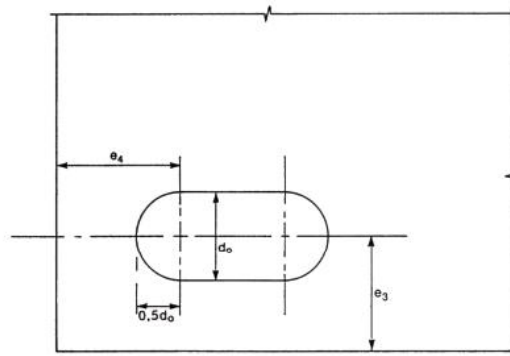
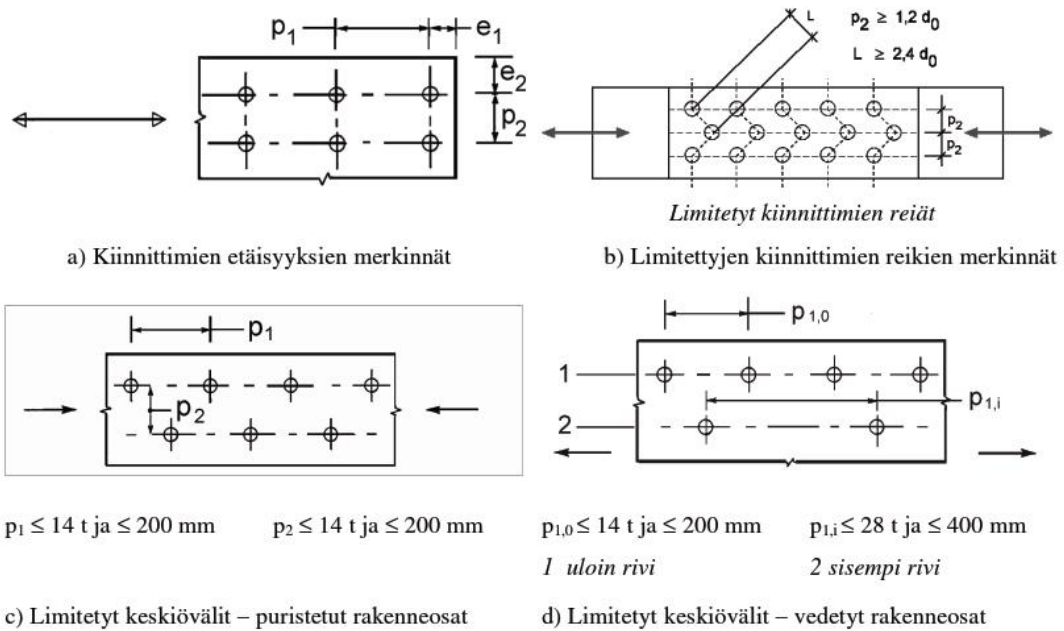
Ruuvien sijoittelu on määrätty standardissa SFS-EN 1993-1-8, luvussa 3. Keskiöväljen ja reunaetäisyyksien rajoittamisella pyritään ehkäisemään korroosiota ja varmistamaan,

ettei leikkausrasitus ruuvien välissä tule määrääväksi. Puristetuissa rakenteissa näiden avulla pyritään välttämään myös levyn paikallista lommahdusta ja globaalia nurjahdusta. Sijoittelussa tulee ottaa huomioon myös ruuvien asennettavuuden vaatima tila. Ruuvien ja niittien suurimmat sallitut keskiövälit ja reunaetäisyydet on esitetty taulukossa 26. [30, s.97]

Taulukko 26. Staattisesti kuormitettujen liitosten minimi ja maksimi, keskiövälit ja reunaetäisyydet [1, s.24]

| Pääty- ja reunaetäisyydet sekä keskiöväli, ks. kuva 3.1 | Minimiarvo | Maksimiarvo ^{1) 2) 3)} | | |
|--|------------------------|---|--|---|
| | | EN 10025 mukaisista teräksistä (paitsi EN 10025-5:n mukaiset teräkset) tehdyt rakenteet | | EN 10025-5 mukaisista teräksistä tehdyt rakenteet |
| | | Säälle tai muille korroosiorasituksille altis rakenne | Rakenne, joka ei ole altis säälle tai muille korroosiorasituksille | Suojaamaton rakenne |
| Päätyetäisyys e_1 | $1,2d_0$ | $4t + 40$ mm | | Suurempi arvoista $8t$ ja 125 mm |
| Reunaetäisyys e_2 | $1,2d_0$ | $4t + 40$ mm | | Suurempi arvoista $8t$ or 125 mm |
| Etäisyys e_3 Pidennetyissä rei'issä | $1,5d_0$ ⁴⁾ | | | |
| Etäisyys e_4 Pidennetyissä rei'issä | $1,5d_0$ ⁴⁾ | | | |
| Keskiöväli p_1 | $2,2d_0$ | Pienempi arvoista $14t$ ja 200 mm | Pienempi arvoista $14t$ ja 200 mm | Pienempi arvoista $14t_{\min}$ ja 175 mm |
| Keskiöväli $p_{1,0}$ | | Pienempi arvoista $14t$ ja 200 mm | | |
| Keskiöväli $p_{1,1}$ | | Pienempi arvoista $28t$ ja 400 mm | | |
| Keskiöväli p_2 ⁵⁾ | $2,4d_0$ | Pienempi arvoista $14t$ ja 200 mm | Pienempi arvoista $14t$ ja 200 mm | Pienempi arvoista $14t_{\min}$ ja 175 mm |
| <p>1) Keskiöväleillä, pääty- ja reunaetäisyyksillä ei ole ylärajaa paitsi seuraavissa tapauksissa:</p> <ul style="list-style-type: none"> - puristetuissa rakenneosissa paikallisen lommahduksen ja korroosion välttämiseksi korroosiorasituksen alaisena ja; - korroosiorasitukselle alttiit vedetyt rakenneosat korroosion välttämiseksi. <p>2) Kiinnittimien välisen puristetun levyn paikallinen lommahdus lasketaan standardin EN 1993-1-1 mukaan olettamalla levy pilariksi ja käyttämällä nurjahduspituutena arvoa $0,6p_1$. Kiinnittimien välisen puristetun levyn paikallista lommahdusta ei tarvitse tarkistaa, jos p_1/t on pienempi kuin 9. Reunaetäisyys saa olla enintään ulokkeelliselle puristetulle taso-osalle esitetyn arvon suuruinen paikallisen lommahduksen estämiseksi, ks. standardi EN 1993-1-1. Tämä vaatimus ei koske päätyetäisyyttä.</p> <p>3) t on uloimman liitettävän osan pienempi paksuus.</p> <p>4) Pidennettyjen reikien raja-arvot esitetään kohdan 1.2.7 mukaisessa viitestandardiryhmässä 7.</p> <p>5) Limitetyille kiinnitinriveille voidaan käyttää minimiarvoa $p_2 = 1,2d_0$, jos kahden limityksessä olevan kiinnittimen välinen minimietäisyys $L \geq 2,4d_0$, ks. kuva 3.1b).</p> | | | | |

Taulukossa 26 esiintyvien etäisyyksien merkintöjä on havainnollistettu kuvassa 11.



Kuva 11. Kiinnittimien pääty- ja reunaetäisyyksien sekä keskiövälin merkinnät [1, s.24]

Ruuviliitosten reikiä mittatoleranssit on ohjeistettu teräsrakenteiden tuotantoon liittyvässä standardissa SFS-EN 1090-2. Reikiä koko määräytyy ruuviä nimellismittaan perusteella. Reikiä toleranssit on esitetty taulukossa 27.

Taulukko 27. Nimellisvälykset ruuveille ja niveltapeille [mm] [41, s.36]

| Ruuvien tai niveltapin nimellishalkaisija (mm) | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 ja yli |
|---|-------------------|----|----|----|----|----|----|-----------|
| Normaalit pyöreät reiät ^a | 1 ^{b, c} | | 2 | | | | 3 | |
| Ylisuuret pyöreät reiät | 3 | | 4 | | | 6 | | 8 |
| Lyhyet pidennetyt reiät (pituudelle) ^d | 4 | | 6 | | | 8 | | 10 |
| Pitkät pidennetyt reiät (pituudelle) ^d | 1,5 <i>d</i> | | | | | | | |
| ^a Torneille, mastoille ja vastaaville sovellutuksille normaalien pyöreiden reikien nimellisvälystä pienennetään 0,5 mm, ellei erikseen toisin esitetä. ^b Pinnoitetuille kiinnittimille 1 mm:n nimellisvälystä voidaan suurentaa kiinnittimen pinnoitteen paksuuden verran. ^c Ruuveille, joiden nimellishalkaisija on 12 tai 14 mm ja uppokantaruuveille voidaan käyttää myös 2 mm:n välystä standardissa EN 1993-1-8 esitettyjä ehtoja noudattaen. ^d Pidennetyissä rei'issä ruuvien nimellisvälyksen tulee leveyssuunnassa olla sama kuin normaaleilla pyöreillä rei'illä. | | | | | | | | |

Ruuviliitosten laskentakaavat erityyppisille murtumismuodoille on esitetty taulukossa 28. Eri murtumismuodoista on kerrottu tarkemmin myöhemmin tässä luvussa.

Taulukko 28. Kestävyyksien mitoitusarvot yksittäisille kiinnittimille, joihin kohdistuu leikkaus ja/tai veto [1, s.28]

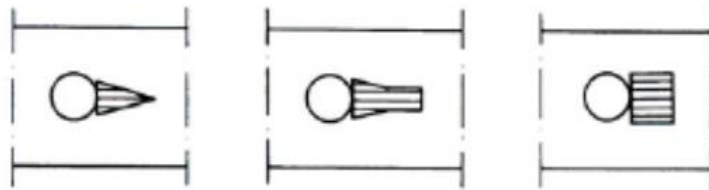
| Murtumismuoto | Ruuvit | Niitit |
|---|--|---|
| Leikkauskestävyys leikettä kohti | $F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> - kun ruuvien kierteet ovat leikkaustasossa (A on ruuvien jännityspoikkipinta-ala A_s): - lujuusluokat 4.6, 5.6 ja 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - lujuusluokat 4.8, 5.8, 6.8 ja 10.9: $\alpha_v = 0,5$ - kun ruuvien kierteetön osa on leikkaustasossa (A on ruuvien bruttopoikkileikkauksen pinta-ala): - $\alpha_v = 0,6$ | $F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$ |
| Reunapuristuskestävyys ^{1), 2), 3)} | $F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <p>missä α_b on pienin arvoista α_d; $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ja 1,0;</p> <p>siirrettävän voiman suunnassa:</p> <ul style="list-style-type: none"> - levyn pään ruuveille: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$; - muille kuin pään ruuveille: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ <p>kohtisuorassa suunnassa siirrettävään voimaan nähden:</p> <ul style="list-style-type: none"> - reunarivin ruuveille : k_1 on pienin arvoista $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ ja 2,5 - muille kuin pään ruuveille: k_1 on pienin arvoista $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ ja 2,5 | |
| Vetokestävyys ²⁾ | $F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>Missä $k_2 = 0,63$ uppokantaisille ruuveille, Muissa tapauksissa $k_2 = 0,9$.</p> | $F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$ |
| Ruuvien ja mutterin lävistymiskestävyys | $B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$ | Tarkistus tarpeeton |
| Yhdistetty leikkaus- ja vetovoima | $\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$ | |
| <p>¹⁾ Ruuvien reunapuristuskestävyys $F_{b,Rd}$</p> <ul style="list-style-type: none"> - ylisuurissa rei'issä $F_{b,Rd}$ on 0,8 kertaa reunapuristuskestävyys, joka vasta reunapuristuskestävyyttä, kun käytetään tavallista välystä. - Pidentetyissä rei'issä, kun pidennetyin reiän pituussuuntainen akseli on kohtisuorassa vaikuttavan voiman suhteen, $F_{b,Rd}$ on 0,6 kertaa vastaava kestävyys, kun ruuvit ovat tavallisissa pyöreissä rei'issä. <p>²⁾ Uppokantaiset ruuvit:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Reunapuristuskestävyyttä $F_{b,Rd}$ laskettaessa kyseeseen tulevan liitettävän levyn paksuutta t pienennetään arvolla, joka on puolet upotuksen syvyydestä. - Vetokestävyyttä $F_{t,Rd}$ laskettaessa upotuksen syvyys ja kulma valitaan kohdan 1.2.4 mukaisen viitestandardiryhmän 4 kyseeseen tulevan standardin mukaisesti. Muussa tapauksessa vetokestävyyttä $F_{t,Rd}$ muunnetaan vastaavasti. <p>³⁾ Kun ruuviin kohdistuva voima ei ole päätyetäisyyden suuntainen, reunapuristuskestävyys voidaan laskea tarkistamalla reunapuristuskestävyys päätyetäisyyden suuntaiselle ja sitä vastaan kohtisuoralle komponentille erikseen.</p> | | |

Leikkauskestävyys

Ruuviliitoksen leikkauksella tarkoitetaan tapauksia, jossa rasitus kohdistuu ruuvin vartta vastaan kohtisuorassa suunnassa. Leikkausrasitetuissa liitoksissa voimat siirtyvät ruuvin varressa vaikuttavan leikkausjännityksen ja liitettävien osien ja ruuvin välillä vallitsevan reunapuristuksen välityksellä. Leikkausvoiman rasittamat ruuviliitokset siis suunnitellaan taulukon 25 mukaisesti luokassa A, B tai C. Taulukossa 28 on annettu leikkauskestävyyden mitoituksen kaavat

Reunapuristuskestävyys

Reunapuristuskestävyydellä tarkoitetaan liitoksen kestävyyttä reunapuristusta ja reunarepeytymistä vastaan.



Kuva 12. Reunapuristusjännityksen jakautuminen perusaineessa [4, s.92]

Reunapuristuskestävyyttä laskettaessa oletetaan yleensä, että jännitys on jakautunut tasaisesti ruuvin ja perusaineen välillä. Tämä oletus edellyttäisi ruuvin äärettömän jäykäksi ja ruuvin välyksen nolaksi. Ruuviliitoksissa on aina välystä ja tästä syystä aiheutuu pienillä rasituksilla ruuvin ja perusaineen kosketuskohtaan jännityshuippu. Rasituksen kasvaessa jännitykset tasaantuvat myötörajan suuruisena, riittävän leveälle. Näiden jännitysten jakaantumisesta on esitetty kuvassa 12. Taulukon 28 lisähuomioissa mainitaan, että ruuvien reunapuristuskestävyyden arvoa tulee kertoa kertoimella 0,8 käytettäessä ylisuuria reikiä ja kertoimella 0,6 käytettäessä pidennettyjä reikiä.

Yksileikkeiseen liitokseen syntyvän epäkeskeisyyden aiheuttaman taivutuksen vuoksi, yksileikkeisen liitoksen reunapuristuskestävyys lasketaan kaavalla 5.2.

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (5.2)$$

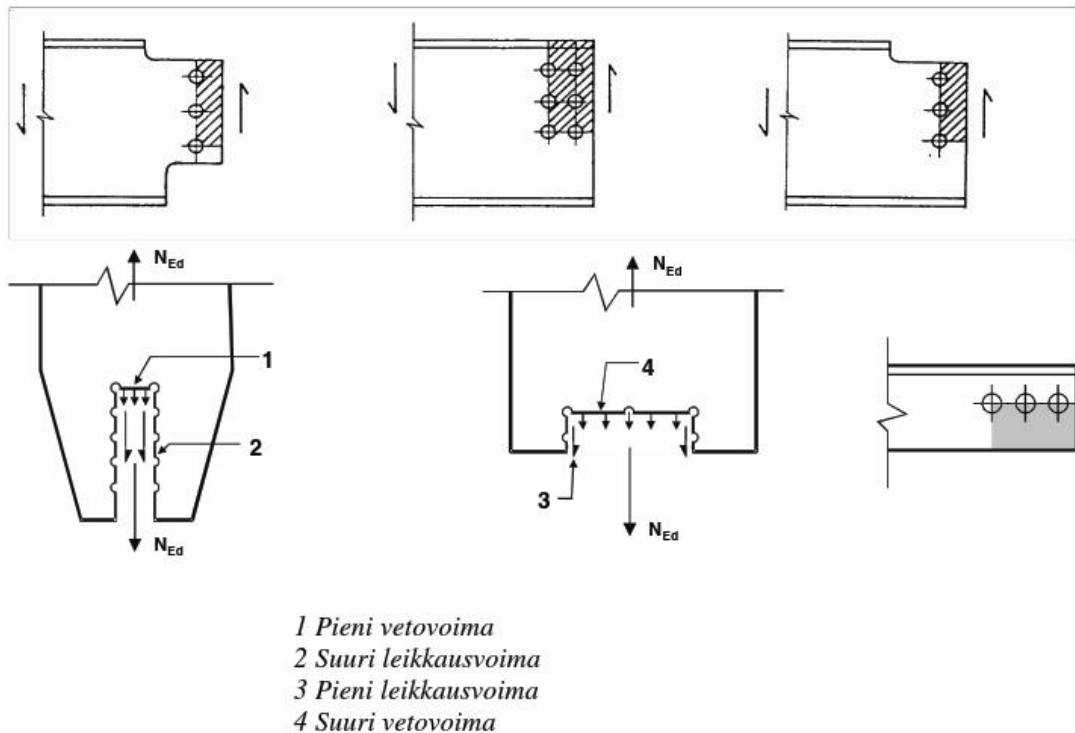
Vetokestävyys

Ruuviliitoksen vetokestävyydellä tarkoitetaan liitoksia, joihin kohdistuu ruuvin varren suuntainen vetorasitus. Vetorasitetut liitokset suunnitellaan taulukon 25 mukaisesti luokassa D tai E, riippuen ruuvin esijännityksen tarpeesta. Taulukossa 28 on annettu vetokestävyuden mitoituskaavat. Mikäli ruuviliitoksen halutaan murtuvan sitkeästi vedossa, ennen kuin ruuvi menee poikki kierteiden alueelta, tulee tällöin ehdon 5.3 olla voimassa.

$$\frac{A_s}{A} = \frac{f_y}{f_u} \quad (5.3)$$

Palamurtuminen

Palamurtuminen on ollut ennen teräsrakenteiden liitoksissa suhteellisen harvinainen murtumismuoto liitoksissa. SFS-EN 1993-1-8 tulon myötä ruuviliitosten materiaalien murto- ja myötölujuuden suhde ja keskiö- sekä päätyetäisyydet ovat pienentyneet, jotka lisäävät myös palamurtumisen riskiä. Kuvassa 13 on esitetty ruuviliitoksen palamurtumistavat.



Kuva 13. Ruuvikiinnitysten palamurtumistavat [1, s.35]

Palamurtumiskestävyyden mitoitusarvo symmetriselle ruuviryhmälle kohdistuvalle keskeiselle saadaan kaavalla 5.4.

$$V_{eff,Rd} = f_u + \frac{A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} + f_y * \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}} \quad (5.4)$$

jossa

f_y on teräksen murtolujuus

A_{nt} on vedon rasittama poikkileikkauksen nettopinta-ala

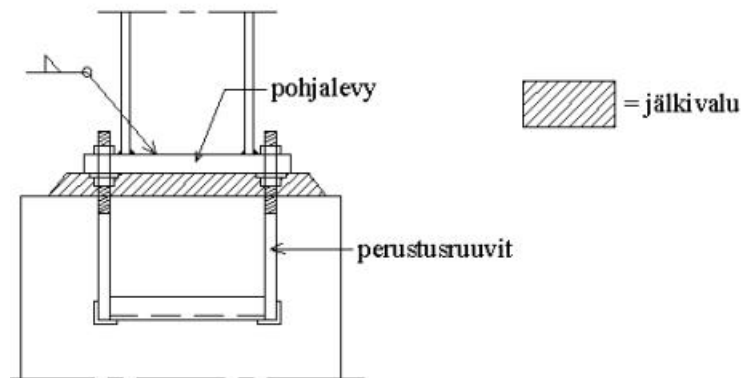
A_{nv} on leikkauksen rasittama poikkileikkauksen nettopinta-ala

Mikäli vetovoima liitoslevylle kohdistuu epäkeskeisesti ruuviryhmään nähden, saadaan mitoitusarvo ruuviryhmälle kertomalla kaavaa 5.4 kertoimella 0,5.

5.1.1 Pilareiden liitokset

Perustusliitos

Pilareiden perustusliitos teräsrunkoisissa rakennuksissa tehdään nykyään yleisimmin pilariin hitsatun pohjalevyn avulla, joka liitetään perustuksiin peruspulteilla. Perustusliitoksen valmistus tapahtuu siten, että peruspulttiryhmän esivalmistus suoritetaan konepajalla, tämän jälkeen pulttiryhmä asennetaan muottiin työmaalla toleranssien mukaisesti ja perustus valetaan. Teräspilarit pohjalevyineen toimitetaan työmaalle ja niiden asennus oikeaan korkeuteen tehdään pohjamuttereiden varaan. Vaakasuunnassa rakenteiden yhteensopivuus varmistetaan ylisuurilla rei'illä pilarin liitoslevyissä. Kun teräspilarit ovat oikeassa asemassaan, suoritetaan pohjamuttereiden kiristys ja tarvittavat hitsaukset, jonka jälkeen pilarin ja perustuksen väli täytetään kutistumattomalla jälkivalulla.



Kuva 14. Pilarin perustusliitos [30, liite L4.2, s.3]

Pilarilta voimat siirtyvät betoniperustukseen peruspulttien ja pilarin pohjalevyn välityksellä. Peruspultit tulee ankkuroida perustukseen. Ankkurointi voidaan suorittaa taivuttamalla pulttien alapää tai käyttämällä erilaisia ankkurointikappaleita. Peruspulttiryhmän asennustoleranssina käytetään usein ± 5 mm. Suuret asennusreiät on peitettävä standardin mukaisilla välöksillä olevilla peitelevyillä. Asennusajan teräspilarit ovat täysin peruspulttien varassa, jolloin niihin kohdistuu normaalivoimaa ja taivutusmomenttia. Tästä johtuen peruspultit on mitoitettava epäkeskiselle puristukselle.

Perustusliitoksen pohjalevy tulee mitoittaa taivutusta vastaan, jolloin levyn vaadittu paksuus voidaan kimmoteorian mukaan alustavassa suunnittelussa laskea kaavalla 5.5.

$$t \geq \sqrt{\frac{\gamma_{M0} \cdot 6 \cdot m_d}{f_d}}, \quad (5.5)$$

jossa

m_d on suurin pohjalevyssä murtorajatilassa vaikuttava taivutusmomentti pituusyksikköä kohti [$1/m \cdot kNm$]

f_d on f_y/γ_m [N/mm^2]

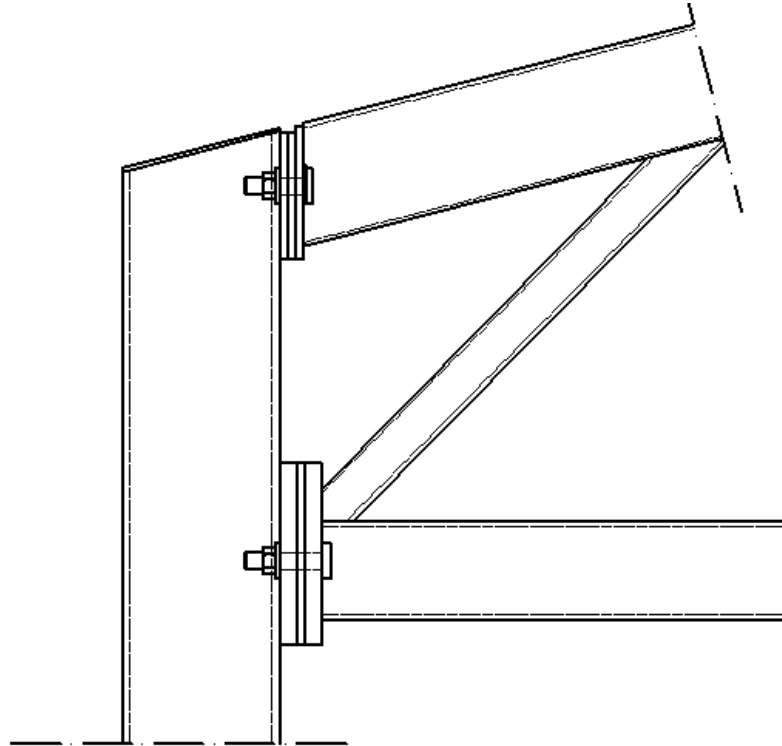
[4, s.124]

Tämän työn yhteydessä perustusliitoksen mitoitusta on tarkasteltu Robot Structural Analysis –mitoitushjelmalla tehdyin laskelmin. Laskentaraportti on esitetty työn liitteenä 3. Perustusliitoksen suunnittelussa huomioitavat asiat:

- Liitoksen jäykkyys tutkittava. Yleensä käsitellään jäykkänä, mutta voi olla myös osittain jäykkä;
 - Perustusruuviin asennusaikainen kestävyys tarkistettava;
 - Leikkausvoimat tulee siirtää peruspulttien, kitkan tai erillisen leikkauspalan avulla. Kun liitoksessa suuria leikkausvoimia, kannattaa käyttää leikkauspalaa;
 - Puristusvoimat siirretään pilarin pohjalevyn ja alusvalun välisellä kosketuspinnalla sekä peruspulteilla;
 - Peruspulttien reikien suositeltava koko on $d+10..d+20$ mm;
 - Liitoksen taivutuskestävyys ei saa määräytyä hitsin kestävyuden perusteella;
 - Pohjalevyn mitoitus perustuu ekvivalenttien T-osien kautta tapahtuvaan mitoitukseen;
 - Pohjalevyn lamellirepeily tarkistettava ja tarvittaessa käytetään levyä, joka on tarkistettu paksuussuuntaisten virheiden varalta;
- [21, WP3]

Pilari-ristikko jäykkiäliitos

Pilarin ja ristikon liitoksesta saadaan jäykkä viemällä ristikon alapaarre pilariin kiinni. Jäykistämällä ristikon ja pilarin välinen liitos saadaan pienennettyä pilarin nurjahduspi- tuutta. Jäykässä pilari-ristikko –liitoksessa tulee lähtee puristussauvalla pilarilta.



Kuva 15. Pilarin ja ristikon välinen jäykkä liitos

Liitoksen rasitukset tulevat ristikolta pulteille leikkausvoimana sekä veto- ja puristus- voimina. Yläpään liitoksesta tulee ottaa huomioon:

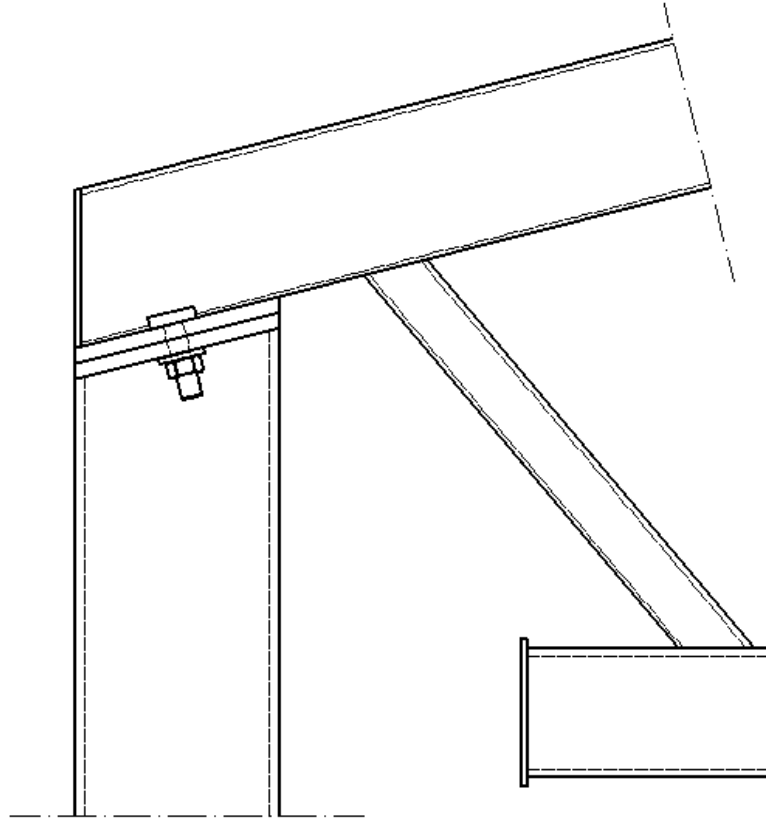
- Yläpään pulttien vetokestävyys
- Pilarin leikkauskestävyys
- Yläpaarten kestävyys
- Lamellirepeytyminen
- Liitoslevyn kestävyys
- Hitsien kestävyudet
- Asennuslevyt asennustoleransseja varten

Alapään liitoksesta tulee ottaa huomioon:

- Pulttien leikkauskestävyys
- Liitoslevyn palamurtuminen
- Pilarin pinnan myötö
- Pilarin uuman lommahdus tai myötö
- Pilarin lävistymisleikkauskestävyys

- Alapaarteen kestävyys
- Hitsien kestävyudet
- Asennuslevyt asennustoleranssia varten

Pilari-ristikko nivelliitos

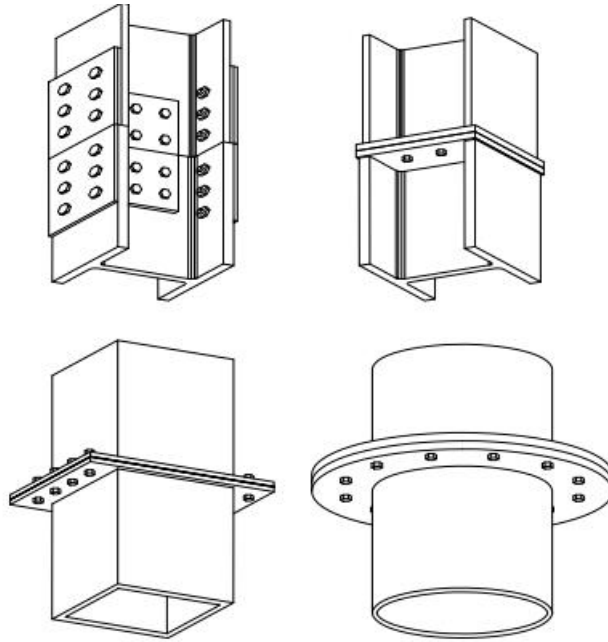


Kuva 16. Pilarin ja ristikon nivelliitos

Pilarin ja ristikon välinen liitos on niveellinen, mikäli ristikon alapaarretta ei viedä pilaariin kiinni. Liitoksen valmistuksen helpottamiseksi yleensä sallitaan epäkeskisyys pilarin neutraaliakseliin nähden. Epäkeskisyyden vuoksi ristikon yläpaarteen tulee välittää leikkausvoima pilarille. Epäkeskisyydestä aiheutuu myös taivutusmomenttia ristikolle. [30, liite 10.1, s.66]

Pilarin jatkosliitos

Pilarin jatkosliitos tehdään yleensä kahden tai kolmen kerroksen välein monikerroksisessa teräsrunkoisessa rakennuksessa. Jatkospaikkaa määrittäessä on hyvä muistaa käytettävän poikkileikkauksen toimituspituudet, tiekuljetuksen asettamat rajoitukset ja asentamisen helppous. Yleensä jatkos pyritään sijoittamaan juuri kerroksen yläpuolelle, tällöin myös jatkokseen tulevien pulttien kiinnittäminen on työmaalla helpompaa.



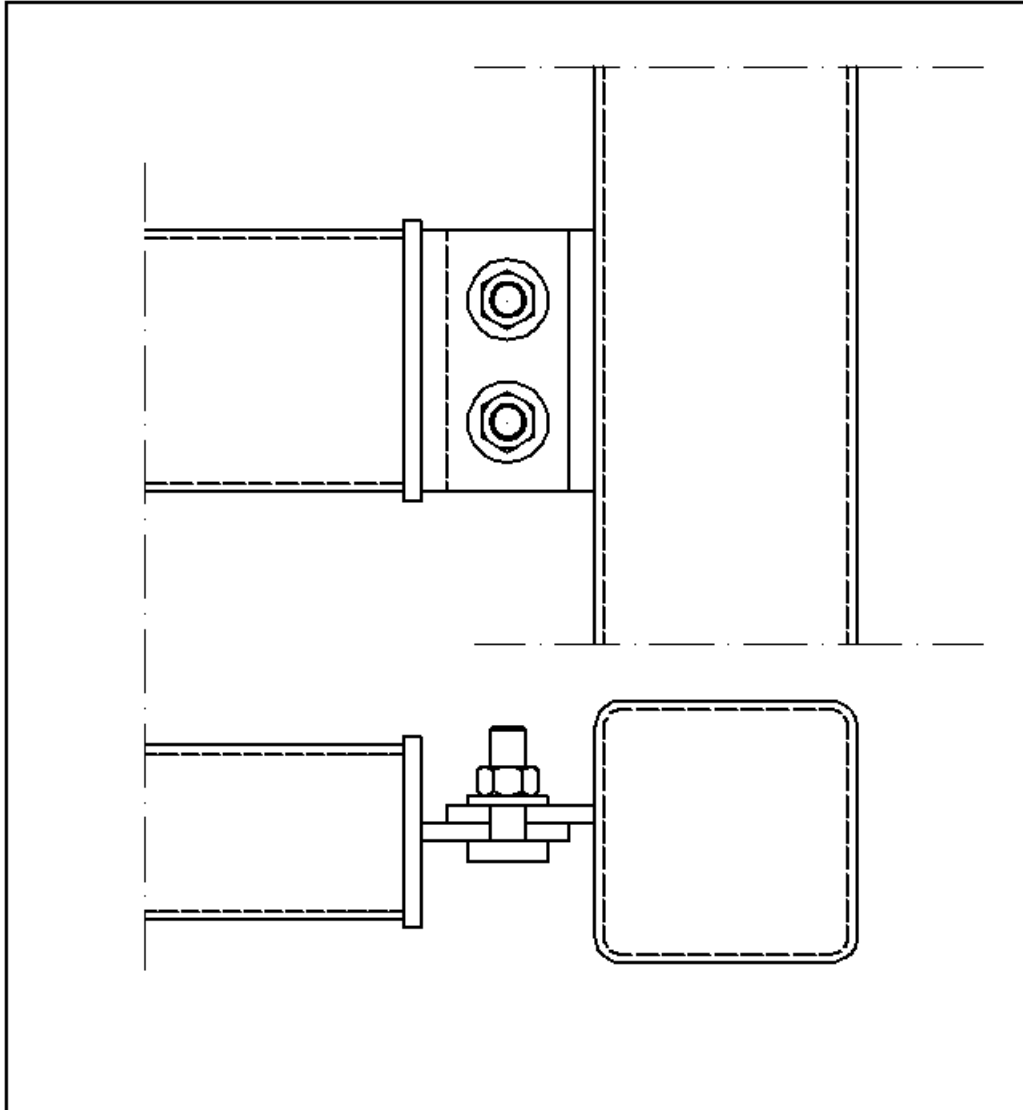
Kuva 17. Tyypillisiä pilarin jatkosliitoksia [46, s. 172]

Tärkeimmät huomioonotettavat asiat pilarin jatkosliitosta suunniteltaessa on:

- Liitos käsitellään jäykkänä tai osittain jäykkänä;
 - Liitos kestää sille tulevat rasitukset;
 - Poikkileikkaukset ovat samalla kohtaa toisiinsa nähden;
 - Liitos yhtä jäykkä kuin pilari molemmissa suunnissa;
 - Liitos on riittävän jäykkä pitämään ylemmän osan jäykkänä myös asennuksen aikana;
 - Liitoksen hitsin kestävyys ei saa määrittää sen taivutuskestävyyttä;
 - Vetävä normaalivoima ja leikkausvoimat siirretään ruuvien kautta, pohjalevyjen välistä kitkaa ei huomioida leikkausvoimien siirrossa;
 - Pohjalevyliitoksissa on tarkistettava lamellirepeily;
 - Valmistuksessa on kiinnitettävä huomiota päiden suoruuteen;
- [46, s.172] [21, WP3]

5.1.2 Palkkien liitokset

Palkin evälevyliitos



Kuva 18. Palkin evälevyliitos pilariin

Evälevyliitoksessa tukevaan rakenteeseen on konepajalla hitsattuna levy, johon palkki liitetään pultein työmaalla. Liitos on todella suosittu, sillä se on työmaalla sekä suunnittelupöydällä helppo ja nopea toteuttaa. Yksinkertainen yksileikkeinen evälevyliitos on esitetty kuvassa 18. Evälevyliitosta suunniteltaessa tulee ottaa huomioon:

- Analyysimallissa sitä käsitellään nivelellisenä
- Liitos tulee mitoittaa liitettävän sauvan normaalivoimalle, erityisesti liitoslevyn taipumisesta aiheutuva nurjahdus
- Paarteen pinnan kestävyys
- Ruuvien sijainti, leikkaus- ja reunapuristuskestävyys

- Palamurtuminen
- Hitsien kestävyys
- Kiinnityslevyn vetokestävyys
[21, WP3]

Ruuvien leikkauskestävyys ja liitoslevyn palamurtumiskestävyys sekä leikkauskestävyys, tarkastellaan taulukon 28 mukaisilla kaavoilla. Liitoksen palamurtumiskestävyys tarkastellaan kohdan 5.1 mukaisilla mitoituskaavoilla.

WQ-palkin liitos liittopilariin

WQ-palkit usein liitetään pilareihin kynsiliitoksella, pulttiliitoksella tai konsoliliitoksella. Putkikonsoliliitoksessa palkki lasketaan pilariin hitsatun RHS-putkikonsolin päälle, jonka jälkeen pilarin läpi kulkeva laattateräs hitsataan pilarin vaippaan sekä palkkien laippoihin.

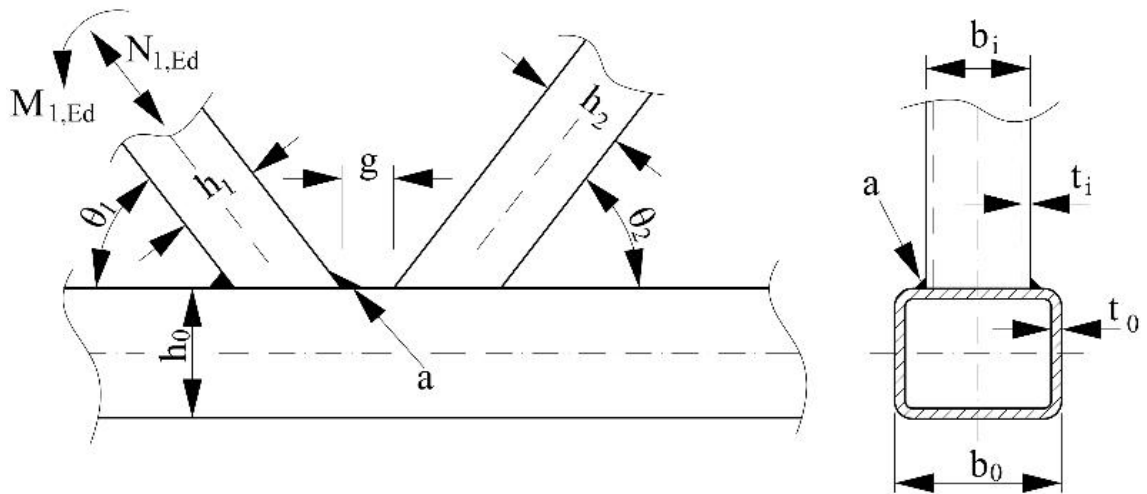
Liitoksessa konsoli siirtää pystykuormat palkilta pilarille. Pilarin läpi kulkeva laattateräs jäykistää liitosta ja tulipalotilanteessa se siirtää pystykuorman pilarin vaipalta pilarin betonisisukselle. Laattateräs mitoitetaan SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen mukaisille rasiuksille.

Suunnittelussa ja mitoituksessa huomioitava:

- Kuormitukset eri tapauksissa; asennustilanne, lopputilanne, palotilanne
- Pilarin vaipan myötääminen
- Pilarin vaipan leikkauslävistys
- Palkin päätylevyn paikallinen puristuskestävyys
- Konsolin yläreunan paikallinen puristuskestävyys
- Palkin päätylevyn leikkauskestävyys ja palamurtuminen
- Palkin päätylevyn taivutuskestävyys
- Putkikonsolin leikkauskestävyys
- Putkikonsolin yhdistetty leikkaus- ja taivutuskestävyys pilarin pinnassa
- Kuorman siirtäminen putkikonsolilta betonisisukselle
- Putkikonsolin hitsien mitoitus
- Palomitoitus
- Liittopilarin raudoituksen ja laattateräksen törmäystarkastelu
- Konsolin pituudessa huomioitava asennustoleranssivaatimus standardin SFS-EN 1090-2 mukaisesti
- Liitos käsitellään nivelellisenä
[21, WP3], [48]

5.1.3 Ristikoiden liitokset

Uumasauvojen liitokset



Kuva 19. Ristikon uumasauvojen vapaaväliliitos [JIGI]

Teräsrakenteisissa ristikkorakenteissa uumasauvat ovat usein putkipoikkileikkauksia. Ristikoiden suunnittelussa uumasauvojen liitokset paarteisiin mitoitetaan yleensä nivellisiinä, jolloin uumasauvoissa on ainoastaan normaalivoimaa.

Standardin SFS-EN 1993-1-8 luvussa 7 esitetään yksityiskohtaisia soveltamissääntöjä taso- ja avaruusristikoiden liitosten staattisen kestävyuden mitoitusarvon laskemiseksi. Standardi pätee sekä kuuma- että kylmävalssatuille, niin pyöreille, suorakaide kuin neliön muotoisille poikkileikkauksille. Rakenneputkien seinämän nimellispaksuus täytyy olla vähintään 2,5 mm ja rakenneputken nimellinen myötöraja saa olla enintään 700 N/mm². [1, s.110]

Rakenneputkien välisten liitosten kestävyysarvot perustuvat seuraaviin murtumismuotoihin:

- Paarteen pinnan murtuminen;
- Paarteen uuman murtuminen;
- Paarteen leikkausmurtuminen;
- Paarteen lävistysleikkautuminen;
- Uumasauvan murtuminen;
- Uuma- ja parresauvan paikallinen lommahdus;

[1, s.112]

Mikäli uumasauvojen ja parresauvojen välinen liitos täyttää standardin SFS-EN 1993-1-8, taulukon 7.8 mukaiset pätevyysrajat, voidaan liitoksen suunnittelu tehdä tarkastamalla ainoastaan kyseisen standardin kohdan 7.5.2 mukaiset tarkastelut.

Taulukko 29. Pyöreiden tai suorakaiteen muotoisten uumasauvojen ja suorakaiteen muotoisten parresauvojen välisten hitsausliitosten pätevyysrajat [1]

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

¹⁾ Jos $g/b_0 > 1,5(1 - \beta)$ ja $g > t_1 + t_2$ liitosta käsitellään kahtena erillisenä T- tai Y-liitoksena.

²⁾ Limitystä voidaan kasvattaa, jotta limitetyn uumasauvan reuna voidaan hitsata parresauvaan.

Ristikon liitosten mitoituksessa voidaan käyttää valmiita laskentaohjelmia, esimerkiksi Autodeskin Robot Structural Analysis ja Virtual Systemsin Jigi –ohjelmissa on hyvät valmiudet rakenneputkien välisten hitsiliitosten mitoitamiseen. Valmiita mitoitushjelmia käytettäessä on kuitenkin suhtauduttava tuloksiin erittäin kriittisesti ja aina varmistettava ohjelmasta saatujen tulosten oikeellisuus esimerkiksi käsin laskien tarkastamalla..

5.1.4 Jäykisteiden liitokset

Jäykistyssauvat suunnitellaan siirtämään rakennukseen kohdistuvat vaakasuuntaiset rasitukset sauvojen normaalivoimana pystyrakenteille ja sitä kautta perustuksiin. Jäykistyssauvat ovat siis jäykistysjärjestelmästä riippuen joko vedettyjä tai puristettuja. Liitokset tehdään yleensä pulttiliitoksina jäykistyssauvaan hitsatun päätylevyn ja jäykistettävään rakenteeseen hitsatun liitoslevyn välillä. Kevyesti kuormitetuissa jäykistyssau-

voissa usein käytetään T-muotoista päätylevyä. Raskaammin kuormitetuissa jäykistys-sauvoissa päätylevy usein kolotaan jäykistys-sauvan sisälle.

Jäykistys-sauvan sideliitos

Jäykistys-sauvojen liitoksissa yleisin käytetty vaihtoehto on sideliitos, jossa jäykistys-sauva liittyy jäykistettävään rakenteeseen

Suunnittelussa huomioitavia asioita:

- Liitos käsitellään nivelellisenä
- Paarteen pinnan kestävyys
- Ruuvien leikkauskestävyys
- Ruuvien reunapuristuskestävyys
- Palamurtuminen
- Hitsien kestävyys
- Kiinnityslevyjen nettopoikkipinnan vetokestävyys
- Ruuvien reunaetäisyydet
- Liitoslevyn nurjahdus
- Levyn maksimi paksuus 20mm
- Pultit neliön tai suorakulmion muotoon
- Vinoissa liitoksissa kulma suurempi kuin 20° pienempi kuin 160°
[46, s. 261] [21, WP3]

5.2 Hitsaus

Teräksen hyvä ominaisuus on hitsattavuus, joka mahdollistaa teräsosien liittämisen toisiinsa. Hitsattaessa kuumennetaan teräksen pintaa liitoskohdasta niin, että aine tulee sulaan tai lähes sulaan olomuotoon. Sulaan liitoskohtaan sulatetaan vielä usein lisäainetta vahvistamaan hitsiliitosta. [30, s.98]

Vähintään 4 mm paksujen rakenneterästen ja vähintään 2,5 mm ainepaksujen rakenneputkien hitsausliitoksen mitoittamiseen ja lujuuslaskentaan ohjeistus annetaan standardissa SFS-EN 1993-1-8. Mikäli hitsattavan aineen paksuus on pienempi kuin edellä mainittu, tulee soveltaa standardin SFS-EN 1993-1-3 ohjeita. [1, s.41]

Hitsiluokkia on neljä: D, C, B, B+, joista B+ on vaativin ja sillä tarkoitetaan hitsiluokkaa B tietyin lisävaatimuksin. Standardissa 1993-1-8 sanotaan että, hitsiluokka on yleensä C, ellei toisin vaadita. Standardissa SFS-EN 1090-2 kuitenkin annetaan ohjeistus hitsiluokan valintaan toteutusluokan mukaan seuraavasti:

- EXC 1 → hitsiluokka D
- EXC 2 → hitsiluokka C

- EXC 3 → hitsiluokka B
- EXC 4 → hitsiluokka B+

Hitsiluokilla ei ole vaikutusta hitsien mitoittamiseen, mutta se tulee mainita suunnitelmissa.

Väsytytkuormitettujen liitosten osalta suunnitteluun ohjeistusta annetaan standardissa EN 1993-1-9 ja lisäohjeita on annettu standardissa SFS-EN 1993-2. Väsytytkuormitettujen rakenteiden hitsit tulee mitoittaa myös staattiselle kuormalle. [9, s. 59]

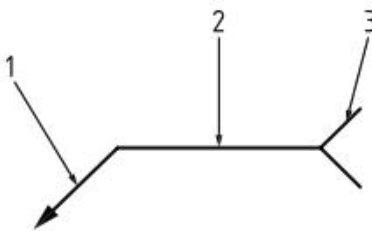
Rakennesuunnittelijan tehtävänä on määrittää rakenteen toteutusluokka ja hitsien hyväksikäyttöaste, nämä tekijät määrittävät hitsien tarkastuslaajuuden. Hitsien tarkastuslaajuus on esitetty standardissa SFS-EN 1090-2 sivulla 82. [9, s. 59]

Lamellirepeily on hitsistä tai perusmateriaalista aiheutuva virhe materiaalissa, joka voidaan havaita ultraäänitarkastuksella. Lamellirepeilyn riski on pääosin, T- ja nurkkaliitoksissa ja kun käytetään läpihitsattuja liitoksia. Lamellirepeilyä koskevat ohjeet on annettu standardissa SFS-EN 1993-1-10. [49, s.14]

Suunniteltaessa teräsrakenteita, joissa käytettävä lujuusluokka on S500 tai suurempi on rakennesuunnittelijan otettava kantaa hitsauksessa käytettäviin lisäaineisiin.

Hitsausmerkinnät

Rakennesuunnitelmissa hitsauksen suorittamisen ohjeistuksen suunnittelijan tulee määrittää hitsausmerkkien avulla. Hitsausmerkit voivat sisältää tietoa hitsien geometriasta, valmistuksesta, laadusta ja testauksesta. [50]



Selite

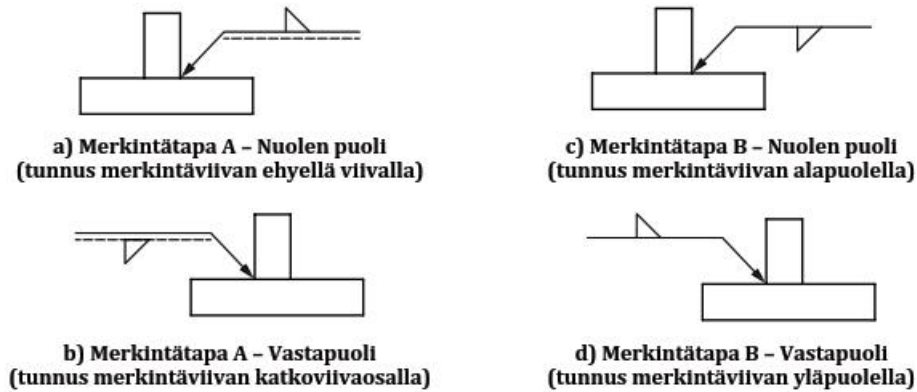
- 1 Viitenuoli
- 2 Merkintäviiva
- 3 Haarukka

HUOM. Tätä kuviota käytetään usein siltahitsien paikantamiseen.

Kuva 20. Perusmerkki (liitoksen yksityiskohtia ja tyyppiä ei ole määritelty) [50, s.18]

Kuvan 20 ensimmäinen numeroitu osa eli viitenuoli tulee osoittaa hitsattavaan liitokseen. Toinen numeroitu osa on merkintäviiva, jolla osoitetaan yhdessä perustunnuksen

kanssa, kumpaa liitoksen puolta on tarkoitus hitsata. Merkintäviivaa voidaan merkitä kahdella eri tavalla A ja B. Näiden tapojen ero on että, A merkinnässä käytetään katkoviivaa ja ehyttä viivaa ja B tavassa pelkästään ehyttä viivaa. Esimerkit merkintätavoista A ja B on esitetty kuvassa 21. [50]

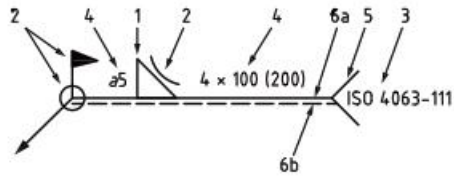


Kuva 21. Hitsimerkkien eri merkintätavat [50]

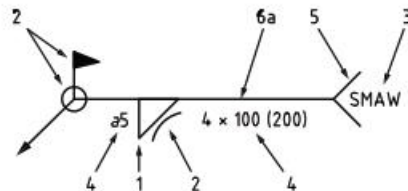
Merkintätavassa A perustunnukset sijoitetaan ehyelle viivalle, kun hitsit hitsataan nuolen puolelta ja katkoviivalle kun hitsi hitsataan vastapuolelle. Merkintätavassa B perustunnukset sijoitetaan alapuolelle kun hitsataan nuolen puolelta ja vastaavasti yläpuolelle kun hitsataan vastapuolelta. [50]

Haarukka on merkintätavan valinnainen elementti, joka haluttaessa lisätään merkintäviivan päähän, kun halutaan antaa hitsistä lisätietoja esimerkiksi hitsausluokasta tai käytettävistä lisäaineista. [50]

Kuvassa 22a on esimerkki kattavasta hitsausmerkinnästä. Suunnittelijalle tärkeää on tiedostaa lisätunnusten merkitys. Esimerkiksi kuvassa 22a lisätunnuksena oleva lippu ilmaisee, että hitsi on työmaalla toteutettava ja pallo merkitsee hitsin olevan ympäröity. [50]



a) Esimerkki merkintätavan A mukaisesta kattavasta hitsausmerkistä



b) Esimerkki merkintätavan B mukaisesta kattavasta hitsausmerkistä

Selite

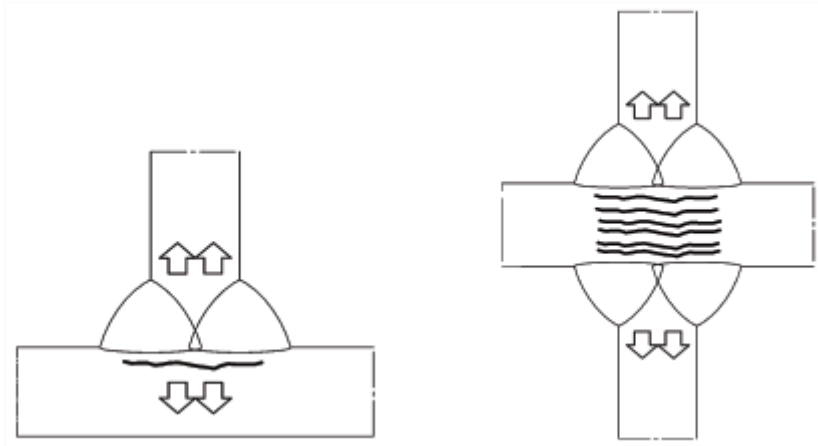
- 1 Perustunnus (pienahitsi)
- 2 Lisätunnus (kouruhitsi, asennushitsi, ympärihitsattu hitsi)
- 3 Lisätiedot (puikkohitsaus (prosessi 111 (SMAW) standardin ISO 4063 mukaan)
- 4 Mitat (nimellinen a-mitta 5 mm, katkopianahitsi, joka muodostuu neljästä 100 mm:n pituisesta osahitsistä, joiden väli on 200 mm)
- 5 Haarukka
- 6a Merkintäviiva (ehyt)
- 6b Katkoviiva (tunnistusviiva) – ainoastaan merkintätapa A

Kuva 22. Esimerkit kattavista hitsausmerkeistä (nimelliseltä a-mitaltaan 5mm katkopianahitsi, joka muodostuu neljästä 100mm pituisesta osahitsistä, joiden väli on 200mm)[50, liite A, s.86]

Lisätietoa hitsausmerkinnöistä annetaan standardissa SFS-EN 2553.

Lamellirepeily

Lamellirepeily esiintyy teräsrakenteissa hitsausliitosten alaisina ja levypinnan suuntaisina säröinä, jotka yhdistyvät porrasmaisesti eri tasojen välillä. Sen vaara on olemassa, kun levyyn kohdistuu poikittaista vetoa. Lamellirepeilyä esiintyy todennäköisimmin risti- ja nurkka- ja T-liitoksissa. Lamellirepeilyn välttämiseksi tulee materiaalivalinta toteuttaa standardin SFS-EN1993-1-10 mukaisesti. Lamellirepeily on esitetty kuvassa 23. [49, s. 14] [30, s.105] [54, s.53]



Kuva 23. Lamellirepeily [49, s.14]

Lamellirepeilyä ei tarvitse ottaa huomioon, mikäli ehto 5.6 on voimassa.

$$Z_{Ed} \leq Z_{Rd}, \quad (5.6)$$



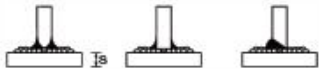


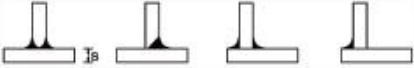

jossa

Z_{Ed} on z-vaatimuksen mitoitusarvo, joka riippuu hitsauksen aikaisesta metallin estetystä kutistumisesta johtuvien venymien suuruudesta. $Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e$, jotka löytyvät taulukosta 31.

Z_{Rd} on standardin EN 10164 mukaan materiaalille käytettävissä oleva Z-arvon mitoitusarvo, ts. Z15, Z25 tai Z35.

Mitoitusohjeet ovat esitetty taulukossa 31.

Taulukko 30. Z_{Ed} :n vaadittavaan mitoitusarvoon vaikuttavat tekijät [49, s.15]

| | | | | |
|---|---|---|--------------------|--------------|
| a) | Hitsin korkeus, jota käytetään metallin kutistumisesta aiheutuvan venymisen arvioimiseen | Hitsin tehollinen korkeus a_{eff} (ks. kuva 3.2) | | Z_i |
| | | $a_{eff} \leq 7\text{ mm}$ | $a = 5\text{ mm}$ | $Z_a = 0$ |
| | | $7 < a_{eff} \leq 10\text{ mm}$ | $a = 7\text{ mm}$ | $Z_a = 3$ |
| | | $10 < a_{eff} \leq 20\text{ mm}$ | $a = 14\text{ mm}$ | $Z_a = 6$ |
| | | $20 < a_{eff} \leq 30\text{ mm}$ | $a = 21\text{ mm}$ | $Z_a = 9$ |
| | | $30 < a_{eff} \leq 40\text{ mm}$ | $a = 28\text{ mm}$ | $Z_a = 12$ |
| | | $40 < a_{eff} \leq 50\text{ mm}$ | $a = 35\text{ mm}$ | $Z_a = 15$ |
| | | $50 < a_{eff}$ | $a > 35\text{ mm}$ | $Z_a = 15$ |
| b) | Hitsien muoto ja sijainti T-, risti- ja nurkkaliitoksissa |  | | $Z_b = -25$ |
| | | Nurkkaliitokset  | | $Z_b = -10$ |
| | | Yksipalkopienahitsit $Z_a = 0$ tai pienahsit, joille $Z_a > 1$ välikerroshitsausta ja alhaisen lujuuden omaava lisäainetta käytettäessä  | | $Z_b = -5$ |
| | | Monipalkopienahitsit  | | $Z_b = 0$ |
| | | Osittain läpihitsatut ja läpihitsatut hitsit <small>Tarkoituksenmukaisella hitsausjärjestyksellä pienennetään kutistumisen vaikutuksia</small>  | | $Z_b = 3$ |
| | | Osittain läpihitsatut ja läpihitsatut hitsit  | | $Z_b = 5$ |
| | | Nurkkaliitokset  | | $Z_b = 8$ |
| c) | Aineenpaksuuden s vaikutus kutistumista vastaavaan kiinnitysasteeseen | $s \leq 10\text{ mm}$ | | $Z_c = 2^*$ |
| | | $10 < s \leq 20\text{ mm}$ | | $Z_c = 4^*$ |
| | | $20 < s \leq 30\text{ mm}$ | | $Z_c = 6^*$ |
| | | $30 < s \leq 40\text{ mm}$ | | $Z_c = 8^*$ |
| | | $40 < s \leq 50\text{ mm}$ | | $Z_c = 10^*$ |
| | | $50 < s \leq 60\text{ mm}$ | | $Z_c = 12^*$ |
| | | $60 < s \leq 70\text{ mm}$ | | $Z_c = 15^*$ |
| | | $70 < s$ | | $Z_c = 15^*$ |
| d) | Hitsiä ympäröivien osien aiheuttama kiinnitysaste, joka vaikuttaa hitsin kutistumismahdollisuuteen. | Pieni kiinnitysaste: Vapaa kutistuminen mahdollinen (esim. T-liitokset) | | $Z_d = 0$ |
| | | Keskimääräinen kiinnitysaste: Vapaa kutistuminen rajoitettua (esim. koteloprofilien poikittaisjäykisteet) | | $Z_d = 3$ |
| | | Korkea kiinnitysaste: Vapaa kutistuminen ei mahdollista (esim. ortotooppisten kansilevyjen jäykisteet) | | $Z_d = 5$ |
| e) | Esikuumennuksen vaikutus | Ei esikuumennusta | | $Z_e = 0$ |
| | | Esikuumennus $\geq 100^\circ\text{C}$ | | $Z_e = -8$ |
| * Voidaan pienentää 50 %:lla kohdissa, joihin kohdistuu pääasiassa staattisista kuormista aiheutuva levyn paksuussuuntainen puristusjännitys. | | | | |

Taulukko 31. Standardin EN 10164 mukaisen laatuluokan valinta [2, s.28]

| Standardin EN 1993-1-10 mukainen Z_{Ed} :n vaadittu mitoitusarvo | Z_{Rd} :n vaadittu mitoitusarvo ilmaistuna standardin EN 10164 mukaisen Z -arvon avulla |
|--|---|
| $Z_{Ed} \leq 10$ | — |
| $10 < Z_{Ed} \leq 20$ | Z 15 |
| $20 < Z_{Ed} \leq 30$ | Z 25 |
| $Z_{Ed} > 30$ | Z 35 |

Hitsien mitoitus

Murtorajatilassa hitausliitoksen kestävyden mitoitusperiaate on:

$$F_d \leq F_R, \quad (5.7)$$

jossa

F_d on liitokseen kohdistuva resultoiva laskentarasitus

F_R on liitoksen kestävyys kyseisen rasituksen suhteen

Taulukko 32. Pienahitsien korrelaatiokerroin β_w [1, s.47]

| Standardi ja teräslaji | | | Korrelaatiokerroin β_w |
|--|-------------------------|---|------------------------------|
| EN 10025 | EN 10210 | EN 10219 | |
| S 235 S 235 W | S 235 H | S 235 H | 0,8 |
| S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML | S 275 H S 275 NH/NLH | S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH | 0,85 |
| S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W | S 355 H S 355 NH/NLH | S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH | 0,9 |
| S 420 N/NL S 420 M/ML | | S 420 MH/MLH | 1,0 |
| S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1 | S 460 NH/NLH | S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH | 1,0 |

Lujuusluokkien S500-S700 teräksille käytetään arvoa $\beta_w = 1,0$

6. KONEPAJASUUNNITTELU

6.1 Teräsrakennesuunnittelu vs. konepajasuunnittelu

Teräsrakennesuunnitteluprojektissa toteutettavien suunnitelmien taso määräytyy sopimuksessa tehtävän toimituksen luonteesta. Varsinkin teräspuolella, varsinaiset kustannukset tulevat liitoksista, niin toteutuksessa, mutta myös suunnittelussa. Liitossuunnittelun tuotoksena tulee olla yksityiskohtaiset detaljikuvat jokaisesta erilaisesta liitoksesta. Nykyisillä mallinnusohjelmilla liitoksen mallintaminen ei ole erityisen suuresti aikaa vievää, mutta liitoksen valmistukseen ja asennukseen vaadittavien piirustusten tekeminen sen sijaan vie usein huomattavasti aikaa. Tästä syystä, mikäli mahdollista teräsrakenteisten rakennusten mallinnus jätetään usein tasolle, jossa mallissa on sauvat oikeilla paikoillaan ja liitossuunnittelu tehdään vanhanaikaisesti 2D-piirustusohjelmalla. Insinööritoimistoilla on usein kattava arkisto yleisesti käytössä olevia ja hyväksi todettuja ratkaisuja liitoksista. Tämän tyylisten arkistojen käyttö saattaa säästää yksittäisten projektien kohdalla merkittävästi työaikaa.

Liitosten mallintamisen esteenä saattaa olla myös suunnittelijoiden rajalliset taidot käytettävän mallinnusohjelman detaljitasolla. Mallinnusohjelmat usein toimivat hienosti, kun ei mennä liian tarkkoihin yksityiskohtiin mallin sisällä. Liitosmakrot saattavat teknisesti toimia aivan eri tavalla, miten suunnittelija haluaisi ja tästä syystä makrojen käyttäminen saatetaan ohittaa suorittamalla liitosdetaljien tekeminen ”vanhalla tutulla tavalla”.

Suunnitteluprojekteissa arkkitehdin suunnitelmat toimivat rakennesuunnittelijan työssä lähtötietoina. Alustavien arkkitehtisuunnitelmien pohjalta rakennesuunnittelijan on määritettävä rakennuskohteen alustava rakennejärjestelmä, rakenneosien materiaalit ja dimensiot sekä kohteen jäykistysjärjestelmä. Hankkeen alussa rakennesuunnittelija ja arkkitehti antavat toistensa rakennemalleihin kommentteja omista näkökulmistaan. Tällä tavoin vuorovaikuttamalla, projektilla on suurempi todennäköisyys lähteä alusta alkaen oikeaan suuntaan. Arkkitehdin ja rakennesuunnittelijan päästyä yhteisymmärrykseen hankkeen pääratkaisusta, voi rakennesuunnittelija alkaa luoda alustavaa teräsrakennemallia.

Alustavan teräsrakennemallin tarkoituksena on määrittää rungon teräsrakenteissa käytettävät ratkaisut, tekemällä yleisiä oletuksia käytetyistä poikkileikkauksista. Mallin tulee sisältää kohteen jännemitat, rakenneosien kantavuusvaatimukset, alustava valinta

rakennuksen runkojärjestelmästä, perustusten sijainnit sekä pystykuormien välittyminen.

Alustavan teräsrakennemallin pohjalta rakennesuunnittelija luo mitoitusmallin. Mitoitusmallin tulee sisältää kohteen geometria, poikkileikkaukset, pääperustukset, jäykistysjärjestelmä, kuormat ja kuormitusyhdistelyt. Mitoitusmallin tarkoituksena on optimoida rakennuksen poikkileikkaukset niille tulevien rasitusten mukaisiksi ja antaa lähtötiedot rungon liitosten suunnittelulle.

Teräsrakennesuunnittelussa tulee usein tilanne, jossa varsinaisen teräsrakennesuunnittelijan lisäksi kohteella on oma konepajasuunnittelija. Konepajasuunnittelijan tehtävänä on teräsrakennesuunnitelmien mukaisesti luoda teräsrakenteista sellaiset kuvat, joilla jokainen osa on valmistettavissa. Usein on hieman epäselvää, millä tasolla teräsrakennesuunnittelijan tulisi antaa lähtötiedot konepajasuunnittelijalle.

Teräsrakennesuunnittelijan on annettava konepajasuunnittelijalle lähtötiedot:

- Osien osatyypeistä, poikkileikkauksista ja painoista
- Osien katkeamiskohdat (esimerkiksi jatkuvat palkit)
- Rakenteille tulevat kuormitukset
- Mahdolliset esikorotukset
- Mahdolliset vaarnatapitukset
- Materiaalien laatuvaatimukset
[15, s.24]

Konepajasuunnitelmista edellytetään löytyvän:

- Osien tunnuksot
- Materiaalit
- Poikkileikkausten koot ja kaikki vaadittavat mitat
- Tiedot hitseistä
 - Tyyppi
 - Koko
 - Pituus
 - Merkintäviiva
 - Mahdolliset lisätiedot (esimerkiksi noudatettava standardi)
- Tiedot pulttiliitoksista
 - Pulttien ja reikien koot
 - Reikien sijainti ja muoto
 - Pulttien materiaali
- Osien esi- ja pintakäsittely
- Kokoonpanojen suunnittelu ja kokoonpanokartat

- Liitosten ja tärkeimpien paikkojen detaljit
- Määrä- ja massaluettelot
- Pulttiluettelot

Konepajasuunnittelua aloitettaessa on järkevää aluksi ottaa yhteyttä kyseiset osat valmistavaan konepajaan, mikäli se on tiedossa. Konepajoilla saattaa olla hyvinkin erilaisia toiveita esimerkiksi siitä kuinka osien reiät on mitoitettu kuviin. Konepajasuunnittelijan suunnitelmat mahdollisesti toimivat myös teräsrakenteen asennussuunnitelman lähtötietona. Asennussuunnitelman avulla voidaan tehostaa rakennustöiden jouhevuutta ja se auttaa määrittämään hankkeen kokonaisaikataulua. Konepajasuunnittelijan tulee hyväksyttää suunnitelmansa kohteen vastaavalla rakennesuunnittelijalla.

Lisäksi konepajasuunnitteluun kuuluvana tai sen lisäksi voidaan rakennuskohteesta vaatia:

- Rakennuksen teräsrakenteisten lisäosien mallinnus kuten, kaiteet ja portaat
- Rakentamisaikaiset turvallisuusvarusteet ja niiden liitokset
- Valmistusaikataulu

[15, s.25]

7. POHDINTA

Rakennesuunnittelussa suunnittelumääräysten ja ohjeiden etsiminen vie usein paljon aikaa. Suunnittelutoimistojen toiminnan ja tuottavuuden kannalta onkin olennaista löytää tapoja helpottamaan tiedon löytymistä. Eurokoodien myötä moni ohjeistus on varmasti mennyt parempaan suuntaan, mutta yhä edelleen tiedon etsintä on niistä mielestäni hieman hankalaa. Standardeissa viitataan usein muihin Eurokoodeihin, mikä tarkoittaa yhä laajempaan lähdeaineistoon perehtymistä. Tiedon löytymisen selkeyttämistä Eurokoodeista on kuitenkin vaikea toteuttaa.

Tämän työn päätavoitteena on ollut koota yhteen ohjeistus, jonka avulla suunnittelijan työ teräsrakennesuunnittelussa olisi sujuvampaa. Jo ennen työn aloittamista oli selvää, että aiheen laajuuden vuoksi olisi lähes mahdotonta tehdä kaiken kattavaa ohjeistusta. Tämä diplomityö on ennemminkin pintaraapaisu siitä, millaisen määrän tietoa ja lähdeviitteitä kaiken kattavan ohjeistuksen tulisi sisältää.

Suunnitteluohje parhaimmillaan kuitenkin toimii siten, että sitä kehitetään jatkuvasti. Jo pelkästään suunnittelunormien jatkuva päivittyminen vaatii myös suunnitteluohjeen päivittämistä. Uskon, että tämän työn tuloksena tuotettu suunnitteluohje toimii hyvänä perustana kehitettävällä ohjepaketille.

Suunnittelutyön ongelmakohdat muodostuvat yleensä asioista, jotka poikkeavat yleisestä tavasta toteuttaa tietyt yksityiskohdat. Hyvän suunnittelutyön avulla pyritään ehkäisemään tällaisia ongelmakohtia työmaavaiheelta, mutta välillä niitä tulee väistämättä. Erilaisten ongelmatilanteiden kannalta olisikin oleellista, että suunnittelijalla olisi jonkinlainen paikka, josta löytää ongelmiin ratkaisu. Ongelmien yksilöllisyys tekee kuitenkin suunnitteluohjeiden rakentamisesta haastavaa. Kehittymisen kannalta olisikin suotavaa, että ongelmatilanteita ratkaistaessa päivitetäisiin suunnitteluohjeisiin ongelmaa koskeneet lähdemateriaalit ja esimerkiksi omat laskelmat. Näin suunnitteluohjetta pystyttäisiin jatkuvasti kehittämään, vaikei siitä koskaan valmistaa.

Yhteistyö erilaisten työmaiden kanssa avaa toisen väylän suunnitteluohjeen kehittymiseen tulevaisuudessa. Suunnittelupöydällä tehdään paljon ratkaisuja, jotka saattaisivat oikeastaan olla helpommin toteutettavissa työmaalla tai konepajalla. Tämänlaiset ratkaisut saataisiin selville kommunikoimalla työmaiden kanssa rakentamisen jälkeenkin. Erilaiset kehityskeskustelut työmaainsinöörien kanssa avaavat väyliä tarkastella sitä, mitkä toimintatavat ovat hyviä ja mistä löytyy vielä kehittämistä.

Liitosten mitoitus on teräsrakennesuunnittelun tärkeimpiä asioita. Liitosten mitoitukseen on monia erilaisia mitoitushjelmia, mutta niiden antamiin tuloksiin tulee suhtautua kriittisesti. Liitoslaskennassa on aina saatava varmuus tulosten oikeellisuudesta ja tämän vuoksi laskelmat tulee aina tarkastaa myös käsin laskettuna tai toisella laskentaohjelmalla.

Tämän työn yhteydessä toteutettiin liitosten laskentapohjia erilaisiin yleisesti käytettäviiin liitoksiin. Laskentapohjat on kuitenkin päätetty jättää julkaisematta, sillä niiden luotettavuudesta ei voida varmistua. Tällä halutaan myös korostaa laskentapohjien ja kaupallisten laskentaohjelmistojen tulosten kriittisyyttä. Työn liitteenä 3, on Robot Structural Analysis –ohjelmalla tuotettu raportti pilarin perustusliitoksesta. Esimerkiksi kyseisestä laskentareportista työn yhteydessä huomattiin useita virheitä, jonka vuoksi kyseisen ohjelman perustusliitoslaskentamoduulia ei suositella käytettäväksi. Liitteen viimeisellä sivulla on esitetty työn yhteydessä havaitut virheet.

Tämän työn tekeminen antoi minulle hyvän käsityksen siitä, kuinka teräsrakennesuunnittelu toimii ja kuinka sen tulisi käytännössä kehittyä ja edetä. Toivon työn tuloksena toteutetun suunnitteluohjeen auttavan suunnittelijoita löytämään ratkaisuja ongelmiin, joita he työssään kohtaavat.

LÄHTEET

- [1] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1993-1-8 Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus. 2005. Helsinki, SFS. 150 s.
- [2] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1993-1-1 Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2005. Helsinki, SFS. 99 s.
- [3] TKK Arkkitehtiosasto rakennusoppi. 2007. Teräs: Perustietoa arkkitehtiopiskelijalle, Espoo. 87 s.
- [4] Kinnunen Jukka, Saarinen Eero, Tiira Seppo, Ulvinen Seppo, Väänänen Eino. 2001. Teräsrakenteiden suunnittelu. Rakennustieto, Helsinki. 180 s.
- [5] Finnmap Consulting Oy, Rakennusteollisuus ry. ProIT Tuotemallinnus rakennussuunnittelussa. 2009. 55 s.
- [6] Suomen rakentamismääräyskokoelma. Valtioneuvoston asetus rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokkien määräytymisestä. 2015. Helsinki. [Online] Saatavilla: <http://www.ym.fi/Rakentamismaarayskokoelma> [Haettu 23.3.2016]
- [7] Suomen standardisoimisliitto. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. 2007. SFS ry, Helsinki.
- [8] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1993-1-3 Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-3: Yleiset säännöt. Lisäsäännöt kylmämuovatuille sauvoille ja levyille. 2006. Helsinki, SFS. 127 s.
- [9] Kouhi Jouko. Eurocode 3 Teräsrakenteiden suunnittelu 1-8 liitokset. Teräsrakenneyhdistys ry. 2015. Helsinki. 203 s.
- [10] Suomen standardisoimisliitto. SFS-EN 1990 + A1 + AC. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. 2006. Helsinki, SFS. 184 s.
- [11] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2011. RIL 254-2011 Paalutusohje 2011. Helsinki. 261 s.
- [12] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1997-1 + AC Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. 2005. Helsinki, SFS. 155 s.

- [13] Suomen standardisoimisliitto. SFS-EN ISO 12944-2 Maalit ja lakat. Teräsrakenteiden korroosionesto suojaamaaliyhdistelmillä. Osa 2: Ympäristöolosuhteiden luokittelu. 1998. Helsinki, SFS. 19 s.
- [14] Suomen rakentamismääräyskokoelma. E1 Rakennusten paloturvallisuus. 2011. Ympäristöministeriö, Helsinki. 43 s.
- [15] Aram Shiva, Eastman Charles, The Structural Steel BIM Advisory Committee. Information Delivery Manual for Structural Steel. 2013. 32 s.
- [16] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1993-1-5. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-5: Levyrakenteet. 2006. Helsinki, SFS. 57 s.
- [17] Tiula Martti. Rakennusselostus ja työselostukset. [Online] Saatavissa: <https://www.rakennustieto.fi/Downloads/RK/RK010301.pdf> [Haettu: 12.5.2016]
- [18] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. 2013. RIL 229-1-2013, Rakennesuunnittelun asiakirjaohje. Helsinki. 152 s.
- [19] Ongelin Petri, Valkonen Ilkka. Rakenneputket EN 1993 –käsikirja. 2012. Rautaruukki oyj. 688 s.
- [20] Ongelin Petri, Valkonen Ilkka. Hitsatut profiilit EN 1993 –käsikirja. 2010. Rautaruukki oyj. 608 s.
- [21] Teräsrakenteiden eurooppalaiset pelisäännöt. 2015. Teräsrakenneyhdistys ry.
- [22] Heinisuo Markku, Mela Kristo, Tiainen Teemu, Jokinen Timo. Cost Optimization of High Strength Steel Structures. Tampereen Teknillinen Yliopisto.
- [23] Hietala Jari. Jäykistävien rakenteiden suunnittelu. 2012. Teräsrakenneyhdistys. 73 s.
- [24] International Organization for Standardization. ISO 668:1995/Amd.2:2005(E). 2005. IHS. 6 s.
- [25] Betoniteollisuus ry. Jäykistysjärjestelmät. 2010. 43 s.
- [26] Valjus Juha, Finnmap Consulting. Pilari-palkkirungon jäykistys ja liitosratkaisut. [Online]. Saatavissa: www.elementtisuunnittelu.fi/.../23664/Valjus%20Pilari-palkkirungon%20jäykistys.pdf [Haettu 13.4.2016]
- [27] Ilkka Niska, Perkkiö Harri, Silvennoinen Antti. Teräsrunkoinen asuin- ja toimistorakennus. Seminaariesitelmä 2007.

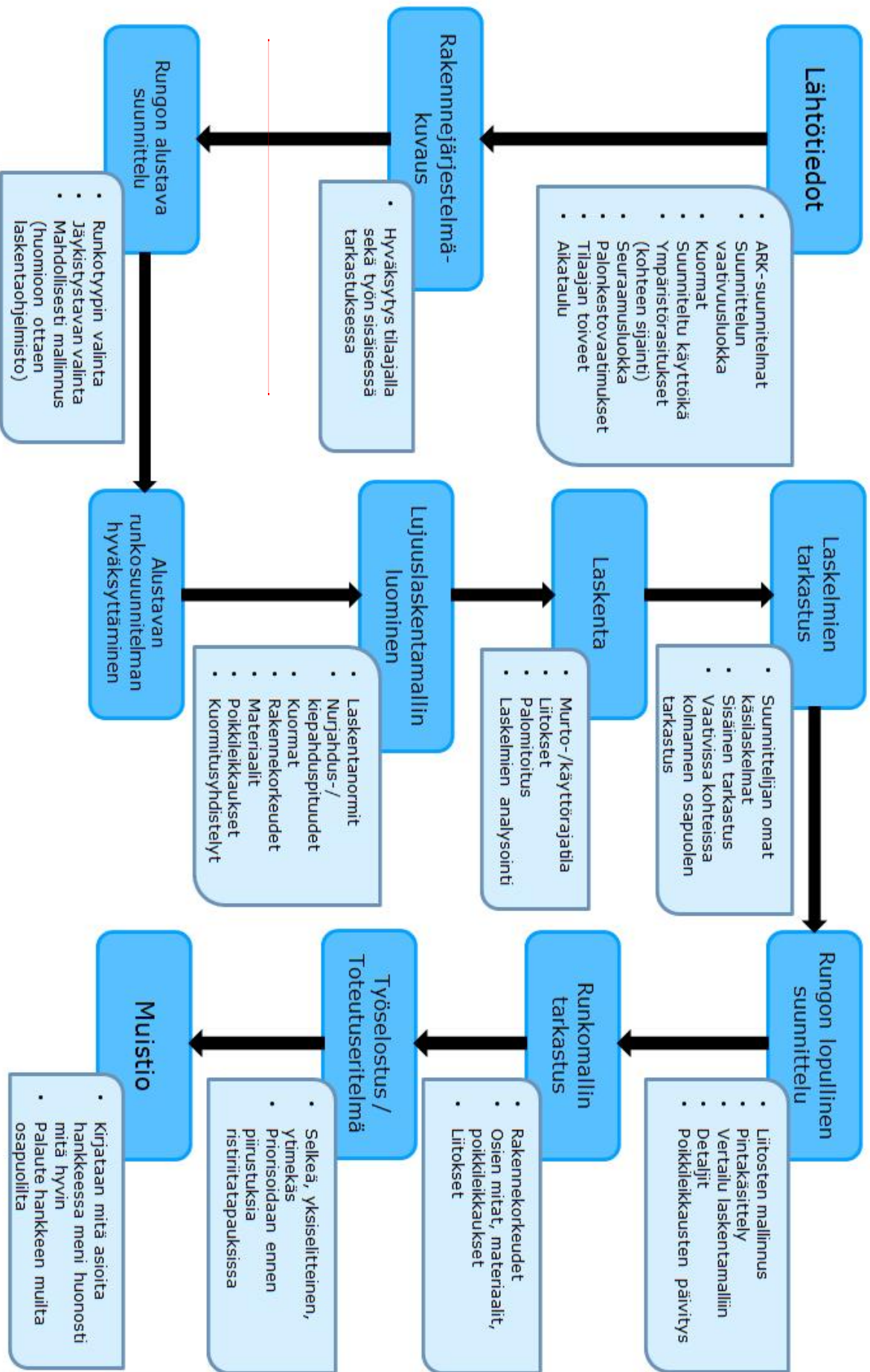
- [28] Betoniteollisuus ry. ”www.elementtisuunnittelu.fi” [Online]. Rakenteiden jäykistysjärjestelmät. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat> [Viitattu 11.5.2016]
- [29] Vuokila Antti, Turunen Esa. Teräsrunkoinen toimistorakennus. Teknillinen korkeakoulu, Rakennus- ja ympäristötekniikan osasto, Talonrakennustekniikan laboratorio.
- [30] Kaitila Olli. Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus: Eurocode 3 –oppikirja. 2010. Teräsrakenneyhdistys ry, Helsinki. 183 s.
- [31] Outinen Hannu, Salmi Tapio, Vulli Pertti. Lujuusopin perusteet. 2004. Tampere. 464 s.
- [32] Betoniteollisuus ry. ”www.elementtisuunnittelu.fi” [Online]. Matalapalkit. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/palkit/matalapalkit> [Viitattu 17.6.2016]
- [33] Boel Harm. Buckling Length Factors of Hollow Section Members in Lattice Girders. 2010. Eindhoven University of Technology. 274 s.
- [34] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1992-1-1 + A1 + AC. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2015. Helsinki, SFS. 218 s.
- [35] Teräsrakenneyhdistys ry. Värähtelyn normikortti N:o 17/2005. 2005. [Online]. Saatavilla: <http://www.terasrakenneyhdistys.fi/fin/toiminta/normikortit/> [Haettu 25.2.2016]
- [36] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1993-1-2 Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus. 2005. Helsinki, SFS. 75 s.
- [37] Aalto Timo, Anttila Erkki J., Aromaa Pekka, Hassinen Paavo, Hirsimäki Heikki, Huhdankoski Erkki, Inha Timo, Koskinen Matti, Kouhi Jouko, Lautanala Mika, Meller Petri, Pehrsson Raimo, Rintala Eero, Saarni Risto, Sandberg Pertti, Ålander Casper. Teräsrakentaminen. 1994. Rakennustieto, Helsinki. 182 s.
- [38] Inha Timo. Rakenteiden palosuojaus. Teräsrakenteiden pääsuunnittelijan kurssimateriaali. 96 s.
- [39] Siikanen Unto. Rakennusaineoppi. 2009. Helsinki, Rakennustieto. 328 s.

- [40] Flink Raimo, Killström Tiina, Kilpinen Juha, Kotilainen Pekka, Tuisku Leana. Metallipintojen teollinen maalaus. 2009. Tikkurila Oy. 78 s.
- [41] Suomen standardisoimisliitto. SFS-EN 1090-2+A1 Teräs ja alumiinirakenteiden toteutus. Osa 2: Teräsrakenteita koskevat tekniset vaatimukset. 2012. Helsinki, SFS. 200 s.
- [42] Suomen standardisoimisliitto. SFS-EN ISO 12944-4 Maalit ja lakat. Teräsrakenteiden korroosionesto suojamaaliyhdistelmillä. Osa 4: Pintatyypit ja pinnan esikäsitteily. 1998. Helsinki, SFS. 39 s.
- [43] Suomen standardisoimisliitto. SFS 5873 Metallirakenteiden korroosionesto suojamaaliyhdistelmillä. Käyttösuositus prosessi- ja metalliteollisuudelle. 2008. Helsinki, SFS. 22 s.
- [44] Miikka Karjalainen. Opinnäytetyö, Teräsrakenteiden säilyvyys. 2013. Tampereen ammattikorkeakoulu. 69 s.
- [45] M. E. Brettle. Steel Building Design: Introduction to Eurocodes, Publication 361. 2009. The Steel Construction Institute, Ascot. 37 s.
- [46] The Steel Construction Institute, The British Constructional Steelwork Association Limited. Joint in steel construction: Simple joints to Eurocode 3. Publication 358. 2014. Ascot & London. 484 s.
- [47] Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus B0 Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. 2015. Ympäristöministeriö. 28 s.
- [48] Hömmö Erkki. Design methods for console joint of the composite column and wq-beam. 2008. Tampereen Teknillinen Yliopisto. 117 s.
- [49] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1993-1-10 Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-10: Materiaalin sitkeys ja paksuussuuntaiset ominaisuudet. 2005. Helsinki, SFS. 17 s.
- [50] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 2553 Hitsaus ja niiden lähiprosessit. Merkinnät piirustuksiin. 2014. Helsinki, SFS. 117 s.
- [51] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1991-2 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset. 2003. Helsinki, SFS. 102 s.
- [52] Tuisku Leena. Kuumasinkittyjen teräsrakenteiden maalaus. 2015. Teräsrakennelehti 3/2015.

- [53] Suomen kuumasinkitsijät ry. ”www.kuumasinkitys.fi” [Online]. [Viitattu 20.7.2016].
- [54] Kouhi Jouko. Eurocode 3 Teräsrakenteiden suunnittelu. 1-1 Yleiset ja rakennuksia koskevat säännöt. Teräsrakenneyhdistys ry. 2015. Helsinki. 397 s.
- [55] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. 2011. RIL 201-1-2011, Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki. 190 s.

Liite 1: Prosessikaavio

Teräsrakennesuunnitteluprosessi



Liite 2: Teklamallin tarkastuslista

| Teklamallin tarkastuslista | | Mallin vastuhenkilö | | |
|----------------------------|----|---------------------|------------------------|---|
| Kohde | OK | Virhe | Tarkastaja | Virheen paikka |
| | | | tarkastus päivämäärä | Virheen selite |
| Pilarit | x | | | |
| PL Dimensio | x | | | |
| Pohjalevyt | x | | | |
| Peruspuitit | x | x | moduuli A - 1 | Peruspuittien mitatoleranssit liian pienet |
| Peruspuittien reiat | x | | | |
| Pätylevyt | x | | | |
| Jäykistysliitokset | x | | | |
| Palkkiliitokset | x | x | moduuli B - 15, B - 16 | Palkkiliitosten puuttii |
| Ristikoliitokset | x | | | |
| Leikkauspalat | x | | | |
| konsoit | x | | | |
| Palkit | | | | |
| PL dimensio | | x | HEA-palkit 2. krs | Poikkeileikkausten dimensiot eroavat laskentamallista |
| Pätylevyt | x | | | |
| Palkkiliitokset | x | | | |
| Noitsikolat | x | | | |
| Ristikot | | | | |
| Paarteiden dimensiot | x | | | |
| Uumasauvojen dimensiot | x | | | |
| Uumasauvojen vapaaväli | | x | R-15 - R-25 | Uumasauvojen vapaaväli liian pienet |
| Jäykisteiden liitokset | x | | | |
| Uumasauvojen hitsit | x | | | |
| Portaat | | | | |
| Dimensiot | x | | | |
| Reisilankkujen liitokset | x | | | |
| Askeleiden liitokset | x | | | |
| Kaitteet | | x | Porrashuone | Portaiden kaitteet puuttuvat |
| Kaitteiden liitokset | x | | | |
| Porrassien teräslaji | x | | | |

Liite 2: Teklamallin tarkastuslista

| Konepajakuivat | | | | |
|---------------------|---|---|---------------|-------------------------------|
| Levyosat (W_PLATE) | x | | | |
| Osakuivat (W_BEAM) | x | | | |
| Kokooppinat | x | | | |
| Pilarit (A_COLUMN) | | x | C-110 - C-150 | Konsolien mitoitus puuttuu |
| Pakit (A_BEAM) | x | | | |
| Ristikot (A_TRUSS) | | x | Ristikokuivat | Uunasauvojen mitoitus puuttuu |
| Luettelot | | | | |
| Massaluettelo | x | | | |
| Pulttiluettelo | x | | | |
| Peruspulttuluettelo | x | | | |

Liite 3: ROBOT-laskentarataportti, perustusliitos

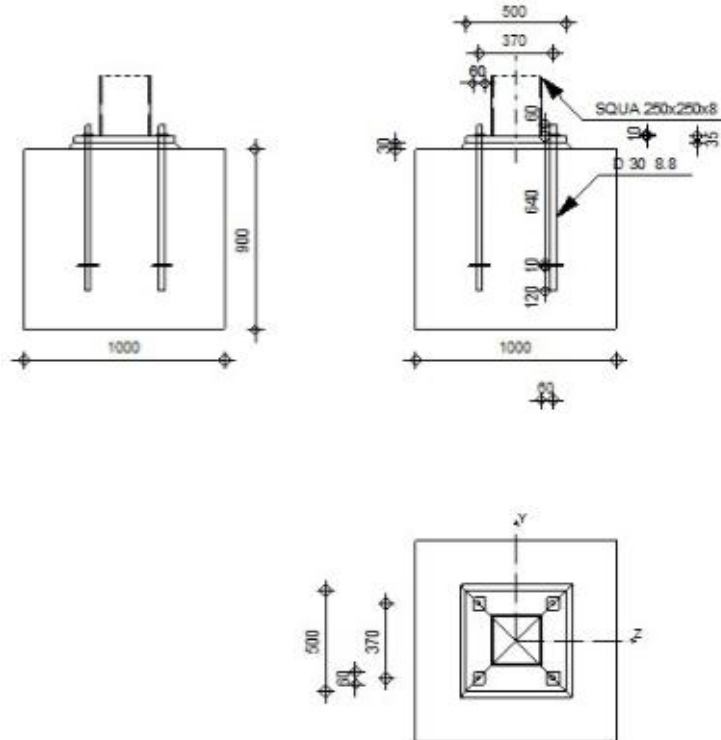


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Fixed column base design

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Ratio
0,92

GENERAL

Connection no.: 7
 Connection name: Fixed column base
 Structure node: 186
 Structure bars: 217

GEOMETRY

COLUMN

Section: SQUA 250x250x8

Bar no.: 217

| | | | |
|----------------|-------------|--------------------|---|
| $L_c =$ | 9,75 | [m] | Column length |
| $a =$ | 0,0 | [Deg] | Inclination angle |
| $h_c =$ | 250 | [mm] | Height of column section |
| $b_{fc} =$ | 250 | [mm] | Width of column section |
| $t_{wc} =$ | 8 | [mm] | Thickness of the web of column section |
| $t_{fc} =$ | 8 | [mm] | Thickness of the flange of column section |
| $r_c =$ | 12 | [mm] | Radius of column section fillet |
| $A_c =$ | 7524,25 | [mm ²] | Cross-sectional area of a column |
| $I_{yc} =$ | 72292047,00 | [mm ⁴] | Moment of inertia of the column section |
| Material: S355 | | | |
| $f_{yc} =$ | 355,00 | [MPa] | Resistance |
| $f_{uc} =$ | 490,00 | [MPa] | Yield strength of a material |

COLUMN BASE

| | | | |
|----------------|-----|------|-----------|
| $l_{pd} =$ | 500 | [mm] | Length |
| $b_{pd} =$ | 500 | [mm] | Width |
| $t_{pd} =$ | 35 | [mm] | Thickness |
| Material: S355 | | | |

Liite 3: ROBOT-laskentarataportti, perustusliitos

| | | | |
|-------------|--------|-------|------------------------------|
| $f_{ypd} =$ | 355,00 | [MPa] | Resistance |
| $f_{upd} =$ | 490,00 | [MPa] | Yield strength of a material |

ANCHORAGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

| | | | |
|-------------------------------|--------|--------------------|---|
| Class = | 8.8 | | Anchor class |
| $f_{yb} =$ | 640,00 | [MPa] | Yield strength of the anchor material |
| $f_{ub} =$ | 800,00 | [MPa] | Tensile strength of the anchor material |
| $d =$ | 30 | [mm] | Bolt diameter |
| $A_s =$ | 561,00 | [mm ²] | Effective section area of a bolt |
| $A_v =$ | 706,86 | [mm ²] | Area of bolt section |
| $n_H =$ | 2 | | Number of bolt columns |
| $n_V =$ | 2 | | Number of bolt rows |
| Horizontal spacing $e_{Hi} =$ | 370 | [mm] | |
| Vertical spacing $e_{Vi} =$ | 370 | [mm] | |

Anchor dimensions

| | | |
|---------|-----|------|
| $L_1 =$ | 60 | [mm] |
| $L_2 =$ | 640 | [mm] |
| $L_3 =$ | 120 | [mm] |

Anchor plate

| | | | |
|---------|-----|------|-----------|
| $d =$ | 100 | [mm] | Diameter |
| $t_p =$ | 10 | [mm] | Thickness |

Material: S235

| | | | |
|---------|--------|-------|------------|
| $f_y =$ | 235,00 | [MPa] | Resistance |
|---------|--------|-------|------------|

Washer

| | | | |
|------------|----|------|-----------|
| $l_{wd} =$ | 60 | [mm] | Length |
| $b_{wd} =$ | 60 | [mm] | Width |
| $t_{wd} =$ | 10 | [mm] | Thickness |

MATERIAL FACTORS

| | | | |
|------------|------|--|-----------------------|
| $g_{M0} =$ | 1,00 | | Partial safety factor |
| $g_{M2} =$ | 1,25 | | Partial safety factor |
| $g_C =$ | 1,50 | | Partial safety factor |

SPREAD FOOTING

| | | | |
|-------|------|------|-----------------------|
| $L =$ | 1000 | [mm] | Spread footing length |
| $B =$ | 1000 | [mm] | Spread footing width |
| $H =$ | 900 | [mm] | Spread footing height |

Concrete

Class C80/95

| | | | |
|------------|-------|-------|---|
| $f_{ck} =$ | 80,00 | [MPa] | Characteristic resistance for compression |
|------------|-------|-------|---|

Grout layer

| | | | |
|--------------|-------|-------|--|
| $t_g =$ | 30 | [mm] | Thickness of leveling layer (grout) |
| $f_{ck,g} =$ | 12,00 | [MPa] | Characteristic resistance for compression |
| $C_{f,d} =$ | 0,30 | | Coeff. of friction between the base plate and concrete |

WELDS

| | | | |
|---------|---|------|----------------------------------|
| $a_p =$ | 8 | [mm] | Footing plate of the column base |
|---------|---|------|----------------------------------|

LOADS

Case: 7: ULS /6/ 1*0.90 + 2*0.90 + 3*1.15 + 4*1.65 + 6*0.90

| | | | |
|----------------|--------|--------|----------------|
| $N_{j,Ed} =$ | -57,46 | [kN] | Axial force |
| $V_{j,Ed,y} =$ | 0,25 | [kN] | Shear force |
| $V_{j,Ed,z} =$ | 21,41 | [kN] | Shear force |
| $M_{j,Ed,y} =$ | -67,21 | [kN*m] | Bending moment |
| $M_{j,Ed,z} =$ | 2,43 | [kN*m] | Bending moment |

RESULTS

Liite 3: ROBOT-laskentarataportti, perustusliitos

COMPRESSION ZONE

COMPRESSION OF CONCRETE

| | | | | |
|---|-----------|--------------------|--|-----------------------|
| $f_{cd} =$ | 53,33 | [MPa] | Design compressive resistance | EN 1992-1-[3.1.6.(1)] |
| $f_j =$ | 71,11 | [MPa] | Design bearing resistance under the base plate | [6.2.5.(7)] |
| $c = t_p \cdot \alpha_{f_{yp}} / (3 \cdot f_j \cdot g_{M0})$ | | | | |
| $c =$ | 45 | [mm] | Additional width of the bearing pressure zone | [6.2.5.(4)] |
| $b_{eff} =$ | 98 | [mm] | Effective width of the bearing pressure zone under the flange | [6.2.5.(3)] |
| $l_{eff} =$ | 340 | [mm] | Effective length of the bearing pressure zone under the flange | [6.2.5.(3)] |
| $A_{c0} =$ | 33451,04 | [mm ²] | Area of the joint between the base plate and the foundation | EN 1992-1-[6.7.(3)] |
| $A_{c1} =$ | 294896,95 | [mm ²] | Maximum design area of load distribution | EN 1992-1-[6.7.(3)] |
| $F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \alpha_{A_{c1}/A_{c0}} \cdot \xi \cdot 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$ | | | | |
| $A_{c1} =$ | 294896,95 | [mm ²] | Maximum design area of load distribution | EN 1992-1-[6.7.(3)] |
| $b_j =$ | 0,67 | | Reduction factor for compression | [6.2.5.(7)] |
| $f_{jd} = b_j \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$ | | | | |
| $f_{jd} =$ | 105,57 | [MPa] | Design bearing resistance | [6.2.5.(7)] |
| $A_{c,n} =$ | 95153,42 | [mm ²] | Bearing area for compression | [6.2.8.2.(1)] |
| $A_{c,y} =$ | 33451,04 | [mm ²] | Bearing area for bending My | [6.2.8.3.(1)] |
| $A_{c,z} =$ | 33451,04 | [mm ²] | Bearing area for bending Mz | [6.2.8.3.(1)] |
| $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$ | | | | |
| $F_{c,Rd,n} =$ | 10045,28 | [kN] | Bearing resistance of concrete for compression | [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{c,Rd,y} =$ | 3531,40 | [kN] | Bearing resistance of concrete for bending My | [6.2.8.3.(1)] |
| $F_{c,Rd,z} =$ | 3531,40 | [kN] | Bearing resistance of concrete for bending Mz | [6.2.8.3.(1)] |

COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

| | | | | |
|--|-----------|--------------------|--|------------------------|
| $CL =$ | 1,00 | | Section class | EN 1993-1-1-[5.5.2] |
| $W_{pl,y} =$ | 675770,00 | [mm ³] | Plastic section modulus | EN1993-1-1-[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,y} =$ | 239,90 | [kN*m] | Design resistance of the section for bending | EN1993-1-1-[6.2.5] |
| $h_{f,y} =$ | 242 | [mm] | Distance between the centroids of flanges | [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$ | | | | |
| $F_{c,fc,Rd,y} =$ | 991,32 | [kN] | Resistance of the compressed flange and web | [6.2.6.7.(1)] |
| $W_{pl,z} =$ | 675770,00 | [mm ³] | Plastic section modulus | EN1993-1-1-[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,z} =$ | 239,90 | [kN*m] | Design resistance of the section for bending | EN1993-1-1-[6.2.5] |
| $h_{f,z} =$ | 242 | [mm] | Distance between the centroids of flanges | [6.2.6.7.(1)] |
| $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$ | | | | |
| $F_{c,fc,Rd,z} =$ | 991,32 | [kN] | Resistance of the compressed flange and web | [6.2.6.7.(1)] |

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

| | | | | |
|--|----------|------|--|---------------|
| $N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$ | | | | |
| $N_{j,Rd} =$ | 10045,28 | [kN] | Resistance of a spread footing for axial compression | [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$ | | | | |
| $F_{c,Rd,y} =$ | 991,32 | [kN] | Resistance of spread footing in the compression zone | [6.2.8.3] |
| $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$ | | | | |
| $F_{c,Rd,z} =$ | 991,32 | [kN] | Resistance of spread footing in the compression zone | [6.2.8.3] |

TENSION ZONE

STEEL FAILURE

| | | | | |
|---|--------|--------------------|---|---------------|
| $A_b =$ | 561,00 | [mm ²] | Effective anchor area | [Table 3.4] |
| $f_{ub} =$ | 800,00 | [MPa] | Tensile strength of the anchor material | [Table 3.4] |
| $\beta =$ | 0,85 | | Reduction factor of anchor resistance | [3.6.1.(3)] |
| $F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / g_{M2}$ | | | | |
| $F_{t,Rd,s1} =$ | 274,67 | [kN] | Anchor resistance to steel failure | [Table 3.4] |
| $g_{Ms} =$ | 1,20 | | Partial safety factor | CEB [3.2.3.2] |
| $f_{yb} =$ | 640,00 | [MPa] | Yield strength of the anchor material | CEB [9.2.2] |
| $F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / g_{Ms}$ | | | | |
| $F_{t,Rd,s2} =$ | 299,20 | [kN] | Anchor resistance to steel failure | CEB [9.2.2] |

Liite 3: ROBOT-laskentaportti, perustusliitos

| | | | |
|---|--------------------|---|-----------------------|
| $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$ | | | |
| $F_{t,Rd,s} = 274,67$ | [kN] | Anchor resistance to steel failure | |
| PULL-OUT FAILURE | | | |
| $f_{ck} = 80,00$ | [MPa] | Characteristic compressive strength of concrete | EN 1992-1-[3.1.2] |
| $A_h = 7147,12$ | [mm ²] | Bearing area of the head | CEB [15.1.2.3] |
| $P_k = 880,00$ | [MPa] | Characteristic strength of concrete (pull-out) | CEB [15.1.2.3] |
| $g_{Mp} = 2,16$ | | Partial safety factor | CEB [3.2.3.1] |
| $F_{t,Rd,p} = P_k \cdot A_h / g_{Mp}$ | | | |
| $F_{t,Rd,p} = 363,97$ | [kN] | Design uplift capacity | CEB [9.2.3] |
| CONCRETE CONE FAILURE | | | |
| $h_{ef} = 210$ | [mm] | Effective anchorage depth | CEB [9.2.4] |
| $N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$ | | | |
| $N_{Rk,c}^0 = 204,14$ | [kN] | Characteristic resistance of an anchor | CEB [9.2.4] |
| $s_{cr,N} = 630$ | [mm] | Critical width of the concrete cone | CEB [9.2.4] |
| $c_{cr,N} = 315$ | [mm] | Critical edge distance | CEB [9.2.4] |
| $A_{c,N0} = 1000000,00$ | [mm ²] | Maximum area of concrete cone | CEB [9.2.4] |
| $A_{c,N} = 1000000,00$ | [mm ²] | Actual area of concrete cone | CEB [9.2.4] |
| $y_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$ | | | |
| $y_{A,N} = 1,00$ | | Factor related to anchor spacing and edge distance | CEB [9.2.4] |
| $c = 315$ | [mm] | Minimum edge distance from an anchor | CEB [9.2.4] |
| $y_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$ | | | |
| $y_{s,N} = 1,00$ | | Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete | CEB [9.2.4] |
| $y_{ec,N} = 1,00$ | | Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors | CEB [9.2.4] |
| $y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$ | | | |
| $y_{re,N} = 1,00$ | | Shell spalling factor | CEB [9.2.4] |
| $y_{ucr,N} = 1,40$ | | Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete | CEB [9.2.4] |
| $g_{Mc} = 2,16$ | | Partial safety factor | CEB [3.2.3.1] |
| $F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot y_{A,N} \cdot y_{s,N} \cdot y_{ec,N} \cdot y_{re,N} \cdot y_{ucr,N} / g_{Mc}$ | | | |
| $F_{t,Rd,c} = 132,32$ | [kN] | Design anchor resistance to concrete cone failure | EN 1992-1-[8.4.2.(2)] |
| SPLITTING FAILURE | | | |
| $h_{ef} = 640$ | [mm] | Effective anchorage depth | CEB [9.2.5] |
| $N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$ | | | |
| $N_{Rk,c}^0 = 1086,12$ | [kN] | Design uplift capacity | CEB [9.2.5] |
| $s_{cr,N} = 1280$ | [mm] | Critical width of the concrete cone | CEB [9.2.5] |
| $c_{cr,N} = 640$ | [mm] | Critical edge distance | CEB [9.2.5] |
| $A_{c,N0} = 2722500,00$ | [mm ²] | Maximum area of concrete cone | CEB [9.2.5] |
| $A_{c,N} = 1000000,00$ | [mm ²] | Actual area of concrete cone | CEB [9.2.5] |
| $y_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$ | | | |
| $y_{A,N} = 0,37$ | | Factor related to anchor spacing and edge distance | CEB [9.2.5] |
| $c = 315$ | [mm] | Minimum edge distance from an anchor | CEB [9.2.5] |
| $y_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$ | | | |
| $y_{s,N} = 0,85$ | | Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the concrete | CEB [9.2.5] |
| $y_{ec,N} = 1,00$ | | Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors | CEB [9.2.5] |
| $y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$ | | | |
| $y_{re,N} = 1,00$ | | Shell spalling factor | CEB [9.2.5] |
| $y_{ucr,N} = 1,40$ | | Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete | CEB [9.2.5] |
| $y_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$ | | | |
| $y_{h,N} = 0,79$ | | Coeff. related to the foundation height | CEB [9.2.5] |
| $g_{M,sp} = 2,16$ | | Partial safety factor | CEB [3.2.3.1] |
| $F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot y_{A,N} \cdot y_{s,N} \cdot y_{ec,N} \cdot y_{re,N} \cdot y_{ucr,N} \cdot y_{h,N} / g_{M,sp}$ | | | |
| $F_{t,Rd,sp} = 173,31$ | [kN] | Design anchor resistance to splitting of concrete | CEB [9.2.5] |

Liite 3: ROBOT-laskentarataportti, perustusliitos

TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 132,32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Tensile resistance of an anchor}$$

BENDING OF THE BASE PLATE

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$$l_{eff,1} = 250 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective length for a single bolt for mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 250 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective length for a single bolt for mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 262 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance of a bolt from the stiffening edge} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 27,18 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of a plate for mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 27,18 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of a plate for mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 415,54 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a plate for mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 222,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a plate for mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 264,63 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a plate for mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 222,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Tension resistance of a plate} \quad [6.2.4]$$

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 250 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective length for a single bolt for mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 250 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective length for a single bolt for mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 262 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance of a bolt from the stiffening edge} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 27,18 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of a plate for mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 27,18 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of a plate for mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 415,54 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a plate for mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 222,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a plate for mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 264,63 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a plate for mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 222,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Tension resistance of a plate} \quad [6.2.4]$$

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 222,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a column base in the tension zone} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 222,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a column base in the tension zone} \quad [6.2.8.3]$$

CONNECTION CAPACITY CHECK

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,01)$$

$$e_y = 1170 \quad [\text{mm}] \quad \text{Axial force eccentricity} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 121 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 185 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 75,96 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,88 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,88)$$

$$e_z = 42 \quad [\text{mm}] \quad \text{Axial force eccentricity} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 121 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 185 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 62,07 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,04)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,92 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,92)$$

SHEAR

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$$a_{d,y} = 0,68 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$a_{b,y} = 0,68 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot a_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d_p^2 / q_{M2}$$

Liite 3: ROBOT-laskentraportti, perustusliitos

| | | | |
|---|--------------------|---|-----------------|
| $F_{1,vb,Rd,y} = 696,72$ | [kN] | Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate | [6.2.2.(7)] |
| Shear force $V_{j,Ed,z}$ | | | |
| $a_{d,z} = 0,68$ | | Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear | [Table 3.4] |
| $a_{b,z} = 0,68$ | | Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$ | [Table 3.4] |
| $k_{1,z} = 2,50$ | | Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear | [Table 3.4] |
| $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$ | | | |
| $F_{1,vb,Rd,z} = 696,72$ | [kN] | Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate | [6.2.2.(7)] |
| SHEAR OF AN ANCHOR BOLT | | | |
| $a_b = 0,25$ | | Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$ | [6.2.2.(7)] |
| $A_{vb} = 706,86$ | [mm ²] | Area of bolt section | [6.2.2.(7)] |
| $f_{ub} = 800,00$ | [MPa] | Tensile strength of the anchor material | [6.2.2.(7)] |
| $g_{M2} = 1,25$ | | Partial safety factor | [6.2.2.(7)] |
| $F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{vb} / g_{M2}$ | | | |
| $F_{2,vb,Rd} = 112,19$ | [kN] | Shear resistance of a bolt - without lever arm | [6.2.2.(7)] |
| $a_M = 2,00$ | | Factor related to the fastening of an anchor in the foundation | CEB [9.3.2.2] |
| $M_{Rk,s} = 1,83$ | [kN*m] | Characteristic bending resistance of an anchor | CEB [9.3.2.2] |
| $l_{sm} = 63$ | [mm] | Lever arm length | CEB [9.3.2.2] |
| $g_{Ms} = 1,20$ | | Partial safety factor | CEB [3.2.3.2] |
| $F_{v,Rd,sm} = a_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * g_{Ms})$ | | | |
| $F_{v,Rd,sm} = 48,79$ | [kN] | Shear resistance of a bolt - with lever arm | CEB [9.3.1] |
| CONCRETE PRY-OUT FAILURE | | | |
| $N_{Rk,c} = 285,80$ | [kN] | Design uplift capacity | CEB [9.2.4] |
| $k_3 = 2,00$ | | Factor related to the anchor length | CEB [9.3.3] |
| $g_{Mc} = 2,16$ | | Partial safety factor | CEB [3.2.3.1] |
| $F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / g_{Mc}$ | | | |
| $F_{v,Rd,cp} = 264,63$ | [kN] | Concrete resistance for pry-out failure | CEB [9.3.1] |
| CONCRETE EDGE FAILURE | | | |
| Shear force $V_{j,Ed,y}$ | | | |
| $V_{Rk,c,y}^0 = 1040,30$ | [kN] | Characteristic resistance of an anchor | CEB [9.3.4.(a)] |
| $y_{A,V,y} = 0,67$ | | Factor related to anchor spacing and edge distance | CEB [9.3.4] |
| $y_{h,V,y} = 1,00$ | | Factor related to the foundation thickness | CEB [9.3.4.(c)] |
| $y_{s,V,y} = 0,90$ | | Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction | CEB [9.3.4.(d)] |
| $y_{ec,V,y} = 1,00$ | | Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group | CEB [9.3.4.(e)] |
| $y_{a,V,y} = 1,00$ | | Factor related to the angle at which the shear load is applied | CEB [9.3.4.(f)] |
| $y_{ucr,V,y} = 1,00$ | | Factor related to the type of edge reinforcement used | CEB [9.3.4.(g)] |
| $g_{Mc} = 2,16$ | | Partial safety factor | CEB [3.2.3.1] |
| $F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * y_{A,V,y} * y_{h,V,y} * y_{s,V,y} * y_{ec,V,y} * y_{a,V,y} * y_{ucr,V,y} / g_{Mc}$ | | | |
| $F_{v,Rd,c,y} = 288,97$ | [kN] | Concrete resistance for edge failure | CEB [9.3.1] |
| Shear force $V_{j,Ed,z}$ | | | |
| $V_{Rk,c,z}^0 = 1040,30$ | [kN] | Characteristic resistance of an anchor | CEB [9.3.4.(a)] |
| $y_{A,V,z} = 0,67$ | | Factor related to anchor spacing and edge distance | CEB [9.3.4] |
| $y_{h,V,z} = 1,00$ | | Factor related to the foundation thickness | CEB [9.3.4.(c)] |
| $y_{s,V,z} = 0,90$ | | Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction | CEB [9.3.4.(d)] |
| $y_{ec,V,z} = 1,00$ | | Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group | CEB [9.3.4.(e)] |
| $y_{a,V,z} = 1,00$ | | Factor related to the angle at which the shear load is applied | CEB [9.3.4.(f)] |
| $y_{ucr,V,z} = 1,00$ | | Factor related to the type of edge reinforcement used | CEB [9.3.4.(g)] |
| $g_{Mc} = 2,16$ | | Partial safety factor | CEB [3.2.3.1] |
| $F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * y_{A,V,z} * y_{h,V,z} * y_{s,V,z} * y_{ec,V,z} * y_{a,V,z} * y_{ucr,V,z} / g_{Mc}$ | | | |
| $F_{v,Rd,c,z} = 288,97$ | [kN] | Concrete resistance for edge failure | CEB [9.3.1] |

Liite 3: ROBOT-laskentaraportti, perustusliitos

SPLITTING RESISTANCE

| | | | | |
|---------------------------------|-------|------|--|-------------|
| $C_{f,d} =$ | 0,30 | | Coeff. of friction between the base plate and concrete | [6.2.2.(6)] |
| $N_{c,Ed} =$ | 57,46 | [kN] | Compressive force | [6.2.2.(6)] |
| $F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$ | | | | |
| $F_{f,Rd} =$ | 17,24 | [kN] | Slip resistance | [6.2.2.(6)] |

SHEAR CHECK

| | | | | |
|--|--------|------|---------------------------------|-----------------|
| $V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$ | | | | |
| $V_{j,Rd,y} =$ | 212,38 | [kN] | Connection resistance for shear | CEB [9.3.1] |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ | | | 0,00 < 1,00 | verified (0,00) |
| $V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$ | | | | |
| $V_{j,Rd,z} =$ | 212,38 | [kN] | Connection resistance for shear | CEB [9.3.1] |
| $V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ | | | 0,10 < 1,00 | verified (0,10) |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ | | | 0,10 < 1,00 | verified (0,10) |

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

| | | | | |
|--|-------|-------|---|-----------------|
| $s_{\lambda} =$ | 78,72 | [MPa] | Normal stress in a weld | [4.5.3.(7)] |
| $t_{\lambda} =$ | 78,72 | [MPa] | Perpendicular tangent stress | [4.5.3.(7)] |
| $t_{yII} =$ | 0,06 | [MPa] | Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$ | [4.5.3.(7)] |
| $t_{zII} =$ | 5,35 | [MPa] | Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$ | [4.5.3.(7)] |
| $b_W =$ | 0,90 | | Resistance-dependent coefficient | [4.5.3.(7)] |
| $s_{\lambda} / (0.9 * f_u / g_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) | | | 0,22 < 1,00 | verified (0,22) |
| $\check{\alpha} s_{\lambda}^2 + 3.0 (t_{yII}^2 + t_{\lambda}^2) / (f_u / (b_W * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) | | | 0,36 < 1,00 | verified (0,36) |
| $\check{\alpha} s_{\lambda}^2 + 3.0 (t_{zII}^2 + t_{\lambda}^2) / (f_u / (b_W * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) | | | 0,32 < 1,00 | verified (0,32) |

CONNECTION STIFFNESS

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

| | | | | |
|---|----------|--------|--|---------------|
| $b_{eff} =$ | 98 | [mm] | Effective width of the bearing pressure zone under the flange | [6.2.5.(3)] |
| $l_{eff} =$ | 340 | [mm] | Effective length of the bearing pressure zone under the flange | [6.2.5.(3)] |
| $k_{13,y} = E_c * \check{\alpha} (b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)$ | | | | |
| $k_{13,y} =$ | 29 | [mm] | Stiffness coeff. of compressed concrete | [Table 6.11] |
| $l_{eff} =$ | 250 | [mm] | Effective length for a single bolt for mode 2 | [6.2.6.5] |
| $m =$ | 262 | [mm] | Distance of a bolt from the stiffening edge | [6.2.6.5] |
| $k_{15,y} = 0.850 * l_{eff}^3 * t_p^3 / (m^3)$ | | | | |
| $k_{15,y} =$ | 1 | [mm] | Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension | [Table 6.11] |
| $L_b =$ | 330 | [mm] | Effective anchorage depth | [Table 6.11] |
| $k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$ | | | | |
| $k_{16,y} =$ | 3 | [mm] | Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension | [Table 6.11] |
| $l_{0,y} =$ | 1,30 | | Column slenderness | [5.2.2.5.(2)] |
| $S_{j,ini,y} =$ | 4294,68 | [kN*m] | Initial rotational stiffness | [Table 6.12] |
| $S_{j,rig,y} =$ | 17478,39 | [kN*m] | Stiffness of a rigid connection | [5.2.2.5] |
| $S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGID | | | | [5.2.2.5.(2)] |

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

| | | | | |
|---|------|------|---|---------------|
| $k_{13,z} = E_c * \check{\alpha} (A_{c,z}) / (1.275 * E)$ | | | | |
| $k_{13,z} =$ | 29 | [mm] | Stiffness coeff. of compressed concrete | [Table 6.11] |
| $l_{eff} =$ | 250 | [mm] | Effective length for a single bolt for mode 2 | [6.2.6.5] |
| $m =$ | 262 | [mm] | Distance of a bolt from the stiffening edge | [6.2.6.5] |
| $k_{15,z} = 0.850 * l_{eff}^3 * t_p^3 / (m^3)$ | | | | |
| $k_{15,z} =$ | 1 | [mm] | Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension | [Table 6.11] |
| $L_b =$ | 330 | [mm] | Effective anchorage depth | [Table 6.11] |
| $k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$ | | | | |
| $k_{16,z} =$ | 3 | [mm] | Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension | [Table 6.11] |
| $l_{0,z} =$ | 1,30 | | Column slenderness | [5.2.2.5.(2)] |

Liite 3: ROBOT-laskentarataportti, perustusliitos

| | | | | |
|--------------------------------|-----------|--------|---------------------------------|---------------|
| $S_{j,ini,z} =$ | 176418,72 | [kN*m] | Initial rotational stiffness | [6.3.1.(4)] |
| $S_{j,rig,z} =$ | 17478,39 | [kN*m] | Stiffness of a rigid connection | [5.2.2.5] |
| $S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ | RIGID | | | [5.2.2.5.(2)] |

WEAKEST COMPONENT:

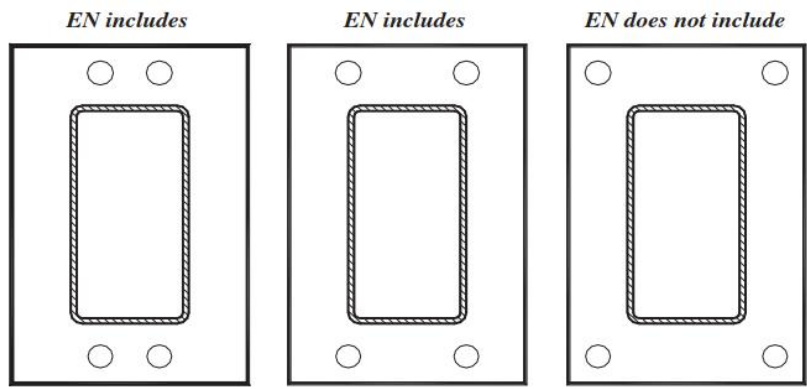
BASE PLATE - BENDING

| | | |
|--|-------|------|
| Connection conforms to the code | Ratio | 0,92 |
|--|-------|------|

LASKENTARAPORTIN KOMMENTIT

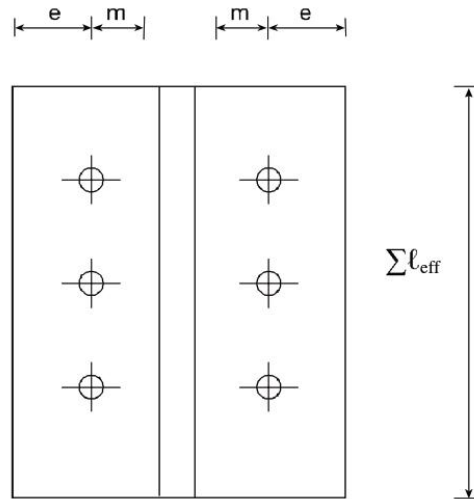
Perustusliitos on tehty käyttäen kylmämuovattua putkiprofiilia. Eurokoodi ei tunne tapausta putkiprofiilin perustusliitokselle, mutta ohjelmisto soveltaa Eurokoodin I-profiilille annettuja ohjeita putkiprofiilille, kuitenkin mainitsematta asiasta.

Perustusliitoksen pultit ovat profiilin nurkkapisteiden ulkopuolella. Eurokoodissa annetaan ohjeet perustusliitoksen mitoittamiseen, kun pultit ovat poikkileikkauksen laippojen nurkkapisteiden kohdalla tai niiden sisäpuolella [1]. Eurokoodin huomioon ottamia tapauksia on havainnollistettu kuvassa 1. SFS-EN 1993-1-8 taulukossa 6.2 on esitelty eri murtumismallien mukaisten mekanismien syntyminen ja laskentakaavat. Nämä kaavat ovat kuitenkin tehty laipan T-osan kestävyuden mitoittamiselle, jolloin se ei käsitä putkiprofiilien murtumismalleja.



Kuva 1. Eurokoodin käsittämät pulttien sijainnit päätylevyliitoksissa [1]

Laskentarataportin sivulla 5 on esitetty m-mitta liitokselle, 262 mm. M-mitta pitäisi olla pultin reiän keskiön etäisyys pilarin uumasta ja näin ollen kyseisen liitoksen m-mitta tulisi olla noin 50 mm eikä 262 mm. M-mitta esitetty kuvassa 2. Laskentarataportin samalla sivulla on myös käytetty tehollista pituutta $l_{eff} = 250$ mm, molemmissa murtumismalleissa. Eurokoodi ei kuitenkaan tunne murtumismallia kyseiselle liitokselle.



Kuva 2. Liitoksen *m*-mitta [SFS-EN 1993-1-8, s.73]

Laskentarataportin sivulla 2 on osio Material Factors, josta tulisi käydä ilmi laskennassa käytetyt kertoimet. Laskennassa on käytetty kuitenkin myös kertoimia, joita ei tässä osiossa esitetä. Esimerkiksi sivulla 3 ja 4 käytetään osavarmuuskertoimia γ_{Ms} ja γ_{Mp} . Näiden kertoimien kerrotaan olevan peräisin CEB Design Guide: Design on fastenings on concrete, julkaisusta.

LÄHTEET:

- [1] Heinisuo Markku, Ronni Hilikka, Perttola Henri, Aalto Ari, Tiainen Teemu. 2012. End and base plate joints with corner bolts for rectangular tubular member. Julkaistu: Journal of Constructional Steel Research 75 (2012) p. 85-92.
- [2] Suomen standardisoimisliitto. SFS EN 1993-1-8 Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus. 2005. Helsinki, SFS. 150 s.