

---

# MAATALOUDEN TUOTANTORAKENNUSTEN KEHÄJÄYKISTYS

---

Teemu Nieminen

Opinnäytetyö

Ammattikorkeakoulututkinto





Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Koulutusohjelma Rakennustekniikan koulutusohjelma	
Työn tekijä(t) Teemu Nieminen	
Työn nimi Maatalouden tuotantorakennusten kehäjäykistys	
Päiväys 5.5.2011	Sivumäärä/Liitteet 51/21
Ohjaaja(t) FM, Lehtori, Ville Kuusela ja Rakennetekniikan yliopettaja, Lisensiaatti, Arto Puurula	
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Lujabetoni Oy	
Tiivistelmä <p>Insinööriyön tavoitteena oli vertailla pilareiden toimintaa maatalousrakennusten kehärakenteessa. Työn tilaajana oli Lujabetoni Oy Siilinjärven tehtaan maatalousyksikkö. Lujabetoni Oy:llä oli tarve vertailla maatalousrakennusten pilareita, koska maatalousrakennusten koko ja kuormat ovat suurentuneet laajentumisen johdosta.</p> <p>Insinööriyössä vertailtiin teräs- ja betonipilareita kehärakenteessa. Lisäksi vertailtiin käsinlaskun ja kehäohjelman tuloksia. Työn tutkimuksiin käytettiin Strusoft-frame analysis -kehäohjelmaa. Työ aloitettiin tutkimalla maatalousrakennuksen mallinnusta kehäohjelmaan. Kehäohjelmaan tehdyn mallin avulla saatiin selville mitoittavan kuormitusyhdistelmän voimasuureet ja näillä voimasuureilla tehtiin mitoitus pilareille.</p> <p>Työn tuloksena saatiin selville maatalousrakennukseen sopiva betoni- ja teräspilarikoko. Tuloksista voidaan todeta, että käsin laskettuna saadaan rakenteen kestävyysen enemmän varmuutta verrattuna kehäohjelman tuloksiin. Lisäksi käyttämällä käsinlaskennassa samaa nurjahduspituutta kehäohjelman kanssa, laskelmien tuloksissa olevat erot ovat pieniä. Insinööriyön tuloksia käytetään jatkossa Lujabetonilla maatalousrakennuksiin liittyvissä tutkimuksissa ja rakennesuunnittelun apuvälineenä.</p>	
Avainsanat Maatalousrakennus, Pilari, Jäykistys	

Field of Study Technology, Communication and Transport			
Degree Programme Degree Programme In Construction Engineering			
Author(s) Teemu Nieminen			
Title of Thesis Stabilizing of Farm Buildings			
Date	5 May 2011	Pages/Appendices	51/21
Supervisor(s) Mr. Ville Kuusela, Lecturer, Mr Arto Puurula, Principal Lecturer			
Project/Partners Lujabetoni Oy			
<p>Abstract</p> <p>The purpose of this final year project was to compare how the columns of farm buildings affect its stability. This study was commissioned Lujabetoni Ltd because they needed to compare the columns of farm buildings. The size of farm buildings and loads have elevated due to the enlargement of the farm buildings which made the study even more important.</p> <p>In the final year project the steel and the concrete columns were compared. The calculations of this study were made by hand and with the Strusoft frame analysis program. An important thing was also to study the modeling loop by using Strusoft frame analysis program. Using this software and after making modeling of the structure's the most dangerous load combinations were found.</p> <p>As a result of this study a suitable column size for farm buildings was found. The Strusoft's results and the results which were calculated by hand were comparable. The results of the final year project will be used in future studies of the enterprise.</p>			
Keywords Farm building, Column, Stability			

## ALKUSANAT

Opinnäytetyön tekemisestä haluan antaa suuren kiitoksen Lujabetoni Oy:lle mahdollisuudesta tutkia kyseistä aihetta. Kiitokset kuuluu työkumppaneille Lujabetonilla sekä Lujabetonin yhteistyökumppanille Ari Taskiselle Insinööritoimisto Kari Kolari:sta.

Kiitokset haluan antaa myös ohjaaville opettajilleni rakennetekniikan yliopettajalle, tekniikan lisensiaatille Arto Puurulalle ja lehtori Ville Kuuselalle. Yliopettaja Puurula on ollut suurena apuna Strusoft Oy:n Win Statik Frame Analysis -kehäohjelman käytössä ja kehien rakenteellisen toiminnan selvittämisessä.

Lopuksi haluan antaa kiitokset opintojeni aikana saamasta tuesta vaimolleni, vanhemmilleni ja ystävilleni.

Kuopiossa

Teemu Nieminen

## SISÄLTÖ

1	JOHDANTO .....	9
2	MAATALOUSRAKENNUKSET.....	11
3	RUNGON JÄYKISTYSJÄRJESTELMÄT .....	13
	3.1 Mastojäykistys .....	13
	3.1.1 Pilari.....	13
	3.1.2 Seinä ja kotelo.....	14
	3.2 Kehäjäykistys .....	15
	3.3 Levyjäykistys .....	15
4	LASKENTAPERIAATTEET .....	17
	4.1 Kuormien jakautuminen jäykistäville rakenteille .....	17
	4.2 Tasojen siirtymät ja kiertymät .....	17
	4.3 Kaatumisvarmuus.....	18
5	KUORMIEN MÄÄRITTELY.....	19
	5.1 Eurokoodi-standardit kuormille .....	19
	5.2 Pystykuormat.....	19
	5.2.1 Omapaino.....	19
	5.2.2 Lumikuormat .....	19
	5.2.3 Hyötykuormat .....	20
	5.3 Vaakakuormat .....	21
	5.3.1 Tuulikuorma .....	21
	5.3.2 Lisävaakavoimat.....	24
	5.3.3 Maanpaine .....	24
	5.3.4 Ensimmäisen ja toisen kertaluvun vaakakuormat .....	24
	5.4 Kuormitusyhdistelyt .....	24
	5.4.1 Murtorajatila .....	24
	5.4.2 Käyttörajatila .....	26
	5.4.3 Käytettävät kuormitusyhdistelmät .....	27
6	RAKENNEMALLIN LUOMINEN .....	28
	6.1 Pilarit .....	28
	6.2 Yläpohja .....	28
	6.3 Seinät.....	29
	6.4 Vetotangot.....	30
	6.5 Kuormien lisääminen .....	30
7	TERÄSBETONIPILARIN MITOITUS .....	31
	7.1 Mitoituskaavat .....	31
	7.1.1 Menetelmä A, nimellinen kaarevuus.....	32
	7.1.2 Menetelmä B, mitoittava momentti.....	34

7.2	Raudoituksen raja-arvot.....	36
8	TERÄSPILARIN MITOITUS.....	37
8.1	Mitoituksen kulku .....	37
8.2	Mitoituskaavat.....	37
8.2.1	Alustava mitoitus pilarin ollessa keskeisesti puristettu .....	37
8.2.2	Nurjahduskestävyys .....	38
8.2.3	Puristettu ja taivutettu pilari.....	39
9	PILAREIDEN LASKENTA.....	<b>Virhe. Kirjanmerkkiä ei ole määritetty.</b>
9.1	Rakennuksen dimensiot .....	<b>Virhe. Kirjanmerkkiä ei ole määritetty.</b>
9.2	Käsin laskenta .....	<b>Virhe. Kirjanmerkkiä ei ole määritetty.</b>
9.2.1	Teräspilari .....	<b>Virhe. Kirjanmerkkiä ei ole määritetty.</b>
9.2.2	Teräsbetonipilari.....	<b>Virhe. Kirjanmerkkiä ei ole määritetty.</b>
10	TULOKSET JA POHDINTA .....	<b>Virhe. Kirjanmerkkiä ei ole määritetty.</b>
10.1	Teräspilari.....	<b>Virhe. Kirjanmerkkiä ei ole määritetty.</b>
10.2	Teräsbetonipilari.....	<b>Virhe. Kirjanmerkkiä ei ole määritetty.</b>
10.3	Teräs- ja teräsbetonipilarin vertailu	<b>Virhe. Kirjanmerkkiä ei ole määritetty.</b>
10.4	Pohdinta .....	<b>Virhe. Kirjanmerkkiä ei ole määritetty.</b>
	Lähteet.....	41

## LIITTEET

- Liite 1 Kuormien laskenta taulukko tapauksille A,B ja C
- Liite 2 Kuormat mallinnettuna kehäohjelmaan, tapaus A
- Liite 3 Yhteisvaikutusdiagrammi 380x380 betonipilarille
- Liite 4 Teräspilarin normaalivoima ja momenttijakauma 2. kertaluvun teorian mukaan KY1 code indepentent
- Liite 5 Teräspilarin normaalivoima ja momenttijakauma 2. kertaluvun teorian mukaan KY2 code indepentent
- Liite 6 Teräsbetonipilarin normaalivoima ja momenttijakauma 1. kertaluvun teorian mukaan KY1 code indepentent
- Liite 7 Teräsbetonipilarin normaalivoima ja momenttijakauma 1. kertaluvun teorian mukaan KY2 code indepentent
- Liite 8 Teräsbetonipilarin normaalivoima ja momenttijakauma 2. kertaluvun teorian mukaan KY1 code indepentent
- Liite 9 Teräsbetonipilarin normaalivoima ja momenttijakauma 2. kertaluvun teorian mukaan KY2 code indepentent
- Liite 10 Teräspilarin normaalivoima ja momenttijakauma normin B7 ja 2. kertaluvun teorian mukaan KY2
- Liite 11 Teräspilarin laskelmat B7 normin mukaan tapaukselle A
- Liite 12 Teräsbetonipilarin laskelmat eurocode tapaus A
- Liite 13 Teräsbetonipilarin normaalivoima ja momenttijakauma 2. kertaluvun teorian mukaan KY1 eurocode
- Liite 14 Teräsbetonipilarin normaalivoima ja momenttijakauma 2. kertaluvun teorian mukaan KY2 eurocode
- Liite 15 Teräsbetonipilarin laskelmat By50 tapaus A
- Liite 16 Teräspilarin laskelmat B7 tapaus B
- Liite 17 Teräsbetonipilarin laskelmat By50 tapaus B
- Liite 18 Teräspilarin laskelmat B7 tapaus C
- Liite 19 Teräsbetonipilarin laskelmat By50 tapaus C
- Liite 20 Teräsbetonipilarin muodonmuutokset tapaus A
- Liite 21 Teräspilarin muodonmuutokset tapaus A



## 1 JOHDANTO

Maatalousrakennusten rakennesuunnittelussa on kiinnostava erityisesti huomiota rungon jäykistämiseen. Tässä opinnäytetyössä käsitellään maatalousrakennusten stabiiliiteetin määrittämistä teräsbetoni- ja teräspilareiden avulla. Työssä on tarkoituksena vertailla teräsbetonipilareita ja teräspilareita jäykistävinä rakenteina.

Maatalousrakennusten jäykistäminen on laaja aihealue. Opinnäytetyö on rajattu käsittelemään mastopilarijäykistystä teräsbetonipilareilla ja samalla on tarkoitus vertailla vastaavia teräspilareita. Opinnäytetyössä tutkitaan kehärakenteita FEM-mallinnusohjelmalla ja lisäksi käsin laskien.

Työssä käsitellään kolmeaukkoisia tavanomaisilla mitoilla olevia maatalousrakennuksia, jotta saataisiin todellisiin tilanteisiin vertailukelpoisia tuloksia maatalousrakennuksen jäykistämisestä. Jäykistys pyritään tekemään pääasiassa mastopilareiden avulla ja seinälinjalla oleviin seinäelementteihin voidaan laskennallisesti käyttää seinäliitoksen laskentamomenttikapasiteettia. Maatalousrakennusten jäykistävät pilarit on sijoitettu symmetrisesti ja rakennukseen ei synny kiertymästä aiheutuvaa vaakavoimaa. Laskelmissa ei huomioida vähäisen kiertymän aiheuttamaa voimaa.

Tämän insinööriyön tavoitteena on ollut tutkia ja vertailla maatalousrakennusten jäykistämistä mastopilareilla. Vertailu on tehty teräsbetoni- ja teräspilareiden välillä. Työn tarkoituksena on tehdä helppo ja yksinkertainen taulukkopohjainen työväline, jonka avulla voidaan helposti vertailla eri variaatioita pilareiden mitoituksiin.

Työssä on laskettu kuormitukset *Exel*-taulukkolaskentaohjelman avulla ja laskentatulokset on siirretty kehäohjelman laskentamalliin. Kehäohjelma laskee määritetyillä kuormitusyhdistelmillä kehän voimasuureet. Työssä on käsin laskennalla tarkistettu kehäohjelmasta saadun pilarin kestävyys ja laskettu 2. kertaluvun momentti. Laskelmat on tehty *Strusoft Oy:n Win Statik Frame Analysis* -kehäohjelmalla. Tämä ohjelma on FEM (Finite Element Method) pohjainen mallinnusohjelma.

Työn tilaaja on Lujabetoni Oy joka on Siilinjärveläinen perheyritys. Lujabetoni on perustettu vuonna 1953 ja kuuluu Luja yhtiöön, joka on tällä hetkellä yksi Suomen suurimpia rakennusalan yrityksiä. Luja-yhtiöön kuuluu Lujatalo Oy (talonrakennus), Lujapalvelut (kiinteistöjen ylläpito), Lujabetoni (betoniteollisuus) ja Fescon (kuivatuoteteollisuus).

Työssä esitetyt valokuvat on otettu 13.11.2010 julkaisulupa Lujabetoni Oy:ltä. Saatu käyttöön 18.4.2011. Muut työssä olevat kuvat ovat itse piirrettyjä.

Työn tuloksien käyttäjä, ottaa täyden vastuun tuloksien käytöstä.

## 2 MAATALOUSRAKENNUKSET

Maatalousrakentaminen on suuri osa-alue suomalaista talonrakennustuotantoa. Se käsittää noin 10 % koko talonrakennustuotannosta ja on määrältään noin 3,5 - 4 miljoonaa m<sup>3</sup>. Suurin osa maatalousrakennusten rungoista ja täydentävistä rakenteista tehdään betonirakenteisena joko elementteinä tai paikallavalaen. Lisäksi käytetään jonkin verran terästä ja puuta. Nykyisten maatalousrakennusten koko on kasvanut niin suureksi, että voidaan puhua teollisuusrakentamisesta. Nykyään uuden karjarakennuksen leveys voi olla yli 30 m ja pituus jopa yli 100 m. Erityisesti pilareiden ja seinien jännevälän suurentuminen on lisännyt rakennesuunnitteluun vaativuutta. Lisäksi maatalousrakentamisen maataloudentoiminnan toteutuksessa on otettava huomioon vaativat rasisolosuhteet ja tiukentuneet ympäristövaatimukset. Myös uudet tekniikat ja tuotteet tuovat omat vaatimukset sekä toiminnallisen suunnitelman yhteensovittaminen rakennesuunnittelun kanssa vaatii erityistä huolellisuutta. /1, s. 3, 6./

Suunnittelun kulku maatalousrakentamisessa alkaa toiminnallisesta suunnittelusta, missä otetaan huomioon eläinten hyvinvointi. Kaikki kotieläinten toiminta ja tarpeet on tunnettava, jotta saadaan aikaan toimiva tuotantolaitos. Lisäksi nykyisen navetan sisällä on paljon tekniikkaa mm. lypsyrobotteja, ruokinta-automaatteja lannanpoistojärjestelmiä yms. jotka vaikuttavat hyvin pitkälti seinien sisäpuolisen toiminnan järjestykseen. Seinien sisäpuolella olevat kantavat rakenteet tulisi sijoittaa niin, että navetan toiminta ei häiriinny ja kustannustehokkuus pysyy hyvänä. Tähän vaiheeseen asti suunnittelu kuuluu rakennussuunnittelijalle, joka lähettää suunnitelmat rakennesuunnitteluun. /1, s. 6./

Betonielementtirakenteiden rakennesuunnittelussa on muistettava, että rakenteet on oltava selkeitä ja helposti työmaalla asennettavia. Lisäksi on syytä kiinnittää huomiota erityisesti rakennuksen stabiliteetin eli vakavuuden hallintaan. Tyypillinen maatalousrakennus on nykyään seuraavanlainen:

- Ulkoseinät ovat betonisandwich-elementtejä.
- Kantavat teräsbetonipilarit ovat rakennuksen sisällä.
- Yläpohjan pääkannattajana on kolmeaukkoinen liimapuukehä.
- Katto- ja päätyrakenteet tehdään kevytrakenteisina.

Seuraavalla sivulla on esitetty kuvat (kuva 1, Kuva 2) nykyaikaisesta maatalousrakennuksesta.



**Kuva 1. Rakennuksen rungon periaate. Kuva Lujabetoni.**



**Kuva 2. Kuva päädyn rakennusvaiheesta. Kuva Lujabetoni.**

### 3 RUNGON JÄYKISTYSJÄRJESTELMÄT

Rakennuksen rungon jäykistysjärjestelmän perusvaatimuksia on tehdä rungosta jäykkä ja kantava sekä viedä sille tulevat kuormat perustuksiin turvallisesti. Lisäksi rungon on myös kestävä onnettomuustilanteessa syntyvät kuormat.

Rakennesuunnittelijan tehtäviin kuuluu tehdä rakennuksen stabiliteettitarkastelu. Tarkasteluun kuuluu niin työnaikainen kuin lopullinen vakavuustarkastelu, eli rakennesuunnittelijan täytyy todistaa rakennukselle riittävä stabiliteetti laskelmin. Seuraavassa on esitelty erilaiset jäykistysjärjestelmät pääpiirteittäin. /2, s. 5./

#### 3.1 Mastojäykistys

Mastojäykistyksessä pääperiaatteena on ottaa kaikki rungolle tulevat vaakavoimat vastaan jäykistävillä pystyrakenteilla, jotka toimivat ulokepalkin periaatteella jäykästi perustuksiin kiinnitettynä. Rungossa olevat muut osat kiinnitetään nivelellisesti kiinni toisiinsa ja näin ollen ne ovat elementtiteknisesti edullisia ja kannattavia ratkaisuja. Jäykistävät pystyrakenteet voidaan tehdä joko pilari-, seinä- tai kotelomastoina. /1, s. 32; 2, s. 19-20./

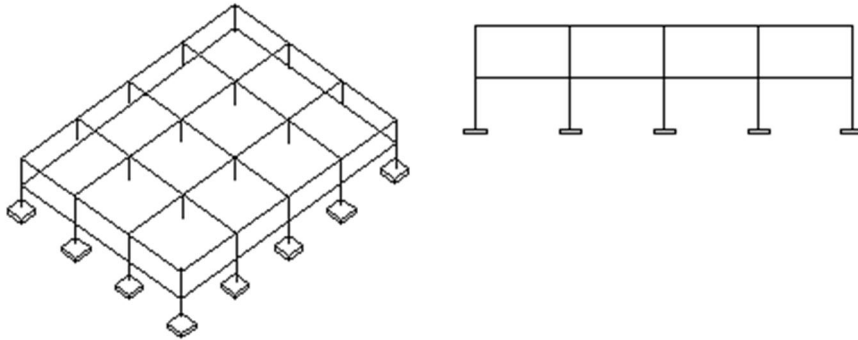
Jäykistäviä pystyrakenteita käytettäessä on pyrittävä hyödyntämään pystyrakenteille tulevia pystykuormia. Näiden pystykuormien vaikutus parantaa perustuksien vakavuutta. Pystykuormitettuja jäykistysosia käytettäessä ei myöskään tarvitse käyttää hankalia vetoliitoksia jäykistysosien välillä. /2, s. 37./

Yleisesti jäykistävät rakenteet sijoitellaan mahdollisimman symmetrisesti kiertymien välttämiseksi. Mastopilarit sijoitellaan säännöllisin välein kehäjaon mukaan, joissakin tapauksissa käytetään palkkeja pilareiden päällä ja pilarit ovat joka toisen kehän kohdalla.

##### 3.1.1 Pilari

Mastopilarijäykistystä käytetään enintään kolmikerroksisissa rakennuksissa. Periaatteena jäykistyksessä on, että pilarit ovat kiinnitettynä teräspulteilla pilarikenkien avulla jäykästi perustuksiin. Tästä johtuen muita jäykistäviä rakenteita ei tarvita. Pilarijäykistystä käytettäessä ei rakennusaikaista tuentaa tarvita ja siitä johtuen runko on helppo ja nopea asentaa. Lisäksi tätä menetelmää käytettäessä pilareiden poikkileik-

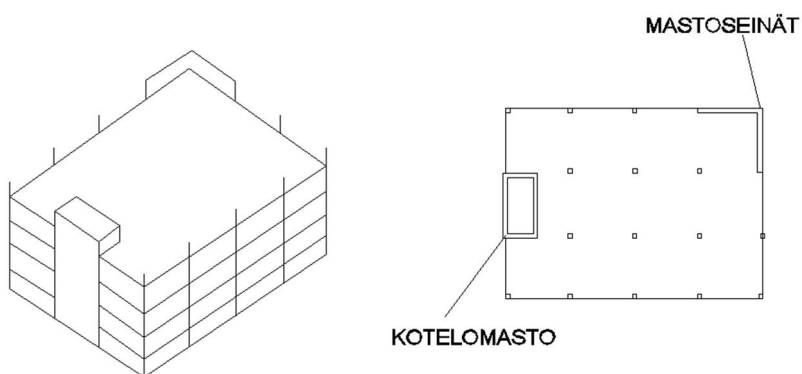
kausmitat ovat suurempia kuin muilla jäykistystavoilla lukuun ottamatta kehäjäykistystä (kuva 3). /1, s.32 ; 2, s. 19-20./



**Kuva 3. Mastopilarijäykistys**

### 3.1.2 Seinä ja kotelo

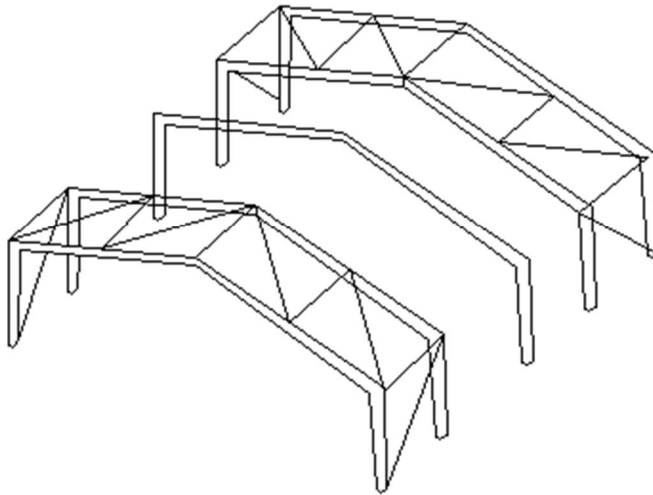
Seinämastot ovat tavallisesti päällekkäisistä yksittäisistä seinälevyistä muodostuvia kokonaisuuksia, jotka ovat kiinni jäykästi perustuksissa. Seinämastoja käytettäessä on huomioitava etteivät kolmen jäykistävän seinän keskilinjat leikkaa toisiaan. Kotelomastoista puhutaan silloin, kun kyseessä on erilaiset kuilut ja tornit. Nämä jäykistysjärjestelmät sopivat hyvin sekä mataliin että korkeisiin rakenteisiin ja korkeissa rakennuksissa ne ovatkin usein ainoa toimiva vaihtoehto. (kuva 4) /1, s.32 ; 2, s. 19-20./



**Kuva 4. Mastoseinän ja kotelomaston yhdistelmä**

### 3.2 Kehäjäykistys

Kehäjäykistyksestä puhuttaessa tarkoitetaan sitä, että rungon jäykistää pilareista ja palkeista tai pilareista ja laatoista muodostuva jäykkänurkkainen kehä. Rakentamalla elementeistä kehäjäykistysjärjestelmän kannattavuus heikkenee nurkkaliitosten kustannuksien nousun takia. Tästä johtuen mastopilarijäykistys on kannattavampi ratkaisu maatalouden elementtirakentamisessa. Kehäjäykistyksessä pilarien ja palkkien poikkileikkauksien mitat ovat myös suuremmat kuin niissä tapauksissa, missä jäykistys on hoidettu erillisillä jäykistävillä rakenneosilla. (kuva 5)

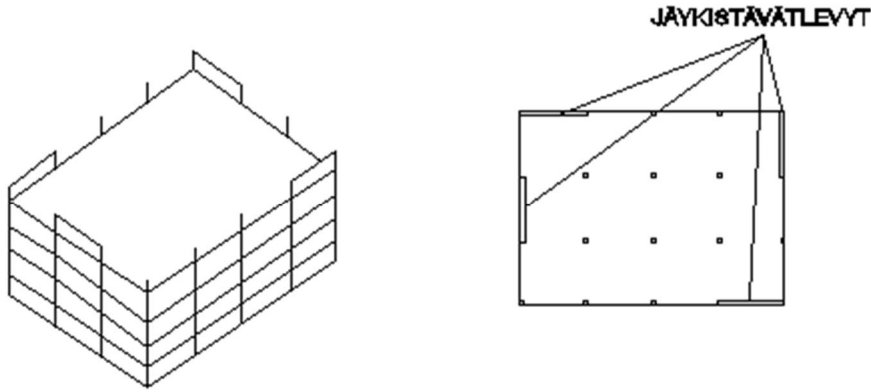


**Kuva 5. Kehäjäykistys**

Kehäjäykistyksellä saadaan rakennuksen sisälle yhtenäinen avointila. Kehän etuna on tilojen vapaa käyttö kerroksissa ilman välillä olevia pilareita. Liitokset voidaan myös toteuttaa osittain jäykkänä. Osittain jäykkien liitosten kohdalla kuitenkin kehän plastisuus ja siirtymät kasvavat nopeasti yli sallitun. Lisäksi rakennuksen pituussuunnassa täytyy rakennus jäykistää erikseen levy- tai vinotukijäykisteillä. /2, s. 20./

### 3.3 Levyjäykistys

Tässä jäykistysmenetelmässä runko jäykistetään kokonaisuudessaan runkorakenteiden muodostamien kehien aukkoihin laitettavilla levyillä. Rakennuksen runko voi muuten olla rakennettu nivelliitoksilla, jotka eivät voi ottaa momenttia vastaan. Levyjä on oltava vähintään kaksi rakennuksen molemmissa suunnissa. Lisäksi levyjen keskilinjan akselit eivät saa leikata toisiaan samassa pisteessä (kuva 6). /2, s. 20./



**Kuva 6. Levyjäykistys**

Levyjäykistystä käytetään myös yläpohjarakenteissa, joissa yläpohjan oletetaan toimivan yhtenäisenä levynä. Levyrakenne siirtää vaakavoimia jäykistäville pystyrakenteille ja sitä kautta perustuksille. /2, s. 20./

Lisäksi on käytössä ristikkojäykistys ja näiden kaikkien järjestelmien erilainen yhdisteleminen. /2, s. 21-23./



## 4 LASKENTAPERIAATTEET

Tässä luvussa kerrotaan maatalousrakennusten laskentaperiaatteista. Lisäksi käsitellään kuormien jakautumista rakenteille sekä siirtymiä ja kiertymiä. Työn laskentaesimerkeissä kiertymää ei huomioida, koska jäykistävät rakenteet on sijoitettu symmetrisesti. Periaatteista kerrotaan tarkemmin elementtirakennusten jäykistys ohjeessa. /2, s 26-35./

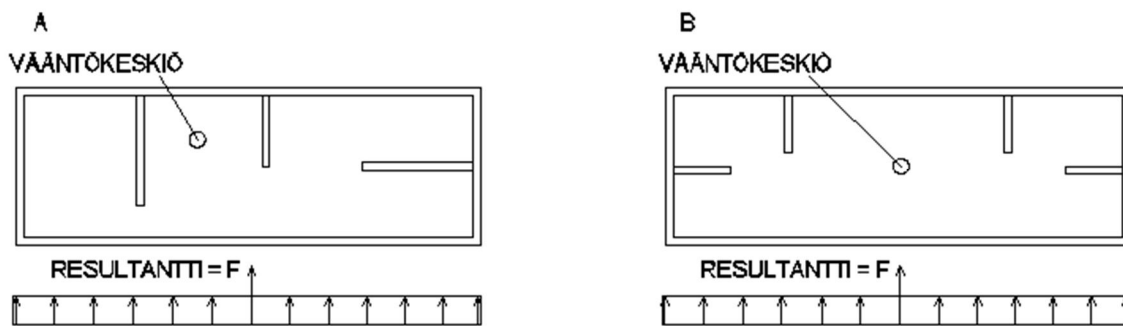
### 4.1 Kuormien jakautuminen jäykistäville rakenteille

Rakennusten vaakakuormilla tarkoitetaan tuulesta ja pystykuormien vinoudesta ja/tai epäkeskisyydestä aiheutuvia kuormia. Nämä kuormat jaetaan jäykistäville pystyrakenteille seuraavalla periaatteella: Vaakasuorat tasot toimivat jäykkinä levyinä ja jakavat voimat rakenneosien jäykkyyksien suhteessa. Insinööriyön laskentaesimerkeissä yläpohjarakenne toimii jäykkänä levynä, joka siirtää kuormat pystyrakenteille ja siitä perustuksiin. Rannilan käsikirjan /2, s. 26; 3 s.499./ mukaan kantavilla poimulevyillä voidaan siirtää vaakavoimat pystyrakenteille olettaen, että levyt kiinnitetään riittävän hyvin pääkannattajiin.

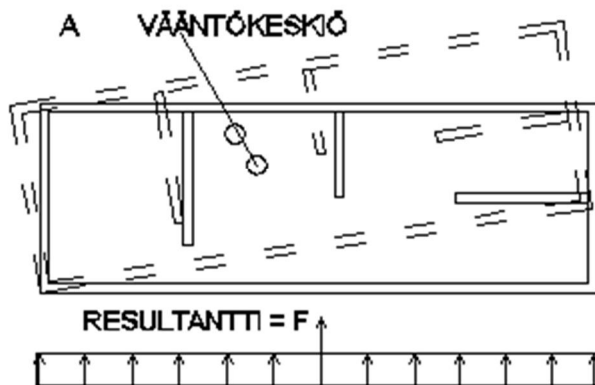
Elementtirakenteissa vaakavoimat siirretään osittain vaaka- ja pystyrakenteen välisen kitkan avulla jäykistävälle pystyrakenteelle. Lisäksi näiden välinen liitos suunnitellaan, niin, että vaakavoimat siirtyvät varmasti pystyrakenteille RakMK B4 ohjeiden mukaisesti.

### 4.2 Tasojen siirtymät ja kiertymät

Tasojen siirtymällä tarkoitetaan tasossa tapahtuvaa rakenneosan liikkumista. Kiertymällä tarkoitetaan rakenneosien kiertymistä vääntökeskiön ympäri. Vääntökeskiö syntyy rakennukseen ulkoisista voimista aiheutuvista kuormituksista. Tasojen siirtymistä syntyy vaakavoimista aina, mutta kiertymiä ei jos esimerkiksi rakennuksen jäykistävät rakenteet on sijoitettu symmetrisesti (kuva 7 B). Tämä tarkoittaa sitä, että ulkoisten voimien resultantti kulkee vääntökeskiön kautta. Tässä tapauksessa ulkoiset kuormat voidaan jakaa suoraan pystyrakenteille niiden jäykkyyksien suhteessa. Jos resultantti ei osu suoraan vääntökeskiöön, syntyy ulkoisista kuormista siirtymän lisäksi myös kiertymää (kuva 7 A ja kuva 8). /2, s. 26-27./



Kuva 7. Vääntökeskiön sijainti



Kuva 8. Epäsymmetrisyydestä johtuma kiertymä

#### 4.3 Kaatumisvarmuus

Kaatumisvarmuudella tarkoitetaan rakennuksen vakavuutta kaatumista vastaan. Kun jäykistävän rakenteen vaaka- ja pystykuorma on selvitetty, voidaan määrittää varmuus kaatumista vastaan sekä lisäksi selvittää rakennuksen stabiileetti. Stabiileetillä tarkoitetaan kuormitetun rakenteen kykyä palata kuormitusta edeltäneeseen tasapainotilaan, kun kuormitus poistetaan. Varmuus kaatumista vastaan todetaan jäykistävillä rakenteilla maapohjan ja perustusten rajapinnassa, joko murto- tai käyttörajatilassa määrävän vaikutuksen mukaan. /2, s. 35./

## 5 KUORMIEN MÄÄRITTELY

Rakennukseen kohdistuvat kuormat on tunnettava tarkasti, jotta rakennukselle voidaan määrittää stabiilitteetti eli vakavuus. Kuormat määritellään RIL 201-1-2008 mukaan.

### 5.1 Eurokoodi-standardit kuormille

- SFS-EN 1991-1-1: Tilavuuspainot, oma paino ja rakennuksen hyötykuormat
- SFS-EN 1991-1-3: Lumikuormat
- SFS-EN 1991-1-4: Tuulikuormat

Suomessa käytetään yleisesti RIL 201-1-2008 julkaisua, jossa on edellä mainitut Eurokoodi-standardit tiivistettyinä sekä niiden kansalliset liitteet. /4, s. 19./

### 5.2 Pystykuormat

Maatalousrakennuksen runkoon kohdistuvia pystykuormia ovat lumikuorma ja rakenteiden omat painot.

#### 5.2.1 Omapaino

Omapaino tarkoittaa nimensä mukaisesti rakenteiden omia todellisia painoja ilman varmuuskertoimia. Omapaino luokitellaan tavanomaisissa tilanteissa pysyväksi ja kiinteäksi kuormaksi. Erikoistapauksissa omapaino voi esiintyä lisähyötykuormana esim. siirrettävissä väliseinissä, mutta näitä tilanteita ei maatalousrakennuksissa esiinny. /4, s. 59./

#### 5.2.2 Lumikuormat

Lumikuorma käsitellään muuttuvana kiinteänä kuormana. Lumikuorman ominaisarvo määräytyy eri puolella Suomea erisuuruisena (kuva 9). Lisäksi mitoittavaan lumikuormaan vaikuttaa lumen muotokerroin, tuulensuojakerroin ja lämpökerroin. Lumikuorma lasketaan seuraavan kaavan mukaisesti. /4, s. 94./

$$s = \mu_i * C_e * C_t * S_k \quad (1)$$

jossa  $s$  = katolla oleva lumikuorma

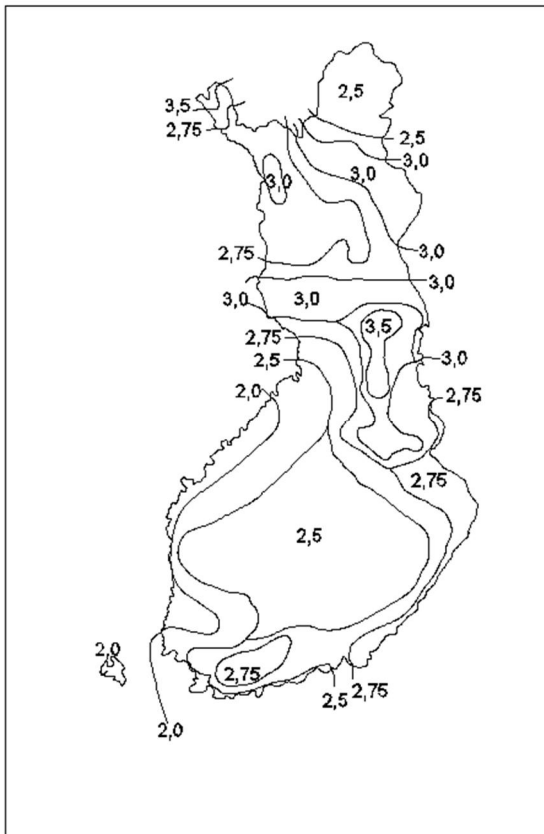
$\mu_i$  = lumen muotokerroin (tyypillisesti 0,8 katon kulma  $15^\circ - 20^\circ \Rightarrow 0,8$ )

$C_e$  = tuulensuojakerroin ( tyypillisesti 1,0)

$C_t$  = lämpökerroin (tyypillisesti 1,0)

$S_k$  = maassa oleva lumikuorman ominaisarvo

Maassa esiintyvät ominaislumikuormat  $S_k$  on esitetty seuraavassa kuvassa ( $\text{kN/m}^2$ ).



**Kuva 9. Ominaislumikuormat. Kuva RIL /4, s 92/.**

### 5.2.3 Hyötykuormat

Maatalousrakennuksiin ei tavanomaisissa tilanteissa kohdistu rungolle hyötykuormia. Joissakin tapauksissa voidaan runkoon kiinnittää esim. Kiskoruokkija, mikä aiheuttaa hyötykuormaa rungolle. Tässä työssä ei oteta hyötykuormia huomioon. Hyötykuormat käsitellään lumikuorman tavoin muuttuvana kiinteänä kuormana.

### 5.3 Vaakakuormat

Vaakakuormia aiheutuu pääasiassa tuulesta ja epäkeskisyydestä. Lisäksi vaakakuormaa syntyy maanpaineesta ja lisävaakavoimista sekä toisen kertaluvun vaikutuksista johtuvista vaakavoimista. Maatalousrakennuksiin ei yleensä synny vaakakuormia hyötykuormista.

#### 5.3.1 Tuulikuorma

Tuulikuorma käsitellään muuttuvana hetkellisenä kuormana, joka vaihtelee tuulen puuskista johtuen eri aikana. Tuulikuorma aiheuttaa suoraan painetta ulkopintoihin ja rakenteen huokoisuuden perusteella myös välillisesti sisäpintoihin. Maatalousrakennukset ovat ”matalia” (korkeus pienempi kuin leveys) rakennuksia, joten tuulikuorman määrittämiseen RIL 201-1-2008 julkaisun mukaan voidaan käyttää voimakerroinmenetelmää. /4, s.136./

Tuulikuorman määrittämiseen käytetään tässä työssä harjalla vallitsevaa tuulen modifioitua nopeuspaineen arvoa. Tuulikuorma voidaan laskea kN/m kehää kohden seuraavalla kaavalla. /4, s132, 136-137./

$$F_w = C_s C_d * C_f * q_p(h) * k \quad (2)$$

jossa

$F_w$  = kokonaistuulivoima kehää kohti (kN/m)

$C_s C_d$  = rakennekerroin (=1 korkeus<15m)

$C_f$  = voimakerroin (RIL 201-1-2008 mukaan kuva 10 ja taulukko 1)

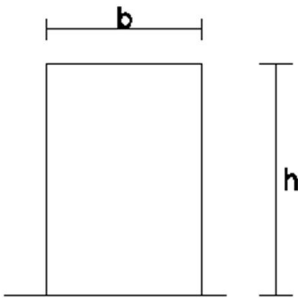
$q_p(h)$  = maaston pinnan mukaan modifioitu nopeuspaine, rakennuksen harjan korkeudella (kuva 11)

$k$  = kehäjako

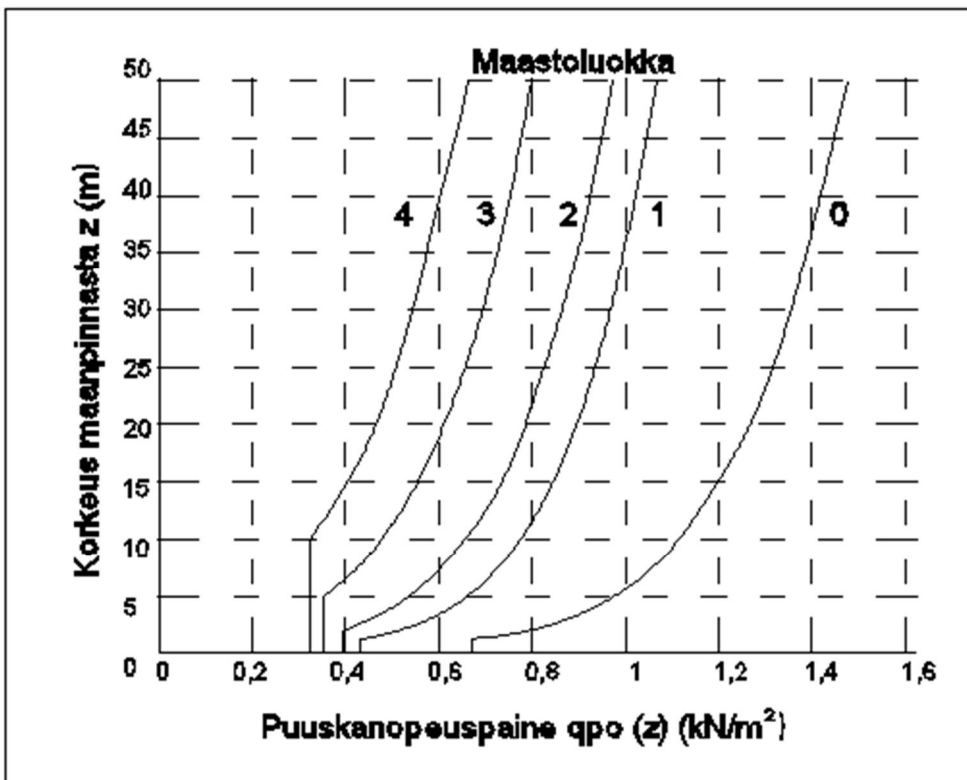
**Taulukko 1. Voimakerroin  $C_f$  hoikkuuden ja sivusuhteen perusteella**

$\lambda$	Sivusuhte d/b								
	0,1	0,2	0,5	0,7	1	2	5	10	50
< tai = 1	1,2	1,2	1,37	1,44	1,28	0,99	0,6	0,54	0,54
3	1,29	1,29	1,4	1,55	1,38	1,07	0,65	0,58	0,58
10	1,4	1,4	1,6	1,63	1,49	1,15	0,7	0,63	0,63

Väliarvot saadaan lineaarisesti interpoloimalla.

Rakenten mittasuhteet, tuuli kohtisuoraan tasoa vastaan	Tehollinen hoikkuus $\lambda$
	kun $h < 15\text{m}$ $\lambda = 2xh/b$ kun $h \geq 50\text{m}$ $\lambda = 1,4xh/b$  Väialueella $15\text{ m} < h < 50\text{m}$ sovelletaan interpolointia Huom: tämä ohje ei koske hyvin hoikkia rakennuksia, joille $\lambda > 10$

Kuva 10. Tehollinen hoikkuus suorakulmaiselle matalalle rakennukselle. Kuva RIL /4, s 136/.



Kuva 11. Tuulen nopeuspaine. Kuva RIL /4, s 132/.

Tässä työssä käytetään maastoluokkaa II (taulukko 2). Tuulen vaikutuksen voi myös laskea tarkemmalla menetelmällä eri pintojen pintapaineiden avulla. Tässä työssä käytetään tätä tarkempaa menettelyä (kts. liite 1). Lisäksi korkeille rakennuksille on esitetty teoksessa RIL 201-1-2008 tarkemmat laskentaperiaatteet, jotka eivät liity tässä työssä käytettäviin menetelmiin, koska maatalousrakennukset ovat lähes aina matalia rakennuksia. /4, s. 142./

Taulukko 2. Maastoluokat. Taulukko RIL /4, s 127/.

Maastoluokka	Maastoluokan kuvaus
0	Meri, avoin rannikkoalue
1	Järvi tai alue jossa vähän kasvillisuutta
2	Alue jolla matalaa kasvustoa, estettä harvassa jotka ovat vähintään 20- kertaisten korkeuden etäisyydellä toisistaan
3	Alue, jolla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia, jotka ovat 20-kertaista korkeutta lähempänä toisiaan
4	Alue, jolla vähintään 15% alasta on rakennusten peitossa ja keskimääräinen korkeus ylittää 15m

Tässä työssä tuulikuorma määritetään pintapaineiden avulla seuraavasti:  
Ulkopintoihin vaikuttava tuulenpaine  $W_e$  kehää kohden saadaan kaavasta

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe} * k \quad (3)$$

jossa  $W_e$  = yksittäiseen pintaan korkeudella ( $z_e$ ) kohdistuva voima kehää kohti (kN/m)  
 $q_p(z_e)$  = puuskanopeuspaine (kN/m<sup>2</sup>)  
 $C_{pe}$  = ulkoisen paineen painekerroin  
 $z_e$  = ulkoisen paineen nopeuspaine korkeus (m)  
 $k$  = kehäjako

Sisäpintoihin vaikuttava tuulenpaine  $W_i$  kehää kohden saadaan kaavasta

$$W_i = q_p(z_i) * C_{pi} * k \quad (4)$$

jossa  $W_i$  = yksittäiseen pintaan korkeudella ( $z_e$ ) kohdistuva voima kehää kohti (kN/m)  
 $q_p(z_i)$  = puuskanopeuspaine (kN/m<sup>2</sup>)  
 $C_{pi}$  = ulkoisen paineen painekerroin  
 $z_i$  = ulkoisen paineen nopeuspaine korkeus (m)  
 $k$  = kehäjako

### 5.3.2 Lisävaakavoimat

Lisävaakavoimia syntyy rakenteiden vinoudesta, kuormien epäedullisesta vaikutussuunnasta ja rakenteiden mittavirheistä. Näistä syistä johtuen rakennuksenrunkoon aiheutuu vaakavoimia, jotka on otettava huomioon stabiliteetin määrittämisessä. /5./

Lisävaakavoimat lasketaan tarkasti standardin SFS-EN 1992-1-2008 mukaan tai vaihtoehtoisesti varmalle puolelle mitoittavalla RIL 201-1-2008 julkaisun mukaan. /4, s. 73./

### 5.3.3 Maanpaine

Maanpaine aiheuttaa vaakavoimia jos täyttö on toispuoleinen. Maanpaineeseen liittyy olennaisesti mm. maanlajike, rakenteiden muoto ja jäykkyys sekä pohjavesi. Tässä työssä ei huomioida maanpainetta, koska sen vaikutus on vähäinen.

### 5.3.4 Ensimmäisen ja toisen kertaluvun vaakakuormat

Nämä lisävaakakuormat otetaan huomioon kehäohjelmien avulla. Näillä voimilla tarkoitetaan hoikkuudesta syntyviä lisäepäkeskisyyksiä ja niistä johtuvia lisävaakavoimia sekä lisämomenteja. 2. kertaluvun vaikutukset rakennuksen stabiliteettiin on otettava huomioon, mikäli ne vaikuttavat merkittävästi rakenteen toimivuuteen. Näistä vaikutuksista on kerrottu enemmän suunnitteluohjeessa by60 Eurocode 2 osassa 1-1 luvussa 5. /5./

## 5.4 Kuormitusyhdistelyt

Kuormitusyhdistelyillä tarkoitetaan ominaiskuormien kertomista osavarmuusluvuilla, jotka on laskettu todennäköisyys matriisien perusteella. Osavarmuusluvut on määritetty RIL-201-1-2008 julkaisussa eurokoodien mukaisesti.

### 5.4.1 Murtorajatila

Murtorajatilasta puhutaan kun rakenne on menettänyt tasapainotilansa, vaurioitunut tai murtunut sekä vaurioituminen on aiheutunut väsymisestä. Tarkasteltavat murtorajatilat ovat seuraavat: /4, s. 37-39./



- a) Rakennuksen tai rakenteen (jäykkä kappale) staattinen tasapaino (EQU/Sarja A)

$$\left. \begin{matrix} 1,1K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{K,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_i \cdot Q_{k,i} \quad (5)$$

- b) Rakenteen tai rakenneosien kestävyys/geotekninen kantavuus (STR/ Sarja B)

$$\left. \begin{matrix} 1,15K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{K,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6)$$

kuitenkin vähintään:

$$\left. \begin{matrix} 1,35K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad (7)$$

- c) Geotekninen kantavuus (GEO/ Sarja C)

$$\left. \begin{matrix} 1,0K_{FI} \\ 1,0 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,3K_{FI} Q_{K,1} + 1,3K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8)$$

- d) Onnettomuustilanne

kun pääasiallinen kuorma ( $Q_{K1}$ ) on lumi, jää- tai tuulikuorma.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \Psi_{11} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (9)$$

jos pääasiallinen kuorma ( $Q_{K1}$ ) on muu kuin lumi, jää- tai tuulikuorma.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \Psi_{21} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (10)$$

Kaavojen (5)...(10) selitykset:

$K_{F1}$  = kuormakerroin (seuraamusluokan mukaan)

$G_{k,j}$  = pysyvät kuormat

$\gamma_p$  = esijännitysvoiman osavarmuuskerroin

$P$  = esijännitysvoima

$Q_{k,1}$  = määräävä muuttuvakuorma

$\Psi$  = kuormien yhdistelykerroin

$Q_{k,i}$  = muut muuttuvat kuormat

$A_d$  = onnettomuuskuorma

#### 5.4.2 Käyttörajatila

Käyttörajatila tarkoittaa mitoitusta todellisilla kuormilla ilman osavarmuuskertoimia. Käyttörajatiloista puhutaan, kun rajatila liittyy rakenteen tai rakenneosien toimintaan normaalikäytössä. Lisäksi jos on kyseessä ihmisten mukavuus tai rakennuskohteen ulkonäkö. Mitoitus käsittää lähinnä muodonmuutoksia esimerkiksi siirtymiä ja värähtelyjä. /4, s. 39-42./

Käyttörajatilassa tulee osoittaa, että  $E_d \leq C_d$  (11)

missä

$E_d$  = käyttökelpoisuuskriteereissä määritettyjen kuormien vaikutusten mitoitussarvo, joka määräytyy asianomaisen yhdistelmän perusteella.

$C_d$  = asianmukaisen käyttökelpoisuuskriteerin mukainen rajoittava mitoitussarvo.

Käytettävät kuormitusyhdistelmät:

a) Ominaisyhdistelmä

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (12)$$

Käytetään palautumattomille rajatiloille = kuormituksen poistamisen jälkeen muodonmuutokset pysyviä.

b) Tavallinen yhdistelmä

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (13)$$

Käytetään palautuville rajatiloille = kuormituksen poistamisen jälkeen muodonmuutokset palautuvat täysin ennalleen.

c) Pitkäaikaisyhdistelmä

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (14)$$

Käytetään pitkäaikaisvaikutuksille ja rakennuksen ulkonäköön liittyvissä tapauksissa. /4, s.39-42./

#### 5.4.3 Käytettävät kuormitusyhdistelmät

Työssä käytetään alla esitettyjä kuormitusyhdistelmiä (KY). Kuormitusyhdistelmät muodostetaan kappaleessa 5.4 esitetyillä menetelmillä. Mitoittava kuormitusyhdistelmä saadaan kehäohjelman avulla, jolla tutkitaan vaarallisin mahdollinen kuormitusyhdistelmä murtorajatilassa KY1, KY2, KY3 ja KY4 sekä käyttörajatilassa KY5.

Murtorajatilassa

KY1 = lumi määräävä + tuuli + rakenteet

KY2 = tuuli määräävä + lumi + rakenteet

KY3 = toispuoleinen lumi määräävä + tuuli + rakenteet

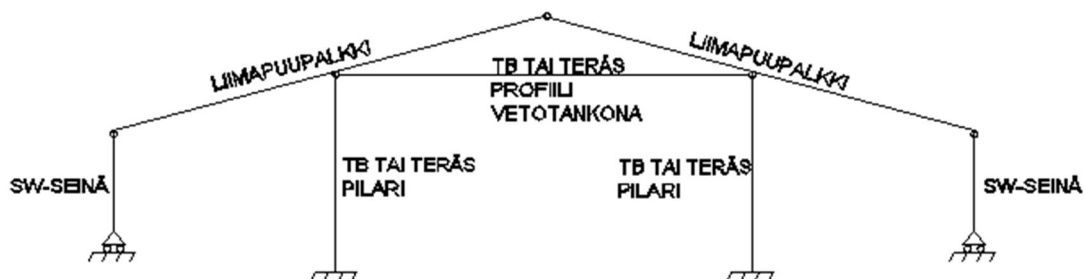
KY4 = tuuli määräävä + toispuoleinen lumi + rakenteet

Käyttörajatilassa

KY5 = rakenteet + lumi + tuuli

## 6 RAKENNEMALLIN LUOMINEN

Tässä luvussa selitetään kehärakenteen mallintamisesta *Strusoft Oy:n Win Statik Frame Analysis* -kehäohjelmalla. Lisäksi kerrotaan miten mallinnetaan kehän eri rakenneosat. Perusrakenne maatalousrakennuksissa on kolmelaivainen kehä, jossa on yläpohjana liimapuupalkit kantavien mastopilarien päällä rakennuksen sisäpuolella. Pilareiden päiden väliin asennetaan vetotanko. Seinälinja on betoni sandwich-elementti (SW), jossa sisäkuori on 80 mm betonia ja välissä villaa 140 mm ja ulko-kuori on 80 mm betonia seuraavan kuvan mukaisesti (kuva 12).



**Kuva 12. Maatalouskehän rakennemalli**

### 6.1 Pilarit

Tämän opinnäytetyön tutkimuksessa pääpaino on pilareiden mitoituksessa ja työssä tutkitaan pilareiden kestävyyttä. Pilarit mallinnetaan mastopilareina siten, että alapään kiinnitys on ns. jäykkä liitos perustuksiin. Yläpään liitos mallinnetaan nivelenä, jotta saadaan mitoitettua pilarit varmalle puolelle kestävyuden suhteen. Todellisuudessa yläpään liitos on osittain momenttijäykkä, mutta tätä ei tässä työssä oteta huomioon.

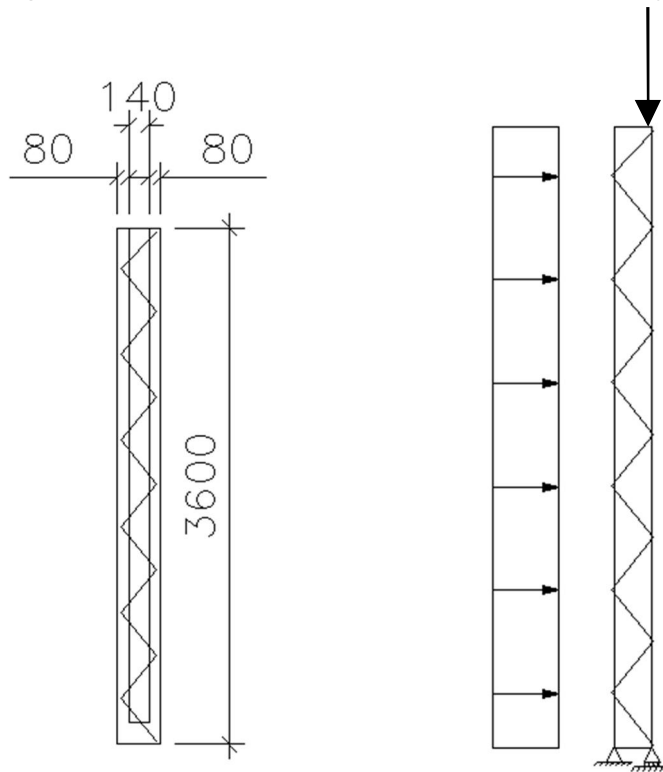
### 6.2 Yläpohja

Yläpohjan levyrakenteiden vaikutusta ei oteta tässä työssä huomioon vaan yläpohja mallinnetaan kehärakenteena. Kehän palkkina mallinnetaan pääkannattajiksi liimapuupalkit, (165x810) jotka ovat pilareiden ja seinien päällä muodostaen harjan rakennukselle. Liimapuitten päät mallinnetaan nivelenä niin harjalla kuin seinän yläpäässäkin.

### 6.3 Seinät

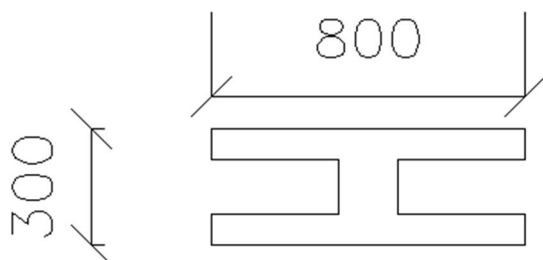
Seinien mallintamista kehäohjelmaan tutkittiin enemmän kuin muiden osien mallintamista, koska kehäohjelmassa ei ole valmiita betoni sandwich-elementtiä. Todellisuuden vastaavaa seinää on hankala mallintaa ja sen vuoksi tutkittiin kahta erilaista mallinnustapaa.

- A) Mallinnetaan seinä 800 mm leveänä levynä, jossa on sisäkuori 80 mm betonia välissä villan läpi menevät diagonaaliinsaavat ja ulkokuori 80 mm betonia. Tuulen puolella olevan seinän sisäkuori on alapäästä nivel ja ulkokuori on jäykästi kiinni perustuksissa. Tuulen imupuolella seinän sisäkuori on alapäästä jäykkä ja ulkokuori on nivel. Seinän yläpäähän mallinnetaan liimapuu sisäkuoren päälle nivelenä. Alla kuva tutkittavasta seinästä (kuva 13).



**Kuva 13. Diagonaaliinsaavat mallinnettuna seinään kuvattu sivusta ja rakennemalli seinästä.**

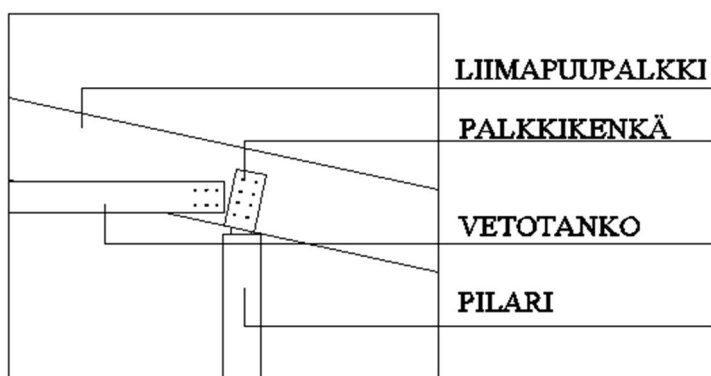
B) Toisessa tapauksessa mallinnettiin seinä ottamaan vastaan pystykuormat ”riittäväällä” varmuudella ja rakennuksen stabiliteetti määritetään mastopilareilla. Seinän ala- ja yläpää mallinnetaan nivelenä ja seinä ottaa vastaan pelkästään pystykuormia. Työssä käytettävä rakenne on seuraavan kuvan mukainen betoniseinä (kuva14).



**Kuva 14. Betoniseinä kuvattu ylhäältäpäin.**

#### 6.4 Vetotangot

Pilarien päihin liimapuupalkkiin mallinnetaan vetotangot molemmista päistä nivelenä. Teräspilarien tapauksissa käytetään putkiprofiilia 100x100x5 ja teräsbetonipilarien yhteydessä liimapuu profiilia 90x315. Alla kuva liimapuu vetotangon liitoksesta (kuva 15)



**Kuva 15. Liitos pilarin päästä.**

#### 6.5 Kuormien lisääminen

Perustapaukset kuormista kuten lumi, tuuli, rakenteet ja toispuoleinen lumi lisätään erillisinä kuormina ohjelmaan. Erilaiset kuormitusyhdistelmät yhdistellään aiemmin esitetyn kohdan 5.4.3 mukaisesti (kts. liite 1, 2).

## 7 TERÄSBETONIPILARIN MITOITUS

Seuraavassa on esitelty pilareiden teoreettinen mitoitus. Kehän voimasuureiden tulokset lasketaan kehäohjelmalla.

Lähtökohtana teräsbetonipilarien mitoituksessa pidetään seuraavia menetelmiä. 1. kertaluvun voimasuureet lasketaan lineaarisella menetelmällä, josta saadaan taivutusmomentti  $M_{d0}$  ja normaalivoima  $N_{Ed}$ . 2. kertaluvun laskennassa käytetään nimelliseen kaarevuuteen perustuvaa menetelmää. Näistä menetelmistä kerrotaan tarkemmin suunnitteluohjeessa by60 Eurocode 2. /5./

Pilareissa käytettävän betonin lujuusluokkaa nostamalla voidaan vähentää teräsmenekkiä ja samalla pilarit voidaan mitoittaa hoikemmiksi. Lujuusluokan C50/60 ( K60 ) ylittävää betonia ei ole kuitenkaan perusteltua käyttää pilareissa. /2, s.38./

### 7.1 Mitoituskaavat

Mastopilarin mitoituksessa käytetään nurjahdus pituutta  $L_0$  Eurocoden mukaan

$$L_0 = 2.2 * L \quad (15)$$

missä  $L_0$  = erillisen sauvan nurjahduspituus  
 $L$  = puristetun sauvan vapaa korkeus kiinnityskohtien välillä  
 2.2 = nurjahduskerroin Eurocoden mukaan

Todellisuudessa nurjahduspituus mastopilareissa voi olla enemmänkin riippuen maaperän kantavuudesta. Pilarin hoikkuus  $\lambda$  lasketaan seuraavasti. /5./

$$\lambda = L_0 / i \quad (16)$$

missä  $\lambda$  = pilarin hoikkuusluku  
 $L_0$  = erillisen sauvan nurjahduspituus  
 $i$  = jäyhyyssäde

$$\text{Mitoitusmomentti: } M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (16)$$

missä  $M_{0Ed} = 1.$  kertaluvun momentti  
 $M_2 = 2.$  kertaluvun momentti

$$M_{0Ed} = H \cdot L + N \cdot e_{01} \quad (17)$$

missä  $M_{0Ed} = 1.$  kertaluvun momentti  
 $H =$  pilarin päähän vaikuttava vaakavoima  
 $L =$  pilarin pituus  
 $N =$  pilarin päähän vaikuttava normaalivoima  
 $e_{01} =$  Normaalivoiman epäkeskisyys

Vastaava 1. kertaluvun epäkeskisyys  $e_{02}$

$$e_{02} = \frac{M_{0Ed}}{N} = \frac{H}{N} \times L + e_{01} \quad (18)$$

#### 7.1.1 Nimellinen kaarevuus

Kaarevuudesta johtuva 2. kertaluvun momentti

$$M_2 = N \cdot e_2 \quad (19)$$

missä  $M_2 = 2.$  kertaluvun momentti  
 $N =$  Pilarin päähän vaikuttava normaalivoima  
 $e_2 =$  taipuma

Vastaava 2. kertaluvun epäkeskisyys  $e_d$

$$e_d = e_{02} + e_2 \quad (20)$$



Taipuma  $e_2$

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{L_0^2}{c} \quad (21)$$

missä

$1/r$  = kaarevuus

$L_0$  = erillisen sauvan nurjahduspituus

$c$  = kokonaiskaarevuuden jakautumasta riippuva kerroin yleensä 10

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} \quad (22)$$

missä

$1/r$  = kaarevuus

$K_r$  = normaalivoimasta riippuva korjauskerroin

$K_\varphi$  = virumisen vaikutuksen huomioiva kerroin

$1/r_0$  = kaarevuuden perusarvo

$$K_r = \frac{1 + \omega - \frac{N_{Ed}}{A_s f_{cd}}}{0,6 \times \omega} \leq 1 \quad (23)$$

missä

$K_r$  = normaalivoimasta riippuva korjauskerroin

$\omega$  = mekaaninen raudoitussuhde

$N_{Ed}$  = normaalivoima

$A_s$  = raudoituksen kokonaisala

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$$\omega = \frac{A_s}{bh} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (24)$$

missä

$\omega$  = mekaaninen raudoitussuhde

$A_s$  = raudoituksen kokonaisala

$b$  = poikkileikkauksen leveys

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

$f_{yd}$  = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$$K_{\varphi} = 1 + \left( 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \times \varphi_{ef} \geq 1 \quad (25)$$

missä  $K_{\varphi}$  = virumisen vaikutuksen huomioiva kerroin  
 $f_{ck}$  = betonin lieriölujuuden ominaisarvo  
 $\lambda$  = hoikkuusluku  
 $\varphi_{ef}$  = virumisaste Eurocoden mukaan kohta 3.14  
 $f_{yd}$  = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\frac{f_{yd}}{E_s}}{0,45 \times d} \quad (26)$$

missä  $1/r_0$  = kaarevuuden perusarvo  
 $f_{yd}$  = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo  
 $E_s$  = teräksen kimmomoduuli  
 $d$  = tehollinen korkeus

### 7.1.2 Mitoittava momentti

$$M_{Ed} = N_{Ed} * e_d \quad (27)$$

missä  $M_{Ed}$  = mitoittava momentti  
 $N_{Ed}$  = normaalivoima  
 $e_d = e_{02} + e_1 + e_2$

Mitoittavaa momenttia laskettaessa normaalivoiman epäkeskisyyteen ja taipumaan lisätään mittaepätarkkuuksien vaikutus tekijä  $e_i$ . Tekijä voidaan laskea yksinkertaistulla kaavalla, koska kyseessä on erilliset pilarit jäykistysjärjestelmänä. /5./

$$e_i = \frac{L_0}{400} \quad (28)$$

missä  $e_i$  = mittaepätarkkuustekijä  
 $L_0$  = erillisen sauvan nurjahduspituus

Lisäepäkeskisyyys  $e_i$  lisätään alkuperäiseen 1. kertaluvun epäkeskisyyteen. Vähimmäisepäkeskisyyden on kuitenkin vähintään  $e_{0,\min}$

$$e_{0,\min} = \max \begin{cases} \frac{h}{30} \\ 20\text{mm} \end{cases} \quad (29)$$

Tämän jälkeen kestävyuden tarkistaminen tapahtuu käytössä olevilla yhteisvaikutusdiagrammeilla, jotka on laskettu tietyille teräksien lujuuksille ja raudoituksen sijoittelulle, jolloin betonin lujuus huomioidaan seuraavilla suhteellisilla suureilla. (kts. liite 3)

Suhteellinen momentti  $\mu$ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times h^2 \times f_{cd}} \quad (30)$$

missä

$M_{Ed}$  = mitoittava momentti

$b$  = poikkileikkauksen leveys

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Suhteellinen normaalivoima  $v$ :

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \times h \times f_{cd}} \quad (31)$$

missä

$N_{Ed}$  = mitoittava normaalivoima

$b$  = poikkileikkauksen leveys

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Geometrinen raudoitussuhde  $\rho$ :

$$\rho = \omega \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (32)$$

missä

$\omega$  = mekaaninen raudoitussuhde

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$f_{yd}$  = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

Tarvittava raudoitus pinta-ala  $A_s$  saadaan:

$$A_s = \rho \times A_c \quad (33)$$

missä  $\rho$  = geometrinen raudoitussuhde

$A_c$  = betonin poikkileikkaus ala

Lisäksi on huomioitava yhteisvaikutusdiagrammeista onko kyseessä pilarin puolikas vai kokonaisen pilarin yhteisvaikutusdiagrammi.

## 7.2 Raudoituksen raja-arvot

Pilareiden minimiraudoitus on tarkastettava aina kun pilarin poikkileikkauksen suurempi mitta  $h$  on enintään 4 kertaa pienempi mitta  $b$ . Pääraudoituksen halkaisija on oltava vähintään 8mm ja vähimmäismäärä  $A_{s,min}$ :

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \times N_{ed}}{f_{yd}} \text{ tai } 0,002 \times A_c \quad (34)$$

missä  $N_{Ed}$  = mitoittava normaalivoima

$f_{yd}$  = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

$A_c$  = betonin poikkileikkaus ala

Pääraudoitus saa olla kuitenkin enintään  $A_{s,max}$  verran:

$$A_{s,max} = 0,06 \times A_c \quad (35)$$

Terästen jatkos- ja limityskohdissa kuitenkin

$$A_{s,max} = 0,12 \times A_c \quad (36)$$

Lisäksi huomioitava, että raudoitus mahtuu rakenteen poikkileikkaukseen.

## 8 TERÄSPILARIN MITOITUS

Teräspilarin profiilina käytetään neliömallista putkiprofiilia, joka on valmistettu kuuma-valssatusta teräsnauhasta kylmämuovaamalla ja hitsaamalla. Mitoitus tapahtuu plastisuusteorian mukaisesti. /9, s.125./

### 8.1 Mitoituksen kulku

Ensimmäiseksi valitaan putkipilarin alustava profiili, jonka kestävyyttä tutkitaan. Alustavassa mitoituksessa tarkistetaan poikkileikkausluokka ja määritetään tehollinen poikkileikkauksen-pinta-ala sekä taivutusvastus kyseessä olevan akselin suhteen. Työssä käytettävät profiilit ovat neliöputkia, joten taivutusvastus on sama molempien akselien suhteen. Tämän jälkeen määritetään epätarkkuustekijä  $\alpha$  ja suhteellinen hoikkuus  $\lambda_s$  sekä lasketaan nurjahduskestävyys. Nämä vaiheet toistetaan niin kauan, kunnes seuraava mitoitusehto toteutuu:

Mitoittava normaalivoima < Nurjahduskestävyys

$$N_{sd} < N_{b,Rd} \quad (37)$$

Tämän jälkeen tutkitaan dimensioton hoikkuus kiepahduksessa  $\lambda_{LT}$  ja tarkistetaan puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutusehto. Lopuksi valitaan lopullinen poikkileikkaus.

### 8.2 Mitoituskaavat

#### 8.2.1 Alustava mitoitus pilarin ollessa keskeisesti puristettu

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \quad (38)$$

missä

$N_{sd}$  = mitoittava normaalivoima

$f_{cd}$  = nurjahduksen huomioon ottava puristuslujuus, joka arvioidaan

## 8.2.2 Nurjahduskestävyys

Laipan ja uuman poikkileikkausluokka neliöputkipilareilla on 1, tai 2 Eurocode 3:n mukaan.

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} (> f_{cd}) \quad (39)$$

missä

$N_{b,Rd}$  = nurjahduskestävyys

$\chi$  = pienennyskerroin

$\beta_A = 1$  (poikkileikkausluokissa 1, 2 ja 3)

$A$  = poikkileikkaus pinta-ala

$f_y$  = teräksen myötölujuus

$\gamma_{M1}$  = osavarmuusluku (poikkileikkausluokissa 1, 2 ja 3)

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_s^2}} < 1 \quad (40)$$

missä

$$\phi = 0,5 * [ 1 + \alpha * (\lambda_s - 0,2) + \lambda_s^2 ] \quad (41)$$

missä  $\alpha = 0,34$  (kylmämuovatuille putkiprofiileille nurjahduskäyrä b)

$$\lambda_s = \frac{L_{eff}}{i \times \pi} \times \sqrt{\frac{\beta_A f_y}{E}} = \text{suhteellinen hoikkuus} \quad (42)$$

missä

$L_{eff}$  = nurjahduspituus

$i$  = jäyhyys säde tarkasteltavan akselin suunnassa

$\beta_A = 1$  (poikkileikkausluokissa 1, 2 ja 3)

$f_y$  = teräksen myötölujuus

$E$  = kimmokerroin

Kun pilaria ei ole tuettu heikommassa suunnassa nurjahdukselta, niin hoikkuusluku  $\lambda$  saadaan seuraavasta kaavasta.

$$\lambda_z = \frac{L_{eff}}{i_z} \quad (43)$$

missä

$L_{eff}$  = nurjahduspituus (mastopilari 2,2xL)

$i_z$  = jäyhyys säde tarkasteltavan akselin suunnassa

## 8.2.3 Puristettu ja taivutettu pilari

Jos pilarin suhteellinen hoikkuus  $\lambda_s > 0,2$ , on tarkasteltava yhdistetyn nurjahduskestävyyden mukaiset mitoitus ehdot. Poikkileikkauksissa 1 ja 2 on yhdistetyn taivutuksen ja aksiaalisen puristuksen täytettävä seuraava mitoitus ehto:

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times A \times f_d} + \frac{K_y \times M_{sd}}{W_{pl} \times f_d} \leq 1 \quad (44)$$

missä  $N_{sd}$  = mitoittava normaalivoima  
 $\chi$  = pienennyskerroin (kaava 40)  
 $K_y$  = kerroin Eurocode 3:n mukaan  
 $M_{sd}$  = mitoittava momentti  
 $W_{pl}$  = plastinen taivutusvastus  
 $f_d$  =  $f_y/\gamma_{M1}$  (teräksen myötölujuus/osavarmuusluku)

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad (45)$$

missä  $\mu_y$  = kerroin, joka johtuu ekvivalentin tasaisen momentin tekijästä  
 $N_{sd}$  = mitoittava normaalivoima  
 $\chi_y$  = pienennyskerroin  
 $A$  = poikkileikkauksen pinta-ala  
 $f_y$  = teräksen myötölujuus

$$\mu_y = \lambda_s \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \leq 0,9 \quad (46)$$

missä  $\lambda_s$  = suhteellinen hoikkuus (kaava 42)  
 $\beta_{My}$  = ekvivalentin tasaisen momentin tekijä Eurocode 3:n mukaan  
 $W_{pl,y}$  = plastinen taivutusvastus  
 $W_{el,y}$  = elastinen taivutusvastus

Tästä eteenpäin oleva tieto on salaista päiväyksestä viisi vuotta eteenpäin.  
Salassapitovelvollisuus koskee kaikkia osallisena olevia henkilöitä.



## LÄHTEET

1. Mönkkönen, Pekka ym. *Maatalouden betonielementtirakenteet suunnitteluohje*. Helsinki: Nykypaino Oy. 2004.
2. RTT Rakennustuoteteollisuus ry. Valmisosarakentaminen II osa G elementtirakennuksen jäykistys. Lahti: Lahden Kirjapaino ja Sanomalehti Oy ”Lahtiprint”. 1995
3. Rannila Steel Oy Metsämäki, Jouni ym. *Rannilan rakennejärjestelmät – käsikirja*. Keuruu: Otavan kirjapaino. 2001.
4. RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat Eurokoodit EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 ja EN 1991-1-4. Hansaprint Oy. 2. korjattu painos. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2010.
5. Dunkel, Harry. Betonirakenteet 2-kurssi, by 60 Eurocode pohjalta.
6. Suomen Betoniyhdistys r.y., Suunnitteluohje by60 Eurokoodi 2 osat 1-1 ja 1-2 Alustava 3. korjattu painos. Helsinki: Sähköinen liite marraskuu 2008
7. Mikkonen, Matti. Teräsrakenteiden 1 ja 2 kurssit, Jukka Kinnunen ym. Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3 pohjalta. teräsrakenneyhdistys ry. 2002.
8. StruSoft frame-analysis sähköinen liite. Osa Concrete Module-Methods of calculation.
9. Rautaruukin terästuotteet, *Suunnittelijan opas*. Keuruu: Otavan kirjapaino. 1996.