

# **Mastopilarihallin kehien rakenneanalyyseja FEM-ohjelmilla**

Vesa Heikkinen

Opinnäytetyö

Toukokuu 2018

Tekniikan ja liikenteen ala

Insinööri (AMK), rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma

Rakennesuunnittelu

Tekijä(t) Heikkinen, Vesa Tapani	Julkaisun laji Opinnäytetyö, AMK	Päivämäärä 13.5.2018
	Sivumäärä 124	Julkaisun kieli Suomi
		Verkojulkaisulupa myönnetty: x
Työn nimi <b>Mastopilarihallin kehien rakenneanalyseja FEM-ohjelmilla</b>		
Tutkinto-ohjelma Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma		
Työn ohjaaja(t) Hannu Haapamaa (JAMK), Pekka Lähdesmäki (JAMK), Pekka Tölli (Toimeksiantaja)		
Toimeksiantaja(t) Insinööritoimisto Mäkeläinen Oy		
<p>Tiivistelmä</p> <p>Tämän opinnäytetyön tavoite oli vertailla eri betonirakenteiden analyysimenetelmiä ja niiden antamia tuloksia mastopilarikehän suunnittelussa. Tutkimuksen pääpaino oli betonirakenteiden toisen kertaluvun vaikutuksien tarkastelussa lineaarisella nimelliseen kaarevuuteen perustuvalla menetelmällä sekä epälineaarilla yleisellä menetelmällä.</p> <p>Tutkimuksen kohteena oli insinööritoimistolle ominaisten korkeiden mastopilarikehien rakennesuunnittelu, joten tutkimus kuvasi todellista tilannetta nykyajan rakennesuunnittelussa. Analyysimenetelmien soveltuvuudet ja tulosten eroavaisuudet tutkittiin SCIA Engineer- ja Jigi-nimisillä FEM-laskentaohjelmilla, joilla pystyttiin laskemaan lineaarinen sekä epälineaarinen analyysi.</p> <p>Laskentatuloksissa oli analyysimenetelmien välillä erittäin suuria eroja rakenteen ja rakenejärjestelmän massiivisuuden takia, joten tuloksien perusteella saatiin käsitys analyysimenetelmien soveltuvuusalueesta ja toimivuudesta betonirakenteiden suunnittelussa. Lopullinen johtopäätös tilanteesta oli, että massiivisissa rakenteissa nimellisen kaarevuuden menetelmä on likimääräinen eikä se kuvasta betonirakenteen todellista käyttäytymistä samalla tarkkuudella kuin epälineaarinen analyysi.</p>		
<p>Avainsanat (<a href="#">asiasanat</a>) Mastopilarikehä, 2. kertaluvun teoria, nimellinen kaarevuus, nimellinen jäykkyys, epälineaarinen analyysi</p>		
<p>Muut tiedot (<a href="#">salassa pidettävät liitteet</a>)</p>		

Author(s) Heikkinen, Vesa Tapani	Type of publication Bachelor's thesis	Date 13.5.2018 Language of publication: Finnish
	Number of pages 124	Permission for web publication: x
Title of publication <b>Structural analysis of reinforced concrete frames using FEM</b> Possible subtitle		
Degree programme Civil Engineering		
Supervisor(s) Hannu Haapamaa (JAMK), Pekka Lähdesmäki (JAMK), Pekka Tölli (Employer)		
Assigned by Insinööritoimisto Mäkeläinen Oy		
Abstract  <p>The objective of the thesis was to compare different analysis methods and the results in engineering of rigidly connected reinforced concrete frames. The primary aspect of the research was to inspect second order effects of a structure using methods based on nominal curvature and nonlinearity.</p> <p>The main object was structural designing of tall rigidly connected reinforced concrete frames characteristic for construction engineering and therefore the investigation described the current state of modern structural engineering. Suitability and the results differed between used analysis methods. The results were investigated using FEM-calculation programs SCIA Engineer and Jigi, which enabled the calculation of linear and nonlinear analysis.</p> <p>Major differences in calculation results occurred between analysis methods due to massiveness of the chosen structure and structural system and therefore basic understanding of suitability and functionality of used analysis methods in structural designing was achieved. Nominal curvature method was found to be approximative and therefore incapable of describing realistic behavior of reinforced concrete structures with the same accuracy as nonlinear method.</p>		
Keywords/tags ( <a href="#">subjects</a> ) Reinforced concrete frame, 2 <sup>nd</sup> order theory, nominal curvature, nominal stiffness, nonlinear analysis		
Miscellaneous ( <a href="#">Confidential information</a> )		

## Sisältö

<b>1</b>	<b>Johdanto .....</b>	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>Materiaalit .....</b>	<b>9</b>
2.1	Materiaaliominaisuudet .....	9
2.1.1	Betoni.....	9
2.1.2	Betoniteräs .....	9
2.2	Materiaalimallit .....	11
2.2.1	Betoni.....	12
2.2.2	Betoniteräs .....	15
<b>3</b>	<b>Kuormat .....</b>	<b>16</b>
3.1	Pysyvä kuorma.....	16
3.2	Lumikuorma.....	16
3.3	Tuulikuorma .....	19
3.3.1	Puuskanopeuspaine.....	20
3.3.2	Voimakerroinmenetelmä .....	21
3.3.3	Pintapainemenetelmä .....	22
<b>4</b>	<b>Rajatilamitoitus .....</b>	<b>27</b>
4.1	Mitoitustilanteet .....	28
4.2	Murtorajatila .....	28
4.3	Käyttörajatila .....	28
4.4	Osavarmuuslukumenetelmä .....	29
4.5	Luotettavuusluokitus.....	30
<b>5</b>	<b>Kuormitusyhdistelmät .....</b>	<b>31</b>
5.1	Murtorajatilan yhdistely.....	32
5.2	Käyttörajatilan yhdistely.....	34

<b>6</b>	<b>FEM-laskenta</b> .....	<b>36</b>
6.1	Elementtimenetelmä.....	36
6.2	Elementtiverkko ja solmusuureet .....	36
6.3	Lineaarinen analyysi .....	37
6.4	Epälineaarinen analyysi .....	38
6.5	FEM-laskentaohjelmat .....	38
<b>7</b>	<b>Mastopilarin mitoituksen lähtötiedot</b> .....	<b>39</b>
7.1	Kehämalli .....	39
7.2	Pilarin nurjahduspituus .....	40
7.3	Geometriset epätarkkuudet.....	41
7.4	Ensimmäisen kertaluvun vaikutukset.....	43
7.5	Betonin viruma .....	43
7.6	Toisen kertaluvun vaikutukset .....	46
7.7	Vino taivutus.....	48
<b>8</b>	<b>Mitoitusmenetelmät</b> .....	<b>50</b>
8.1	Nimellisen kaarevuuden menetelmä .....	50
8.2	Nimellisen jäykkyyden menetelmä .....	54
8.3	Yleinen menetelmä .....	58
<b>9</b>	<b>Kehärakenteen pilarin analyysi</b> .....	<b>59</b>
9.1	Lähtötiedot .....	60
9.2	Kuormat.....	61
9.3	Kehärakenteen mallinnus ja laskenta .....	61
<b>10</b>	<b>Tutkimustulokset</b> .....	<b>62</b>
10.1	Nimellisen kaarevuuden menetelmä Jigillä.....	62
10.2	Yleinen menetelmä SCIAlla.....	70
10.2.1	Mastopilarikehän mitoitustapaus 1.....	71

	3
10.2.2 Mastopilarikehän mitoitustapaus 2.....	77
10.2.3 Mastopilarikehän mitoitustapaus 3.....	83
10.3 Laskentatulosten yhteenveto.....	89
<b>11 Pohdinta.....</b>	<b>94</b>
<b>Lähteet .....</b>	<b>96</b>
<b>Liitteet.....</b>	<b>98</b>
Liite 1. Suorakaidepilarin yhteisvaikutusdiagrammit.....	98
Liite 2. Hallin tasopiirros.....	101
Liite 3. Mitoitettavan kehän kuormakaavio .....	102
Liite 4. Lineaarinen nimellisen kaarevuuden menetelmän laskenta .....	103
<b>Kuviot</b>	
Kuva 1. Betonin epälineaarinen-ideaaliplastinen materiaalmalli .....	13
Kuva 2. Betonin yleinen epälineaarinen materiaalmalli .....	14
Kuva 3. Jännitys-venymäkuvaajat .....	15
Kuva 4. Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskvaajat.....	15
Kuva 5. Pulttikaton lumikuorman kuormituskaavio .....	17
Kuva 6. Harjakaton lumikuorman kuormituskaavio. 1= kinostumaton lumi, 2 ja 3= kinostunut lumi .....	17
Kuva 7. Sahakaton lumikuorman kuormituskaavio. 1= kinostumaton lumi, 2= kinostunut lumi .....	18
Kuva 8. Maanpinnan lumikuorman ominaisarvot.....	19
Kuva 9. Puuskanopeuspaineen ominaisarvo eri maastoluokissa tasaisessa maastossa .....	20
Kuva 10. Pintoihin kohdistuva paine .....	23
Kuva 11. Pystyseiniä koskeva vyöhykekaavio .....	23

Kuva 12. Rakennekerroin cscd monikerroksisille rakennuksille, joiden pohja on suorakaide, ulkoseinät pystysuorat sekä jäykkyys ja massa säännöllisesti jakautuneet .....	25
Kuva 13. Kitkakuorman vaikutusala .....	27
Kuva 14. Kehän rakennemalli .....	39
Kuva 15. Pilarien nurjahduspituudet.....	40
Kuva 16. Virumaluku normaalissa ympäristöolosuhteessa sisätiloissa (RH=50%) .....	44
Kuva 17. Yhteisvaikutusdiagrammi .....	53
Kuva 18. Pilarin rakenteelliset tiedot .....	63
Kuva 19. Pilarin alapäässä pystysuuntaisen tukireaktion suuruus.....	63
Kuva 20. Pilarin alapäässä vaikuttavan 1. kertaluvun momentin suuruus .....	64
Kuva 21. Pilarin yläpään siirtymä lumen määrätessä käyttörajatilassa .....	65
Kuva 22. Pilarin yläpään siirtymä tuulen määrätessä käyttörajatilassa.....	66
Kuva 23. Pilarin yläpään lopullinen siirtymä ja siirtymän sallittu maksimiarvo .....	66
Kuva 24. Pilarin alapään 1. ja 2. kertaluvun momentit .....	67
Kuva 25. Pilarin kapasiteettikuvaajat sekä normaalivoima, 1. kertaluvun momentti ja lopullinen mitoitusmomentti .....	68
Kuva 26. Pilarin vinon taivutuksen määrittäminen .....	68
Kuva 27. Vinon taivutuksen alaisen pilarin käyttöaste määritetyillä teräksillä .....	69
Kuva 28. Mitoitettujen terästen sijoitus poikkileikkauksessa .....	69
Kuva 29. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot lumen ollessa määräävä kuorma .....	71
Kuva 30. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus lumen ollessa määräävä kuorma .....	72
Kuva 31. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma .....	73
Kuva 32. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot tuulen ollessa määräävä kuorma .....	75
Kuva 33. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus tuulen ollessa määräävä kuorma .....	75
Kuva 34. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma .....	76

Kuva 35. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot lumen ollessa määräävä kuorma .....	78
Kuva 36. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus lumen ollessa määräävä kuorma .....	78
Kuva 37. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma .....	79
Kuva 38. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot tuulen ollessa määräävä kuorma .....	80
Kuva 39. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus tuulen ollessa määräävä kuorma .....	81
Kuva 40. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma .....	82
Kuva 41. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot lumen ollessa määräävä kuorma .....	83
Kuva 42. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus lumen ollessa määräävä kuorma .....	84
Kuva 43. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma .....	85
Kuva 44. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot tuulen ollessa määräävä kuorma .....	86
Kuva 45. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus tuulen ollessa määräävä kuorma .....	86
Kuva 46. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma .....	87

## **Taulukot**

Taulukko 1. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet.....	9
Taulukko 2. Betoniteräksien ominaisarvot .....	10
Taulukko 3. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet.....	12
Taulukko 4. Lumikuorman muotokertoimet .....	17
Taulukko 5. Katon tuulensuojaisuuskertoimet .....	18
Taulukko 6. Katon tuulensuojaisuuskertoimien korotuskertoimet .....	18



Taulukko 7. Maastoluokkien kuvaukset.....	20
Taulukko 8. Puuskanopeuspaineen ominaisarvo eri maastoluokissa tasaisessa maastossa.....	21
Taulukko 9. Tehollinen hoikkuus suorakulmaisen poikkileikkauksen omaaville matalille ja korkeille rakennuksille.....	22
Taulukko 10. Voimakerron $cf$ huomioiden rakennuksen mittasuhteiden ja hoikkuuden vaikutus .....	22
Taulukko 11. Ulkopuolisen paineen kertoimet pohjaltaan suorakulmaisten rakennusten pystysuorille seinille.....	24
Taulukko 12. Kitkakertoimet .....	27
Taulukko 13. Betonin ja betoniterästen osavarmuuskertoimet murtorajatilassa.....	30
Taulukko 14. Seuraamusluokat .....	31
Taulukko 15. Kuormien yhdistelykertoimet.....	32
Taulukko 16. Momenttijakauman kertoimen $c_0$ määrittäminen .....	58
Taulukko 17. Hallirakennuksen lähtötiedot .....	60
Taulukko 18. Nimellisen kaarevuuden menetelmän tulokset lumen ollessa määräävä kuorma .....	70
Taulukko 19. Pilareiden alapään tukireaktiot ja momentit lumen ollessa määräävä kuorma .....	72
Taulukko 20. Pilareiden alapäässä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus lumen ollessa määräävä kuorma .....	72
Taulukko 21. Pilareiden yläpään siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma .....	73
Taulukko 22. Epälineaarisen analyysin tulokset lumen ollessa määräävä kuorma .....	74
Taulukko 23. Pilareiden alapäiden tukireaktiot ja momentit tuulen ollessa määräävä kuorma .....	75
Taulukko 24. Pilareiden alapäässä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus tuulen ollessa määräävä kuorma .....	76
Taulukko 25. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma .....	76
Taulukko 26. Epälineaarisen analyysin tulokset tuulen ollessa määräävä kuorma .....	77
Taulukko 27. Pilareiden alapäiden tukireaktiot ja momentit lumen ollessa määräävä kuorma .....	78

Taulukko 28. Pilareiden alapäissä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus lumen ollessa määräävä kuorma .....	79
Taulukko 29. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma .....	79
Taulukko 30. Epälineaarisen analyysin tulokset lumen ollessa määräävä kuorma .....	80
Taulukko 31. Pilareiden alapäiden tukireaktiot ja momentit tuulen ollessa määräävä kuorma .....	81
Taulukko 32. Pilareiden alapäissä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus tuulen ollessa määräävä kuorma .....	81
Taulukko 33. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma .....	82
Taulukko 34. Epälineaarisen analyysin tulokset tuulen ollessa määräävä kuorma .....	83
Taulukko 35. Pilareiden alapäiden tukireaktiot ja momentit lumen ollessa määräävä kuorma .....	84
Taulukko 36. Pilareiden alapäissä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus lumen ollessa määräävä kuorma .....	84
Taulukko 37. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma .....	85
Taulukko 38. Epälineaarisen analyysin tulokset lumen ollessa määräävä kuorma .....	86
Taulukko 39. Pilareiden alapäiden tukireaktiot ja momentit tuulen ollessa määräävä kuorma .....	87
Taulukko 40. Pilareiden alapäissä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus tuulen ollessa määräävä kuorma .....	87
Taulukko 41. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma .....	88
Taulukko 42. Epälineaarisen analyysin tulokset tuulen ollessa määräävä kuorma .....	88
Taulukko 43. Nimellisen kaarevuuden menetelmän tulokset lumen ollessa määräävä kuorma .....	89
Taulukko 44. Epälineaarisen analyysin tulokset lumen ollessa määräävä kuorma .....	90
Taulukko 45. Epälineaarisen analyysin tulokset tuulen ollessa määräävä kuorma .....	91
Taulukko 46. Epälineaarisen analyysin tulokset lumen ollessa määräävä kuorma .....	91
Taulukko 47. Epälineaarisen analyysin tulokset tuulen ollessa määräävä kuorma .....	92

# 1 Johdanto

Tämän insinööriyön tarkoituksena on tarkastella eurokoodin EN 1992-1-1 mukaisten betonirakenteiden analyysimenetelmien soveltuvuutta mastopilareilla jäykistettyjen elementtirakenteisten hallien laskentaan ja valita näistä menetelmistä se, jolla saadaan parhaiten laskettua rakenteiden kestävyys huomioiden suunnittelutyön kustannustehokkuus ja helppous. Tarkastelu suoritetaan SCIA Engineer ja Jigi-nimisillä FEM-laskentaohjelmilla, jotka ovat molemmat olleet käytössä insinööritoimisto Mäkeläisellä hallirakennuksien lujuuslaskelmia varten.

Betonirakenteiden suunnittelu on muuttumassa haasteellisemmaksi rakennuksien kokojen ja tilavaatimuksien muuttuessa suuremmiksi, joten suuret jännevälit ja rakenteiden korkeudet aiheuttavat rakenteissa suurempia siirtymiä ja sisäisiä voimia kuin mihin on aiemmin totuttu. Tavanomaisilla käsinlaskentamenetelmillä kuten nimelliseen kaarevuuteen tai jäykkyyteen perustuvilla menetelmillä ei enää kyetä suunnittelemaan rakenteita kustannustehokkaasti ja tästä syystä on harkittava muita paremmin optimoituja menetelmiä, kuten yleistä epälineaariseen laskentaan perustuvaa menetelmää.

## 2 Materiaalit

### 2.1 Materiaaliominaisuudet

#### 2.1.1 Betoni

Betonirakenteiden suunnittelun eurokoodin EN 1992-1-1 mukaan voidaan suunnitella rakenteita, joiden puristuslujuusluokka on enimmillään C90/105. Suuremman lujuusluokan rakenteiden suunnittelussa mitoitusäännöt muuttuvat jossain määrin ja näille lujuusluokille annetaan lisäohjeita mitoitukseen. Tavanomaisissa talonrakennuskohteissa pysytellään lujuusluokkien C16/20-C50/60 välissä, joten näissä pätevät yleiset suunnittelusäännöt. Taulukossa 1. esitetään betonin lujuuksien ominaisarvoja, jotka eivät sisällä rajatilamitoituksen osavarmuuslukuja. (Betonirakenteiden suunnitteluperusteet 2009, 3.)

Taulukko 1. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS-EN 1992-1-1:2015, 30)

Merkintä	Kuvaus	Ominaisuudet							
		16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck}$ (MPa)	Lieriölujuuden ominaisarvo	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck, cube}$ (MPa)	Kuutiolujuuden ominaisarvo	20	25	30	37	45	50	55	60
$f_{ctm}$ (MPa)	Keskimääräinen vetolujuus	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	Vetolujuuden ominaisarvo	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$E_{cm}^a$ (GPa)	Sekanttimoduuli	29	30	31	33	34	35	36	37
Merkinnät <sup>a</sup> Keskimääräinen sekanttimoduuli 28 d betonille, jonka runkoaine on kvartsiittia.									

#### 2.1.2 Betoniteräs

Betoniteräksien osalta eurokoodi EN 1992-1-1 on pätevä, kun raudoituksen ominaislujuus on arvojen 400...600 MPa (N/mm<sup>2</sup>) välillä. Eurokoodissa on Suomen osalta poikkeus, jonka mukaan suomessa suunniteltaessa raudoituksen ominaislujuuden käyttöalue on laajennettu lujuuteen 700 MPa asti. Betoniraudoitukset on jaettu sitkeysluokkiin A, B ja C, jotka vaikuttavat raudoituksen kykyyn tasata momentteja. Momenttien jakautumista on rajoitettu eniten pienimmässä sitkeysluokassa A. (Betonirakenteiden suunnitteluperusteet 2009, 3.)

Betoniteräksien luokittelu perustuu useaan eri ominaisuuteen. Eurokoodin mukaan nuo ominaisuudet ovat:

- koot ja toleranssit
- hitsattavuus
- hitsatun verkkoraudoituksen ja ansaristikoiden leikkauslujuus ja hitsin lujuus
- myötölujuus ( $f_{yk}$  tai  $f_{0,2k}$ )
- suurin todellinen myötölujuus ( $f_{y,max}$ )
- sitkeys ( $\epsilon_{uk}$  ja  $\frac{f_t}{f_{yk}}$ )
- vetolujuus  $f_t$
- taivutettavuus
- tartuntaominaisuudet
- väsymislujuus (SFS-EN 1992-1-1:2015, 38-39.)

Taulukossa 2. esitetään yleisimmät betoniteräksset, joiden tunnuksista selviävät materiaalin ominaislujuudet sekä valmistustapa.

Taulukko 2. Betoniteräksien ominaisarvot (Betonirakenteiden suunnitteluperusteet 2009, 3)

Luokka (SFS-EN 1992-1-1)	A	B	C
Myötölujuuden ominaisarvo $f_{yk}$ tai $f_{0,2k}$ (MPa) ja SFS-standardin nimike	B500A (B500K, B600KX, A700HW)	B500B (A500HW)	B500C
Vetolujuuden suhde myötölujuuteen = $(f_t/f_{yk})$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15 < 1,35$
Suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Suomessa siirryttiin uuden tyyppihyväksynnän piiriin vuonna 2017, jonka jälkeen käytettävien betoniteräksien nimitykset muuttuivat seuraavanlaisesti:

- B500A: kylmämuokattu harjatanko (entinen B500K,  $f_{yk} = 500\text{Mpa}$ )
- B600XA: kylmämuokattu ruostumaton harjatanko (entinen B600KX,  $f_{yk} = 600\text{Mpa}$ )
- B700A: hitsattava kuumavalssattu harjatanko (entinen A700HW,  $f_{yk} = 700\text{Mpa}$ )
- B500B: hitsattava kuumavalssattu harjatanko (entinen A500HW,  $f_{yk} = 500\text{Mpa}$ )
- B500C: hitsattava kuumavalssattu harjatanko (entinen B500C1,  $f_{yk} = 500\text{Mpa}$ ) (Koponen & Haara 2017.)

## 2.2 Materiaalimallit

Betonirakenteet voidaan eurokoodin mukaan suunnitella käyttäen eri laskentamenetelmiä, jotka käsittelevät betonin käyttäytymistä eri tarkkuudella. Eri menetelmille ja laskentatapauksille on käytettävissä erilaisia betonin ja betoniterästen materiaalimalleja, jotka kuvaavat materiaalin jännitys-muodonmuutosyhteyksiä. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 34-36.)

Betonille eurokoodi määrittää 3 erilaista jännitys-muodonmuutosyhteyttä, joista kahta viimeisintä käsitellään tässä opinnäytetyössä:

- Kimmoinen ideaaliplastinen eli bi-lineaarinen malli, joka on rakenneosien poikkileikkausten mitoitussoveltuva
- Epälineaarinen ideaaliplastinen malli, joka on rakenneosien poikkileikkausten mitoitussoveltuva
- Yleinen epälineaarinen malli epälineaariseen rakenneanalyysiin (Mts. 34-36).

Betoniteräksillä on vuorostaan materiaalin valmistusmenetelmästä johtuvat ominaiset jännitys-venymäkuvaajat, joista on muokattu mitoitusilannetta edustavat idealisoidut kuvaajat sekä mitoituskuvaajat.

Taulukossa 3 esitetään betonin lujuus- ja muodonmuutosomaisuuksien ominaisarvoja, joita käytetään jatkossa esitettävissä kaavoissa.

Taulukko 3. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS-EN 1992-1-1:2015, 30)

	Betonin lujuusluokka															Analyttinen yhteys/viittaus
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
$f_{ck}$ (MPa)															90	
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105		
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98		
$f_{cm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0		
$f_{ck, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5		
$f_{ck, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6		
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44		
$\epsilon_{ct}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8		
$\epsilon_{cut}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8		
$\epsilon_{r2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6		
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6		
$\eta$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4		
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3		
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6		

### 2.2.1 Betoni

Betonin epälineaarinen-ideaaliplastinen eli yleisesti käytetty jännitysmuodonmuutos-funktio lasketaan kaavalla 1 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 35).

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (1)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

missä

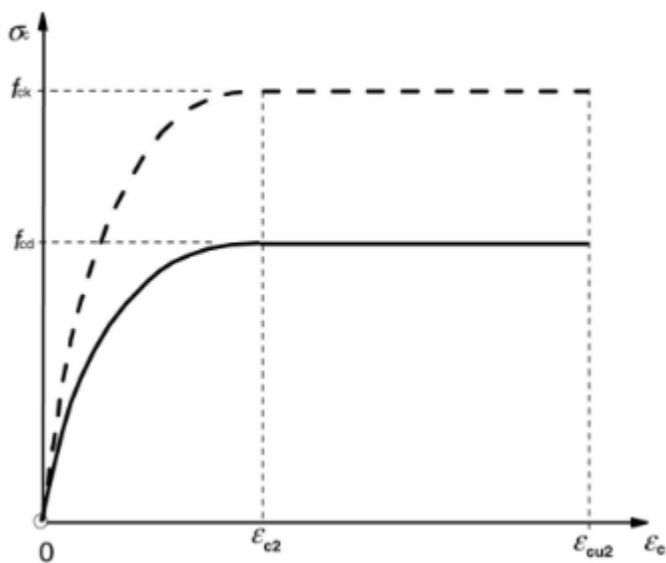
$f_{cd}$  on betonin lieriölujuuden laskenta-arvo

$n$  on taulukon 3 mukainen eksponentti

$\varepsilon_{c2}$  on taulukon 3 mukainen muodonmuutos maksimilujuuden saavuttamis-  
kohdassa

$\varepsilon_{cu2}$  on taulukon 3 mukainen murtopuristuma

Epälineaarinen-ideaaliplastinen jännitys-muodonmuutosyhteys voidaan esittää graafisessa muodossa kuvan 1 avulla.



Kuva 1. Betonin epälineaarinen-ideaaliplastinen materiaalmalli (SFS-EN 1992-1-1:2015, 36)



Epälineaarisisessa rakenneanalyysissa käytetty epälineaarinen jännitysmuodonmuutos-funktio lasketaan kaavalla 2, joka kuvailee betonin puristusjännityksen  $\sigma_c$  ja puristuman  $\varepsilon_c$  itseisarvojen välistä yhteyttä lyhytaikaiselle aksiaaliselle kuormitukselle. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 34.)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (2)$$

jossa

$f_{cm}$  on betonin lieriölujuuden keskiarvo

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

$\varepsilon_{c1}$  on taulukon 3 mukainen muodonmuutos jännityksen huippuarvon kohdalla

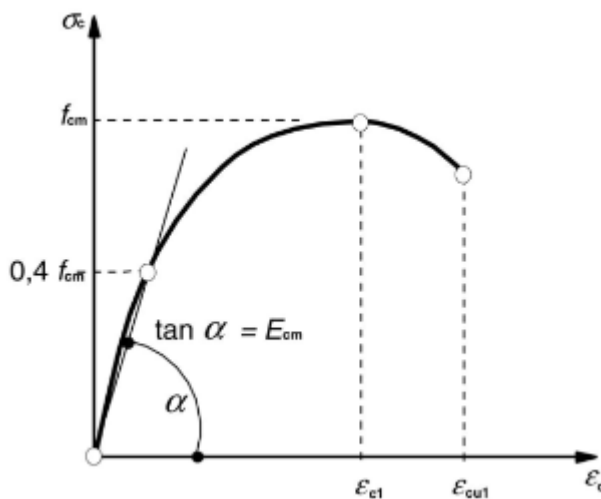
$$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

jossa

$E_{cm}$  on betonin sekanttikerroin

Kaava 2 on voimassa, kun  $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ , missä  $\varepsilon_{cu1}$  on murtopuristuman arvo.

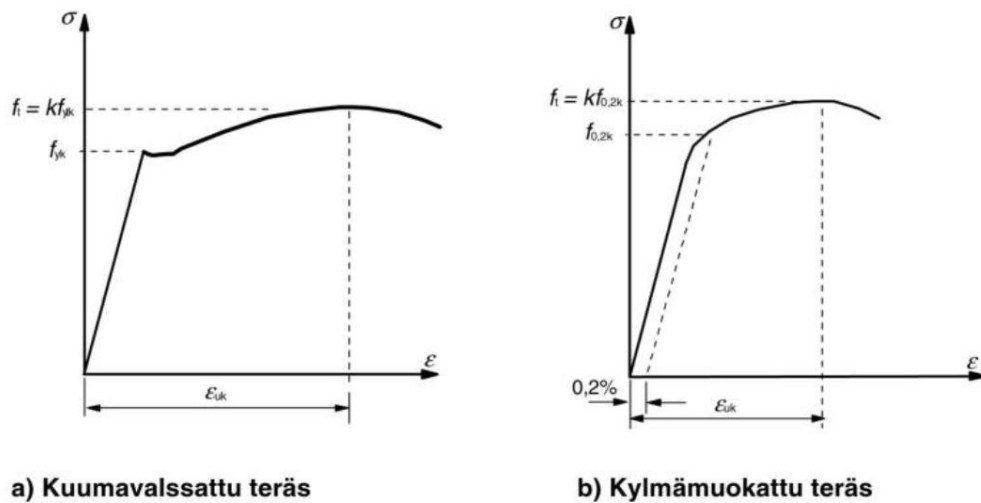
Muitakin jännitys-muodonmuutosyhteyksiä voidaan käyttää laskennassa, jos ne kuvaavat tarpeeksi tarkasti betonin toimintaa tarkastelutapauksessa. Kuvassa 2 esitetään epälineaarisisessa rakenneanalyysissä käytettävän jännitys-muodonmuutosyhteyden periaate. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 35.)



Kuva 2. Betonin yleinen epälineaarinen materiaalimalli (SFS-EN 1992-1-1:2015, 35)

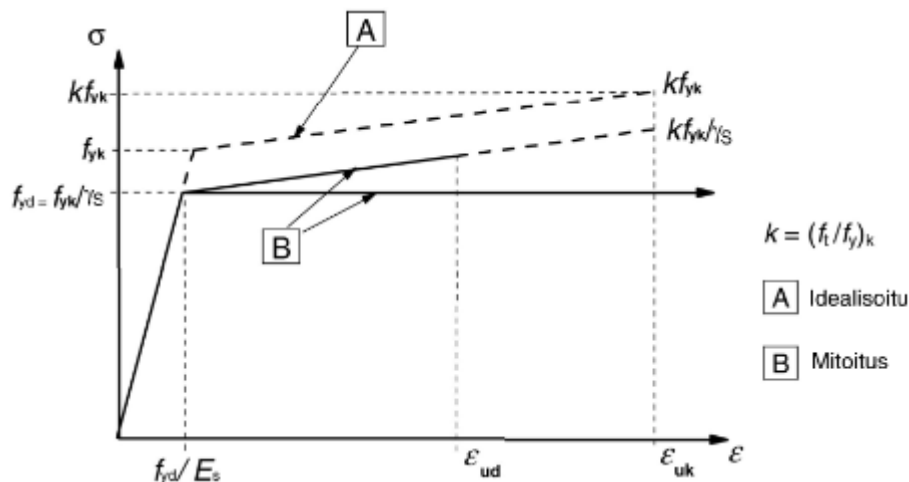
## 2.2.2 Betoniteräs

Betoniteräksien valmistusmenetelmän mukaan teräkset voidaan jakaa kuumavalssattuihin ja kylmämuokattuihin teräksiin. Valmistusmenetelmästä riippuu teräksen ominaisuudet, kuten sitkeys, lujuus, hitsattavuus ja muodonmuutosominaisuus. Kuvassa 3 esitetään kuumavalssattujen ja kylmämuokattujen teräksien jännitys-venymäkuvaajat. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 38-39.)



Kuva 3. Jännitys-venymäkuvaajat (SFS-EN 1992-1-1:2015, 39)

Rakennelaskelmissa betoniterästen jännitys-venymäkuvaajana voidaan käyttää kuvan 4 mukaisia teräksen materiaalimalleja. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 41).



Kuva 4. Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat (SFS-EN 1992-1-1:2015, 41)

### 3 Kuormat

Rakennesuunnittelun perusvaatimuksena on, että rakenteet tulee suunnitella siten, että ne kestävät kaikki niille tulevat kuormat ja niistä syntyvät rasitukset murtumatta ja menettämättä niiden käyttökelpoisuutta. Tästä syystä kuormat määritetään tarkasti eurokoodin ohjeiden mukaan. (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 44.)

#### 3.1 Pysyvä kuorma

Rakennuksissa vaikuttava pysyvä kuorma koostuu rakenteiden omasta painosta, johon kuuluvat niin kantavat kuin ei-kantavatkin rakenteet. Pysyviin kuormiin täytyy laskea myös rakennuksen valmistumisen jälkeen asennettavat rakennusosat sillä tarkkuudella, mikä on suunnitteluvaiheessa mahdollista. Suunniteltaessa sellaisia tiloja, joiden kantavia- tai ei kantavia rakenteita mahdollisesti tulevaisuudessa lisätään tai poistetaan, otetaan mitoituksessa huomioon määräävin kuormitustapaus, joka antaa suurimmat rasitukset. (SFS-EN 1991-1-1+AC:2002, 20.)

#### 3.2 Lumikuorma

Lumikuormat luokitellaan muuttuviksi kuormiksi, joita tässä työssä tarkastellaan normaalisti vallitsevaan tai tilapäiseen mitoitusilanteeseen kuuluvina kuormina, koska lumikuormat eivät kuulu onnettomuuskuormiin Suomessa. Normaaliolosuhteissa lumen poikkeuksellinen kinostuminen ja poikkeuksellisen lumisateen esiintyvyys ei ole todennäköistä, joten lumikuorman määrittämisessä käytetään kinostumattoman ja kinostuneen lumen kuormituskaavioita. (SFS-EN 1991-1-3+AC+A1:2015, 50.)

Lumikuorman mitoitusarvo eli katon lumikuorma lasketaan normaalitapauksissa maanpinnan lumikuorman ominaisarvon  $s_k$  ja lumikuorman muotokerroimen  $\mu_i$  avulla kaavalla 3 (Mts. 28).

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (3)$$

jossa

$\mu_i$  on lumikuorman muotokerroin

$C_e$  on tuulensuojaisuuskerroin

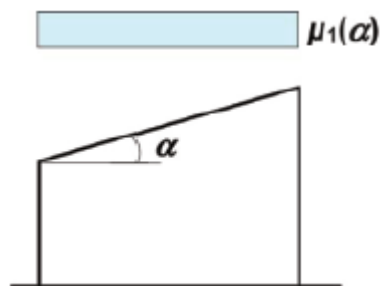
$C_t$  on lämpökerroin (normaalitapauksissa 1,0)

$s_k$  on maanpinnan lumikuorman ominaisarvo

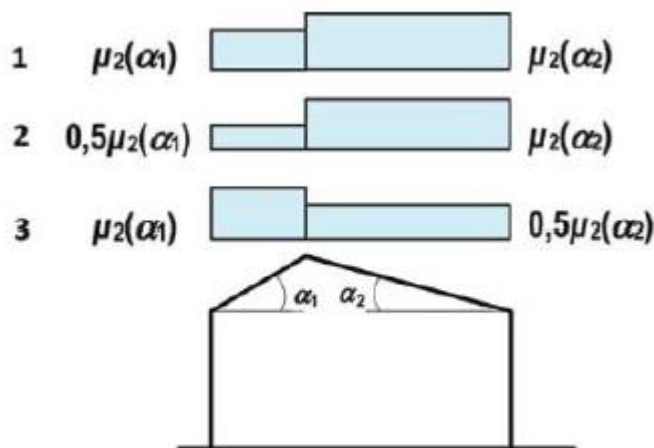
Kattojen lumikuorman muotokertoimet määräytyvät katon lappeiden kaltevuuksien ja muotojen mukaan, jotka ilmoitetaan taulukossa 4 sekä kuvissa 5,6 ja 7.

Taulukko 4. Lumikuorman muotokertoimet (SFS-EN 1991-1-3:2015, 32)

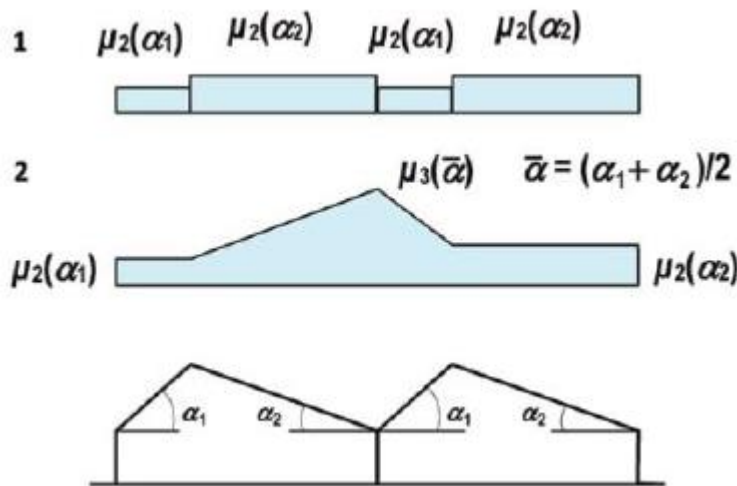
Katon kaltevuuskulma $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30^\circ$	1,6	–



Kuva 5. Pulpettikaton lumikuorman kuormituskaavio (SFS-EN 1991-1-3:2015, 32)



Kuva 6. Harjakaton lumikuorman kuormituskaavio. 1= kinostumaton lumi, 2 ja 3= kinostunut lumi (SFS-EN 1991-1-3:2015, 34)



Kuva 7. Sahakaton lumikuorman kuormituskaavio. 1= kinostumaton lumi, 2= kinostunut lumi (SFS-EN 1991-1-3:2015, 36)

Tuulensuojaisuskerroin  $C_e$  määritetään rakennuksen mittasuhteiden sekä sijainnin maastotyyppin mukaan. Tapauksissa, joissa rakennuksen lyhyemmän sivun pituus on yli 50m, taulukon 5 tuulensuojaisuskertoimien arvot korotetaan taulukon 6 mukaisilla kertoimilla. (RIL 201-1:2017, 100-101.)

Taulukko 5. Katon tuulensuojaisuskertoimet (RIL 201-1:2017, 100)

Maastotyyppi	$C_e$
Tuulinen	0,8 ( $\geq 1,0$ , mikäli lyhyempi sivumitta > 50 m)
Normaali	1,0
Suojainen	1,2

Tuulinen maasto: laakea, esteetön, joka puolelle avoin alue, jolloin maasto, korkeat rakennuskohteet tai puut eivät suojaavat tai suojaavat vain vähän.

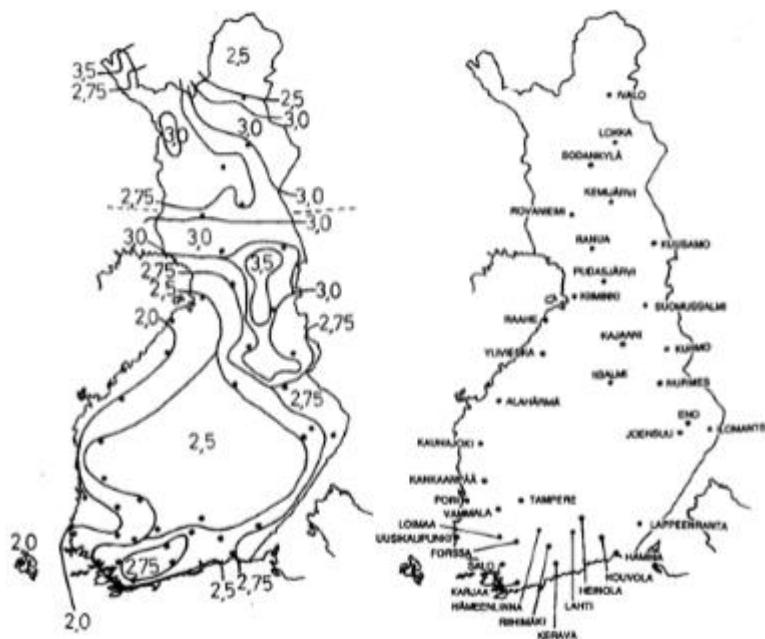
Normaali maasto: alue, jolla rakennuskohteeseen vaikuttava tuuli ei maaston, muiden rakennuskohteiden tai puiden takia huomattavasti poista lunta.

Suojainen maasto: alue, jolla tarkasteltava rakennuskohde on huomattavasti alempana kuin ympäröivä maasto tai se on korkeiden puiden tai itseään korkeampien rakennuskohteiden ympäröimä.

Taulukko 6. Katon tuulensuojaisuskertoimien korotuskertoimet (RIL 201-1:2017, 101)

Lyhyt sivu (m)	Pitkän sivun suhde lyhyeen sivuun	
	1	2
50	1,0	1,1
75	1,1	1,2
100	1,2	1,25

Maanpinnalla sijaitsevan lumikuorman ominaisarvo  $s_k$  saadaan määritettyä Suomen kansallisen liitteen mukaan kuvasta 8.



Kuva 8. Maanpinnan lumikuorman ominaisarvot (RIL 201-1:2017, 98)

### 3.3 Tuulikuorma

Tuulikuormat määritetään normaalisti vallitsevissa, tilapäisissä sekä onnettomuustilanteissa, mutta tässä opinnäytetyössä tarkastellaan vain normaaleja ja tilapäisiä tapauksia. (RIL 201-1:2017, 126.)

Eurokoodin SFS-EN 1991-1-4 mukaan tuulikuormat ovat muuttuvia kiinteitä kuormia, jotka aiheuttavat paineita rakenteiden pintoihin. (Mts. 127). Tuulikuorman arvon suuruus riippuu maaston muodosta, ympäröivästä kasvillisuudesta, alueen rakennuskannasta, rakenteen koosta ja muodosta sekä muista dynaamisista ominaisuuksista. (SFS-EN 1991-1-4:2011, 30-38.)

Rakennukseen vaikuttavat tuulikuormat voidaan määrittää voimakertoimeen tai pintapaineisiin perustuvalla menetelmällä. Molempia menetelmiä käytetään kokonaisten rakennuksien ja jäykistysrakenteiden sekä yksittäisten rakenteiden tai rakennesien mitoitustarkasteluissa. (RIL 201-1:2017, 138.)

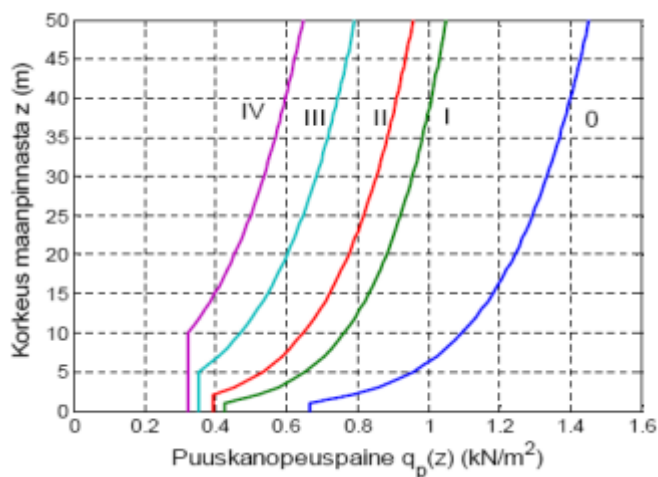
### 3.3.1 Puuskanopeuspaine

Tuulikuorman suuruus lasketaan tuulennopeuden avulla, joka riippuu ympäristön suojausvaikutuksesta. Eurokoodin mukaan tuulennopeus voidaan laskea tarkasti huomioiden maaston muodot ja rosoisuus, mutta yksinkertaistuksen vuoksi käytetään taulukkomitoitusta, koska rakennusta ympäröivä maasto on tasaista.

Maasto-olosuhteet luokitellaan viiteen eri luokkaan taulukon 7 mukaan, joiden mukaan saadaan määritettyä tuulen puuskanopeuspaine suunnitelmien mukaiselle rakennekorkeudelle kuvan 9 diagrammin tai taulukon 8 avulla. (RIL 201-1:2017, 130-131.)

Taulukko 7. Maastoluokkien kuvaukset (RIL 201-1:2017, 131)

Maastoluokat:	
0	Avomeri tai merelle avoin rannikko
I	Järvet tai tasanko, jolla on enintään vähäistä kasvillisuutta eikä tuuliesteitä
II	Alue, jolla on matalaa heinää tai siihen verrattavaa kasvillisuutta ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), joiden etäisyys toisistaan on vähintään 20 kertaa esteen korkeus
III	Alueet, joilla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia tai erillisiä tuuliesteitä, joiden keskinäinen etäisyys on enintään 20 kertaa esteen korkeus (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä)
IV	Alueet, joiden pinta-alasta vähintään 15 % on rakennusten peitossa ja niiden keskimääräinen korkeus ylittää 15 m



Kuva 9. Puuskanopeuspaineen ominaisarvo eri maastoluokissa tasaisessa maastossa (RIL 201-1:2017, 136)

Taulukko 8. Puuskanopeuspaineen ominaisarvo eri maastoluokissa tasaisessa maastossa (RIL 201-1:2017, 137)

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

### 3.3.2 Voimakerroinmenetelmä

Voimakertoimeen perustuva tuulikuorma voidaan laskea kaavalla 4 (RIL 201-1:2017, 140).

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(h) A_{ref} \quad (4)$$

jossa

$F_w$  kokonaistuulivoima [ $kN$ ]

$c_s c_d$  rakennekerroin (matalissa, alle 15m korkeissa rakennuksissa voidaan käyttää arvoa 1,0, tarkemmin kertoimen voi määrittää kuvan 11 käyrien avulla)

$c_f$  voimakerroin (sisältää kitkan vaikutukset)

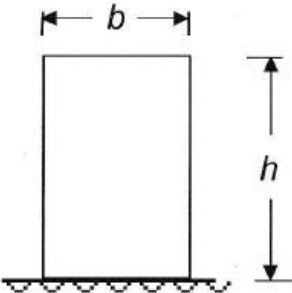
$q_p(h)$  maaston pinnan muodon mukaan modifioitu nopeuspaine, joka määritetään rakennuksen mitoituskorkeudella  $z=h$  [ $kN/m^2$ ]

$A_{ref}$  tuulikuorman vaikutusala



Tuulikuorman voimakerroin  $c_f$  määritetään rakennuksen tehollisen hoikkuuden ja sivusuhteiden mukaan, jossa  $b$  on tuulta vastaan kohtisuorassa oleva sivu ja  $d$  on tuulen suuntainen sivu. Tehollinen hoikkuus  $\lambda$  saadaan taulukosta 9 ja voimakerroin taulukosta 10.

Taulukko 9. Tehollinen hoikkuus suorakulmaisen poikkileikkauksen omaaville matalille ja korkeille rakennuksille (RIL 201-1:2017, 140)

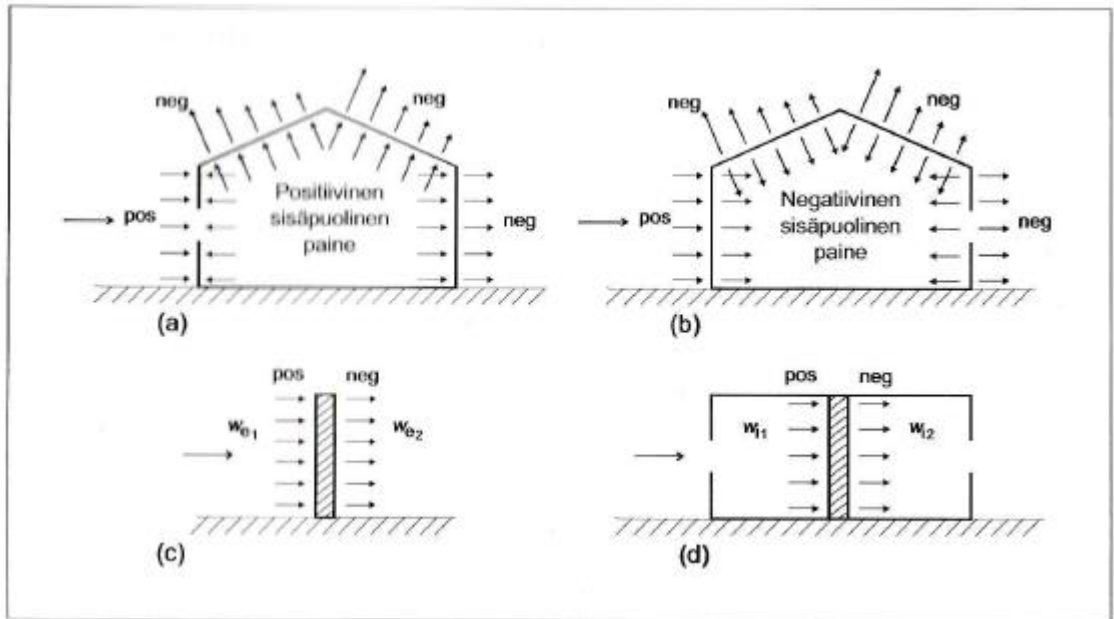
Rakenteen mittasuhteet, tuuli kohtisuoraan tasoa vasten	Tehollinen hoikkuus $\lambda$
	kun $h < 15$ m, $\lambda = 2 h/b$ kun $h \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 h/b$  Välialueella $15 \text{ m} < h < 50 \text{ m}$ sovelletaan interpolointia.  Huom: Tämä ohje ei koske hyvin hoikkia rakennuksia, joille $\lambda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

Taulukko 10. Voimakerroin  $c_f$  huomioiden rakennuksen mittasuhteiden ja hoikkuuden vaikutus (RIL 201-1:2017, 141)

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

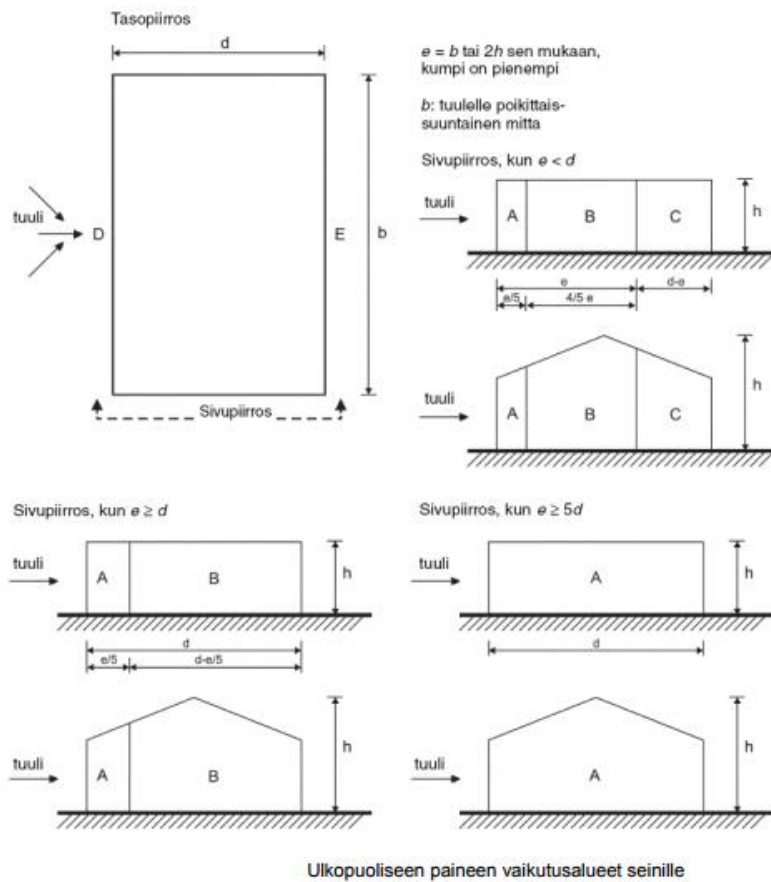
### 3.3.3 Pintapainemenetelmä

Pintapainemenetelmällä määrittäessä rakennukseen vaikuttavia tuulikuormia huomioidaan rakennuksen ulkopuoliset sekä sisäpuoliset tuulenpainet, joiden yhdistelmää kutsutaan nettopaineeksi. Seinäpintaan vaikuttava tuulen nettopaine on ulko- ja sisäpintojen paineiden ero, joissa huomioidaan paineiden positiivinen (pintaa kohti) ja negatiivinen (pinnasta pois päin) vaikutus. Pintoihin kohdistuvia paineita kuvaillaan tarkemmin kuvassa 10. (RIL 201-1:2017, 138-139.)



Kuva 10. Pintoihin kohdistuva paine (RIL 201-1:2017, 139)

Ulkopuolisten tuulenpainneiden kertoimet määritetään rakennuksen mittasuhteiden ja muodon mukaan kuvan 11 ja taulukon 11 mukaan. (RIL 201-1:2017, 150).



Kuva 11. Pystyseiniä koskeva vyöhykekaavio (RIL 201-1:2017, 150)

Taulukko 11. Ulkopuolisen paineen kertoimet pohjaltaan suorakulmaisten rakennusten pystysuurille seinille (RIL 201-1:2017, 150)

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

Sisäpuolisen tuulen paineen huomioiva kerroin riippuu rakennuksen vaipan aukotuksista ja niiden jakautumisesta. (RIL 201-1:2017, 161). Eurokoodin mukaan aukkojen vaikutus voidaan laskea tarkasti, mutta lähes neliömäisellä rakennuksella, jonka aukkosuhdetta ei voida tarkkaan arvioida on mahdollista käyttää vaarallisemman vaikutuksen antavaa arvoa sisäpuolisen painekertoimien vaihtoehtoista seuraavasti:

- $c_{pi} = -0,3$
- $c_{pi} = +0,2$  (RIL 201-1:2017, 163.)

Sisäpuolisen paineen arvo suljetuissa rakennuksissa, joissa ei ole avoimia aukkoja, on 0.

Pintapainemenetelmällä kokonaistuulivoima lasketaan kaavalla 5, jossa on yhdistettyä ulkopuolinen-, sisäpuolinen- sekä kitkakuorma, jotka lasketaan kaavoilla 6, 7 ja 8. (RIL 201-1:2017, 143.)

$$F_w = \gamma_E F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr} \quad (5)$$

jossa

$\gamma_E$  on paine- ja imuvoimien samanaikaisuuden huomioiva kerroin

$\gamma_E = 1,0$  jos  $h/d \geq 5$  tai

$\gamma_E = 0,85$  jos  $h/d \leq 1$

Ulkopuolinen kuorma:

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum w_e A_{ref} \quad (6)$$

missä

$c_s c_d$  rakennekerroin (matalissa, alle 15m korkeissa rakennuksissa voidaan käyttää arvoa 1,0, tarkemmin kertoimen voi määrittää kuvan 12 käyrien avulla)

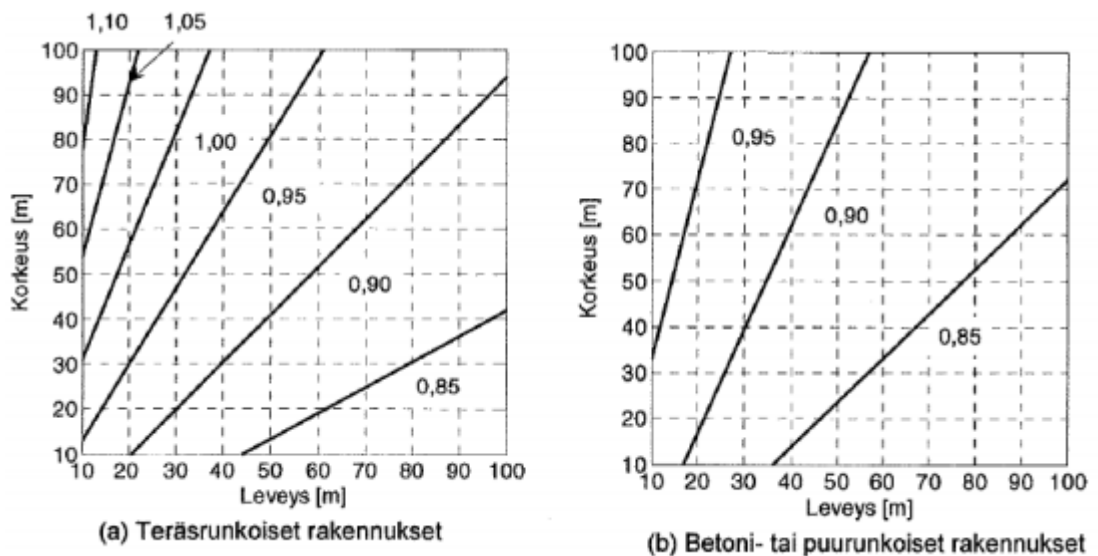
$A_{ref}$  tuulikuorman vaikutusala

$w_e = q_p(Z_e) c_{pe}$  yksittäiseen pintaan korkeudella  $Z_e$  vaikuttava ulkopuolinen paine [ $kN/m^2$ ]

$q_p$  puuskanopeuspaine [ $kN/m^2$ ]

$Z_e$  nopeuspainekorkeus

$c_{pe}$  ulkoisen paineen kerroin



Kuva 12. Rakennekerroin  $c_{scd}$  monikerroksisille rakennuksille, joiden pohja on suora-kaide, ulkoseinät pystysuorat sekä jäykkyys ja massa säännöllisesti jakautuneet (RIL 201-1:2017, 142)

Sisäpuolinen kuorma:

$$F_{w,i} = \sum w_i A_{ref} \quad (7)$$

missä

$w_i = q_p(Z_i) c_{pi}$  yksittäiseen pintaan korkeudella  $Z_i$  vaikuttava ulkopuolinen paine [ $kN/m^2$ ]

$q_p$	puuskanopeuspaine [ $kN/m^2$ ]
$Z_i$	sisäpuolisen paineen nopeuspainekorkeus
$c_{pi}$	sisäisen paineen kerroin
$A_{ref}$	tuulikuorman vaikutusala

Kitkakuorma:

$$F_{fr} = c_{fr} q_p(Z_e) A_{fr} \quad (8)$$

missä

$c_{fr}$	kitkakerroin
$A_{fr}$	kitkakuorman vaikutusalue

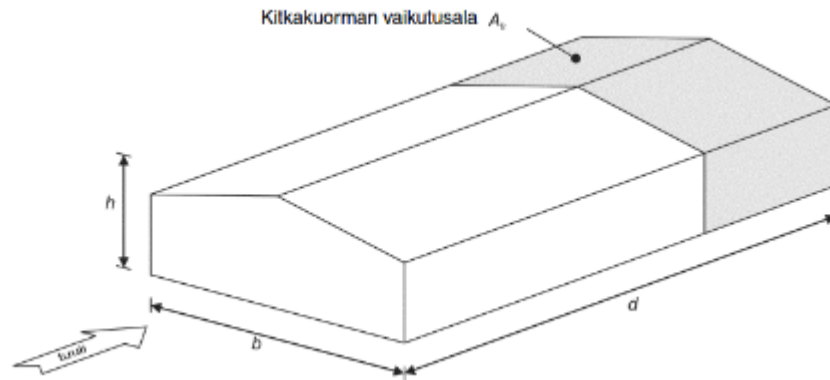
Tuulen kitkavaikutus voidaan jättää huomioimatta tapauksissa, joissa tuulen suuntaisten rakennuksen pintojen kokonaispinta-ala on enintään 4 kertaa kaikkien tuulta vastaan kohtisuorien pintojen kokonaisala. (RIL 201-1:2017, 143.)

Tuulen suuntaisen sivun kitkakuorman alan tehollinen leveys lasketaan tuulen suuntaisen sivun pituuden ja reunasta mitatun etäisyyden  $2b$  tai  $4h$  erotuksen mukaan. Tekijöistä  $2b$  tai  $4h$  valitaan se, kumpi arvoista on pienempi. Asia esitetään selkeämmin kaavan 9 ja kuvan 13 muodossa seuraavanlaisesti. (RIL 201-1:2017, 170.)

$$d_{ef} = d - \min(2b; 4h) \quad (9)$$

jossa

$d$	on tuulen suuntaisen sivun pituus
$b$	on tuulen vastaisen sivun pituus
$h$	on rakennuksen korkeus



Kuva 13. Kitkakuorman vaikutusala (RIL 201-1:2017, 170)

Kitkakuorman laskentaan vaikuttavan kitkakertoimen  $c_{fr}$  arvo saadaan taulukosta 12.

Taulukko 12. Kitkakertoimet (RIL 201-1:2017, 169)

Pinta	Kitkakertoimen $c_{fr}$
Sileä (eli teräs, sileä betoni)	0,01
Karhea (eli karhea betoni, bitumihuopa)	0,02
hyvin karhea (eli aalto-, ripa- tai poimuprofilointi)	0,04

## 4 Rajatilamitoitus

Rakenteiden suunnittelun vaatimuksena on, että suunnitellut rakenteet kestävät niille tulevat kuormat koko käyttöiän ajan, eikä rakenteissa tapahdu muutostiloja, jotka vaikuttavat rakennuksen käyttökelpoisuuteen. Tämä tarkoittaa sitä, että rakenteiden kestävyys ja toimivuus tarkastellaan rajatiloissa, joissa varmistetaan, ettei rakenne ylitä sallittuja rajoja murtumiseen tai käytettävyyteen liittyvissä tarkasteluissa. (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 46.)

Tarkasteltavat rajatilat jaetaan murto- ja käyttörajatiloihin, jotka perustuvat rajatiloja varten muodostettuihin rakenne- ja kuormitusmalleihin.

Rakenteiden kestävyys ja käyttökelpoisuuden laskemisessa ja tarkastelussa rajatiloissa käytetään eurokoodin mukaisia luotettavuustasoa, jotka saavutetaan esimerkiksi yhdistelemällä mitoituslaskelmiin liittyviä toimenpiteitä kuten kuormien ja materiaalien osavarmuuslukujen käyttö laskelmissa. (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 46.)

## 4.1 Mitoitustilanteet

Rakenteiden kestävyyttä ja toimivuutta tarkastellaan eri mitoitustilanteiden vallitessa. Tarkasteltavat mitoitustilanteet voidaan luokitella normaalisti vallitseviksi, tilapäisiksi tai onnettomuustilanteiksi, ja rakenteiden tulee kestää kaikissa näissä tilanteissa määrätyn ajan aiheuttamatta vaaraa rakennuksen käyttäjille. (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 52.)

Normaalisti vallitsevat mitoitustilanteet käsittävät rakennuksen normaaleja käyttötilanteita, joissa rakenteita kuormittavat rakenteiden omapaino, hyötykuormat, lumi-kuormat sekä tuulikuormat. (Mts. 52.)

Tilapäisiä mitoitustilanteita ovat yleensä esimerkiksi rakentamisen tai korjauksen aikaiset kuormitustilanteet. Onnettomuustilanteissa tarkastellaan rakenteiden kestävyyttä poikkeuksellisissa olosuhteissa, kuten esimerkiksi tulipalossa, räjähdyksissä, törmäyksissä tai paikallisen vaurion sattuessa. (Mts. 52.)

## 4.2 Murtorajatila

Murtorajatilatarkasteluihin luokitellaan rakenteen vaurioituminen, staattisen tasapainon menetys tai murtuminen sekä väsymisen aiheuttama vaurioituminen. Kyseiset tarkastelut liittyvät suuresti ihmisten turvallisuuteen ja rakenteiden kestävyysvarmuuteen ja tästä syystä laskennat sisältävät enemmän varmuuskertoimia muihin tarkasteluihin verrattuna. Varmuuskertoimina käytetään materiaalien ja kuormien osavarmuuslukuja. (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 52.)

## 4.3 Käyttörajatila

Käyttörajatiloihin kuuluu rakenteiden tai rakenneosien toiminnan tarkastelu normaalikäytössä, mikä vaikuttaa käyttömukavuuteen ja rakennuskohteen ulkonäköön, toi-

mivuuteen sekä säilyvyyteen. Tarkasteltavia asioita ovat rakenteiden siirtymät, värähtelyt sekä halkeamat, jotka kaikki vaikuttavat rakennuksen ulkonäköön sekä käyttökävyyteen. (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 54.)

#### 4.4 Osavarmuuslukumenetelmä

Osavarmuuslukumenetelmää käytettäessä osoitetaan, ettei murtorajatiloja ylitetä missään mitoitustilanteessa, kun käytetään kuormien vaikutusten ja materiaalien lujuuksien laskenta-arvoja. (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 142.)

Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo voidaan määrittää kaavalla 10 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 35).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10)$$

jossa

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

$\alpha_{cc}$  on kuorman pitkäaikaisvaikutuksen huomioon ottava kerroin (Suomessa 0,85)

$f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden ominaisarvo (ks. 2.1.1)

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku

Betoniteräksen myötölujuuden laskenta-arvo saadaan kaavalla 11 (Nykyri 2013 osa 1, 50).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (11)$$

jossa

$f_{yd}$  on teräksen myötölujuuden laskenta-arvo

$f_{yk}$  on teräksen myötölujuuden ominaisarvo

$\gamma_s$  on teräksen osavarmuusluku



Materiaalien osavarmuuslukuja voidaan eurokoodin mukaan pienentää, kun huomioidaan otetaan rakenteen valmistamiseen liittyvät mittapoikkeamat sekä työnsuorituksen ja tarkastuksen tarkkuustaso. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että yleisesti rakennesuunnittelun työtehtävissä käytetään normaalisti vallitsevan ja tilapäisen mitoitusilanteen mukaisia osavarmuuslukuja. Pienennettyjä lukuja voidaan käyttää tarkan laatuvalvonnan piirissä, kuten elementtien ja esijännitettyjen rakenteiden valmistuksessa. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 196)

Taulukossa 13 esitetään pienentämättömät materiaalien osavarmuusluvut.

Taulukko 13. Betonin ja betoniterästen osavarmuuskertoimet murtorajatilassa (SFS-EN 1992-1-1:2015, 26)

Mitoitusilanteet	betonin $\gamma_C$	betoniteräksen $\gamma_S$	jänneteräksen $\gamma_S$
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0	1,0

## 4.5 Luotettavuusluokitus

Rakennuskohteiden luotettavuuden hallinnan yhtenä osana käytetään tasoluokitusta, jota varten voidaan määrittää seuraamusluokat (CC) tarkastelemalla rakenteen vian tai vaurioiden seuraamuksia. Seuraamusluokka määrittää suoraan rakenteen luotettavuusluokan (RC), jonka avulla saadaan taulukosta kuormakerroin  $K_{FI}$ , jota vuorostaan käytetään pienentämään tai kasvattamaan rakenteeseen vaikuttavia kuormia muissa kuin onnettomuus-, väsyty- ja käyttörajatilan tarkasteluissa. Poikkeuksena tästä luotettavuusluokan RC3 rakenteita suunniteltaessa on parempi käyttää muita keinoja kertoimen  $K_{FI}$  sijaan, sillä kerrointa käytetään vain epäedullisten kuormien yhteydessä, joista kerrotaan myöhemmin lisää. (SFS-EN 1990 A1+AC:2006, 136-138.)

Seuraamusluokan määrittäminen esitetään taulukossa 14.

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	<b>Suuret</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai hyvin suurten</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko <sup>1)</sup> jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten • yli 8-kerroksiset <sup>2)</sup> asuin-, konttori- ja liikerakennukset • konserttitalit, 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 hienorakkeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä
CC2	<b>Keskisuuret</b> seuraamukset hengenmenetysten tai <b>merkittävien</b> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Asuin- ja liikerakennukset; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat keskisuuret (esim. toimistorakennus)
CC1	<b>Vähäiset</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai pienten tai merkityksettömien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot, kellarit Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaaavat, 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 kuormille <sup>3)</sup> .

Taulukko 14. Seuraamusluokat (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, liite B)

Luotettavuusluokat ja kuormakertoimet  $K_{FI}$  määräytyvät seuraavasti:

- Seuraamusluokka CC3 -> RC3 ->  $K_{FI} = 1,1$
- Seuraamusluokka CC2 -> RC2 ->  $K_{FI} = 1,0$
- Seuraamusluokka CC1 -> RC1 ->  $K_{FI} = 0,9$  (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 138).

## 5 Kuormitusyhdistelmät

Rajatiloina ja niiden mitoitustilanteita tarkasteltaessa määrävien kuormitustapauksien erilliset kuormat tulee yhdistää siten, ettei samanaikaisesti tarkastella vaikuttavina kuormina niitä, joiden on epätodennäköistä esiintyä samanaikaisesti. Tätä varten kuormitusyhdistelmissä käytetään yhdistelykerrointa  $\Psi$ , joka ottaa huomioon kuormien yhdenaikaisvaikutuksen todennäköisyydet. Yhdistelykertoimet saadaan määritettyä taulukon 15 mukaan. (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 80)

Taulukko 15. Kuormien yhdistelykertoimet (RIL 201-1:2017, 38)

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) <sup>*)</sup> kun $s_k < 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma <sup>**)</sup>	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
<sup>*)</sup> Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään $\psi$ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. <sup>**)</sup> Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.			

Yhdistelykerrointa  $\Psi_0$  käytetään normaalisti vallitsevalle tai tilapäiselle mitoitustilanteelle, kun taas kertoimia  $\Psi_1$  ja  $\Psi_2$  käytetään onnettomuustilanteille. Käyttörajan tarkasteluissa voidaan tapauksesta riippuen käyttää kaikkia aiemmin mainittuja yhdistelykertoimia. Kuormitusyhdistelmien pääperiaate on se, että muuttuvista kuormista, kuten lumi-, hyöty- ja tuulikuormat vain yksi on määräävä kuorma rakennetta mitoittaessa. Tämä tarkoittaa, että pysyvän- ja määräävän muuttuvan kuorman suuruus ajatellaan kokonaisuutena, mutta muut määräämättömät muuttuvat kuormat pienennetään yhdistelykertoimilla. (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 78-84.)

## 5.1 Murtorajan yhdistely

Rakenteiden kestävyyttä (STR) tarkistellaan murtorajatilassa, jonka tärkeimmät mitoitustilanteet ovat normaalisti vallitseva mitoitustilanne sekä onnettomuustilanne. Normaalisti vallitsevan mitoitustilanteen tarkistukseen käytetään suomessa kaavoja

12 ja 13, jotka täytyy molemmat tarkistaa laskemalla, sillä suuremman vaikutuksen antava kaava valitaan mitoitukseen. Tämä takaa paremman luotettavuustason rakennesuunnittelussa. Kuormitusyhdistelmät määritetään kaavoilla 12 ja 13 (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 88.)

$$1,15K_{FI}G_{kj} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\sum\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (12)$$

$$1,35K_{FI}G_{kj} \quad (13)$$

jossa

1,15 on pysyvän kuorman osavarmuusluku  $\gamma_{G,j,sup}$

1,5 on hyötykuorman osavarmuusluku  $\gamma_{Q,1}$  tai  $\gamma_{Q,i}$

1,35 on epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku  $\gamma_{G,j,sup}$

$K_{FI}$  on luotettavuusluokan mukainen kuormakerroin

$G_{kj}$  on pysyvän kuorman ominaisarvo

$Q_{k,1}$  on määräävän muuttuvan kuorman ominaisarvo

$Q_{k,i}$  on samanaikaisesti vaikuttavien kuormien ominaisarvot

$\psi_{0,i}$  on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin

Rakenteen staattisen tasapainon (EQU) laskennassa eli esimerkiksi rakennuksen kaatumistarkastelussa kuormayhdistely määritetään siten, että käytetään pysyvän- ja muuttuvan kuorman stabiloivaa vaikutusta edullisena. Kuorman edullisuus tarkoittaa käytännössä sitä, ettei kuormien täyttä hyötyä ja samanaikaisuutta oteta huomioon stabiliteettia tarkastaessa. Stabiliteettitarkasteluissa määritetään siis edullisen pysyvän- ja muuttuvan kuorman yhdistely sekä epäedullisen pysyvän- ja muuttuvan kuorman yhdistely ja näistä valitaan stabiloivaksi kuormaksi pienemmän arvon antava. Kaavamuodossa stabiliteettitarkastelun kuormien yhdistely tapahtuu seuraavasti kaavoilla 14 ja 15 (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 88.)

$$1,1K_{FI}G_{kj} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\sum\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (14)$$

$$0,9G_{kj} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\sum\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (15)$$

jossa

- 1,1 on epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku  $\gamma_{G,j,sup}$
- 0,9 on edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku  $\gamma_{G,j,inf}$
- 1,5 on epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku  $\gamma_{Q,1}$  tai  $\gamma_{Q,i}$

Onnettomuustilanteissa kuormien yhdistely suoritetaan kaavalla 16 (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 80, 82).

$$G_{kj} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ tai } \psi_{2,1})Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (16)$$

jossa

- $G_{kj}$  on pysyvän kuorman ominaisarvo
- $A_d$  on määrävän onnettomuuskuorman ominaisarvo
- $Q_{k,1}$  on määrävän muuttuvan kuorman ominaisarvo
- $Q_{k,i}$  on muiden samanaikaisesti vaikuttavien kuormien ominaisarvot
- $\psi_{1,1}$  on tavallisen arvon yhdistelykerroin, kun pääasiallinen muuttuva kuorma on lumi-, jää- tai tuulikuorma
- $\psi_{2,1}$  on pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin, kun pääasiallinen muuttuva kuorma ei ole lumi-, jää- tai tuulikuorma
- $\psi_{2,i}$  on muiden samanaikaisten muuttuvien kuormien pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

## 5.2 Käyttörajan yhdistely

Käyttörajan tarkasteluissa käytetään kolmea kuormayhdistelmäkaavaa, joita ovat kaavat 17, 18 ja 19 (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 84).

Ominaisyhdistelmä:

$$G_{kj} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (17)$$

Tavallinen yhdistelmä:

$$G_{kj} + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum\psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (18)$$

Pitkäaikaisyhdistelmä:

$$G_{kj} + \sum\psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (19)$$

joissa

$G_{kj}$  on pysyvän kuorman ominaisarvo

$Q_{k,1}$  on määrävän muuttuvan kuorman ominaisarvo

$Q_{k,i}$  on muiden samanaikaisesti vaikuttavien kuormien ominaisarvot

$\psi_{1,1}$  on tavallisen arvon yhdistelykerroin, kun pääasiallinen muuttuva kuorma on lumi-, jää- tai tuulikuorma

$\psi_{2,i}$  on muiden samanaikaisten muuttuvien kuormien pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

Kaavojen käyttöön eurokoodi antaa seuraavanlaiset ohjeistukset:

- ominaisyhdistelmää käytetään, kun muodonmuutos aiheuttaa esimerkiksi liit-tyvien rakenneosien tai pintarakenteiden halkeilua
- tavallista yhdistelmää käytetään, kun muodonmuutos aiheuttaa haittaa ra-ken-teen käytölle
- pitkäaikaisyhdistelmää käytetään, kun muodonmuutos haittaa rakenteen ul-ko-  
näköä

Toisaalta on huomioitava, että eri rakennusmateriaalien suunnittelun eurokoodit määrittävät itse tarkemmin, mitä yhdistelmää käytetään tietyssä käyttörajatilan tar-  
kasteluissa. (SFS-EN 1990+A1+AC:2006, 84.)

## 6 FEM-laskenta

### 6.1 Elementtimenetelmä

Rakenteiden lujuuslaskennassa ratkaistaan kuormien aiheuttamia siirtymiä, muodonmuutoksia sekä jännityksiä suurimmaksi osaksi elementtimenetelmällä (Finite Element Method), joka on numeerinen ratkaisumenetelmä rakenteiden staattisen tasapainon laskemiseen. Elementtimenetelmän käyttö ja suosio perustuu siihen, että lujuusopin perusdifferentiaaliyhtälöiden analyttinen ratkaiseminen on mahdollista vain yksinkertaisen geometrian, kuormituksen ja tuennan omaavissa rakenteissa, joten mutkikkaammissa tapauksissa käytetään elementtimenetelmää. Elementtimenetelmä on kehittynyt tietokoneiden takia paremmaksi ja helpommaksi käyttää ja näin ollen laskentamahdollisuudet ovat laajentuneet lineaarisesta lujuusopista ja tämän ansiosta nykyään on mahdollista analysoida rakenteiden geometrista kuin materiaalin epälineaaristakin käyttäytymistä. (Lähteenmäki, M. 2012, 1-2.)

Lujuusopin elementtimenetelmässä perusyhtälöt johdetaan kaikille rakennetyypeille lujuusopin perussuureita käyttävistä osittaisdifferentiaaliyhtälöistä ja niiden ekvivalenteista työ- ja energiaperiaatteista. Kolmiulotteisille rakenteille, kuten levyt, laatat ja kuoret käytetään interpolointiin perustuvaa elementtimenetelmää, jossa perusyhtälöt muodostetaan elementtien alueissa toteutettavan interpoloinnilla avulla, mistä saadaan tehtävälle likimääräinen ratkaisu. Ristikko- ja kehärakenteille perusyhtälöt voidaan muodostaa sauva- ja palkkiteorialla käytettäessä suoraa elementtimenetelmää, mikä johtaa sovellettavan teorian mukaan tarkempaan ratkaisuun. (Mts. 1-2.)

### 6.2 Elementtiverkko ja solmusuureet

Elementtimenetelmässä tutkittava kappale jaetaan geometrialtaan yksinkertaisiin äärellisiin osiin eli elementteihin. Eri geometrian omaavien kappaleiden laskennassa käytetään erilaisia elementtejä. Kolmiulotteisen kappaleen yhteydessä käytetään neli-, viisi- ja kuusitahokkaita elementtejä ja pintarakenteiden elementit ovat neli- ja kolmisivuisia taselementtejä. Viivarakenteissa taas käytetään yksinkertaisempia ja-naelementtejä, joista yleisimpiä ovat sauva- ja palkkielementit. Kappaletta kuvaavien





## 6.4 Epälineaarinen analyysi

Rakenteissa epälineaarisuus voi olla geometrinen tai materiaalin käyttäytymisestä johtuvaa, ja ne voivat vaikuttaa rakenteessa samanaikaisesti. Geometrinen epälineaarisuus syntyy rakenteessa, kun kuormitukset aiheuttavat rakenteeseen siirtymiä, jotka ovat suuruudeltaan niin isoja, ettei siirtymän ja kuormituksen välinen yhteys ole riittävän tarkasti lineaarinen. Materiaalin epälineaarisuus tarkoittaa, ettei materiaalin jännityksien ja muodonmuutoksien välinen yhteys ole lineaarista. Materiaalin epälineaarisuutta käsitellään muokattujen jännitys-muodonmuutosyhteyksien avulla. (Elementtimenetelmän perusteet, 2.)

Epälineaarinen staattinen analyysi perustuu kuormituksen askellukseen eli kuormaa lisätään laskennallisesti askeleina ja jokaisella askeleella etsitään rakenteen tasapainotila iteroimalla. Askelittain määritetyistä siirtymistä ja jännityksistä saadaan lopputulos, joka kuvaa koko rakenteen toimintaa. Laskennan osiin jakaminen aiheuttaa moninkertaisen laskentatyön lineaariseen analyysiin verrattuna ja siksi epälineaarinen analyysi suoritetaan tietokoneavusteisilla FEM-laskentaohjelmilla. (Mts. 2.)

## 6.5 FEM-laskentaohjelmat

Rakennesuunnittelussa käytettäviä yleisimpiä FEM-ohjelmia ovat RFEM, Robot structural analysis, Jigi statiikka sekä SCIA Engineer. Laskentaohjelmat eroavat toisistaan suurimmaksi osaksi ohjelmaan sisältyvien laskentamoduulien osalta, mutta eroja löytyy myös käyttöliittymissä sekä sisäänrakennettujen laskentojen perusolettamuksista ja tiettyjen seikkojen automaattisesta huomioimisesta. Opinnäytetyössäni käytän SCIA Engineer ja Jigi ohjelmia, joilla onnistuu betonirakenteiden lineaarinen sekä epälineaarinen analyysi.

Elementtimenetelmään perustuvilla eli FEM-laskentaohjelmilla laskettaessa rakenteiden voimasuureita on käyttäjän huolehdittava, että oikeanlaisen elementtiverkon lisäksi esimerkiksi yhdistyvät rakenteet, tuennat ja vapausasteet, rakenteiden ominaisuudet sekä voimien siirtymiset kokonaisuudessa ovat todellisuutta vastaavia. Mallin-

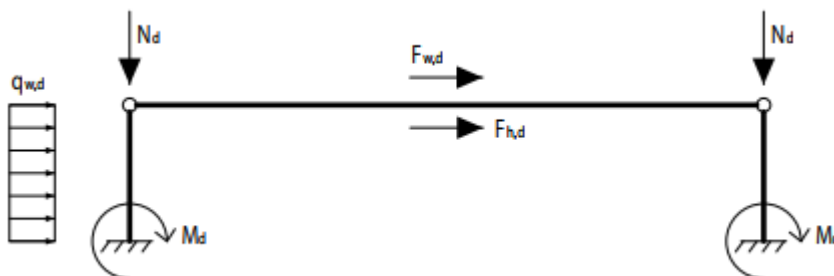
tamisen oikeellisuus vaikuttaa olennaisesti laskentatuloksiin ja tästä syystä suunnittelijalla täytyy olla tarpeeksi pohjatietoa rakennesuunnittelusta, jotta tuloksista voi havaita virheitä niiden sattuessa. Mallintamisen oikeellisuus korostuu monimutkaisissa ja korkeissa rakennuksissa, koska pienikin mallinnusvirhe voi kertaantua ja vaikuttaa lopputulokseen merkittävästi. (Jäykistysjärjestelmät 2010, 2-3.)

Laskentaohjelmilla voidaan nykyään laskea ohjelmasta ja sen sisältävistä laskentamoduuleista riippuen lähes kaikenlaisia rakenteita yksinkertaisista sauvarakenteista kehärakenteisiin, ristikoihin, anturoihin, levyrakenteisiin sekä kokonaisen rakennuksen kokonaistarkasteluun ja siitä johtuviin voimien jakautumisiin 3d-laskentamallien ansiosta. (Mts. 3.)

## 7 Mastopilarin mitoituksen lähtötiedot

### 7.1 Kehämalli

Rakennelaskelmissa sisäisten voimien suuruuteen ja rakenteen toimintaan liittyy olennaisesti staattisen rakennemallin valinta; tällä kuvataan rakenteen ja rakenteen osien tuenta- ja kiinnitystavat sekä toiminta. Elementtirakenteisen mastopilarihallin rakennemallina käytetään yleensä kuvan 14 mukaista tapaa, jossa mastopilarit ovat jäykästi kiinnitettyjä perustuksiin ja pilareiden sekä vaakarakenteen liitos toimii nivellisenä.



Kuva 14. Kehän rakennemalli (EC 5 N.d)

Kehärakenteet jaetaan jäykistettyihin sekä jäykistämättömiin kehiin riippuen siitä, onko kehässä mastopilareiden lisäksi muita jäykistäviä rakenteita. Jäykistysrakenteiden tulee pystyä ottamaan vastaan rakennukseen vaikuttavat vaakavoimat ja siirtämään perustusten tasolla sijaitsevan leikkausvoiman, jonka suuruus on vähintään 90% koko rakennukseen kohdistuvien vaakavoimien summasta. Tämän lisäksi muiden jäykisterakenteiden täytyy säilyä halkeilemattomana käyttörajatilan tarkasteluja tehdessä, koska joissain tapauksissa haljennut jäykisterakenne voi jäykkyyden piene-  
nemisen takia muuttua sivusiirtymättömäksi suunnitellun pilarikehärakenteen sivusiirtyväksi. Mastojäykistetty kehärakenne, jota ei ole mastopilareiden lisäksi jäykistetty muilla rakenteilla, on sivusiirtyvä rakenne. (Leskelä, M. 2010, 2.)

Kehämääritelmän lisäksi pilarit voivat olla erillispilareita, jotka ovat joko yksittäisiä pilarielementtejä tai sellaisia kehärakenteen osia, joita voidaan mitoitettaessa käsitellä kehärakenteesta irrotettuna kokonaisuutena. Kehän lineaarisen 1. kertaluvun voimien laskennan jälkeen useimpia pilareita voidaan käsitellä erillispilareina myöhemmässä mitoitusvaiheessa. (Mts. 2.)

## 7.2 Pilarin nurjahduspituus

Pilarin tehollinen pituus  $l_0$  tarkoittaa pilarin tuentatavasta, pilarin taivutusjäykkyydestä sekä liittyvien rakenteiden jäykkyyksistä johdettua pituutta, jota käytetään pilarin mitoituksessa. Tehollinen pituus tarkoittaa käytännössä pilarin nurjahduspituutta, joka on verrannollinen pilarin jännepituuteen  $l$ . Erillispilareiden nurjahduspituuksia esitetään kuvassa 15 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 65-66.)

<b>SFS-EN 1992-1-1 kuvan 5.7 mukaiset nurjahduspituudet</b>						
$l_0 = l$	$l_0 = 2l$	$l_0 = 0,7l$	$l_0 = 0,5l$	$l_0 = l$	$0,5l < l_0 < l$	$l_0 > 2l$
<b>Huomautus:</b>						
<b>Nämä arvot ovat hieman pienempiä Betoninormien arvoihin verrattuna</b>						

Kuva 15. Pilarien nurjahduspituudet (SFS-EN 1992-1-1:2015, 65)

Jäykistämättömän kehän mastopilareiden tehollinen pituus on suurempi kuin erillis-  
pilareina käsiteltävien mastopilarien, koska käytännössä kehän mastopilarien alapään  
kiinnitys ei ole äärettömän jäykkä. Tästä syystä kehän mastopilarin tehollisena pituu-  
tena käytetään arvoa  $l_0 = 2,18 * L$ , joka voidaan laskea kaavalla 20 (SFS-EN 1992-1-  
1:2015, 66.)

$$l_0 = l \times \max\left\{\sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right)\left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)\right\} \quad (20)$$

jossa

$k_1$  ja  $k_2$  ovat pilarin päiden suhteelliset joustoluvut,  $k_i = \frac{\theta_i (EI)}{M_i \ell}$

$\theta_i$  on pilarin pään  $i$  kiertymä momentista  $M_i$

$(EI)$  on pilarin taivutusjäykkyys

$\ell$  on puristussauvan vapaa korkeus kiinnityskohtien välillä

Kehän mastopilarin laskennassa alapään joustoluvun suositeltavana minimiarvona  
käytetään  $k_1 = 0,1$  ja yläpäähän  $k_2 = \infty$ , jolloin saadaan teholliseksi pituudeksi aiem-  
min mainittu  $l_0 = 2,18 * L$ . (SFS-EN 1992-1-1:2015, 66.)

### 7.3 Geometriset epätarkkuudet

Betonirakenteiden epätarkkuuksia ovat vinous eli poikkeama pystysuorasta ja kaare-  
vuus eli poikkeama suorasta linjasta alku- ja loppupisteiden välillä. Näistä tekijöistä  
aiheutuu kuorman epäkeskisyys täysin suoraan rakenteeseen verrattuna. Epätark-  
kuudet otetaan eurokoodin mukaan huomioon murtorajatilatarkasteluissa mutta ei  
käyttörajatilatarkasteluissa. Murtorajatilassa epätarkkuuksia käsitellään tavanomai-  
sissa- ja onnettomuuskuormitusyhdistelmissä. Epätarkkuutta voidaan tarkastella  
murtorajatilassa rakenteen vinoutena  $\theta_i$ , joka saadaan laskettua kaavalla 21 (SFS- EN  
1992-1-1:2015, 54-55)

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (21)$$

jossa

$\theta_0$  on rakenteen vinouden perusarvo;  $\frac{1}{200}$

$\alpha_h$  on pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin;  $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$

$\alpha_m$  on rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin;

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

$l$  on pituus tai korkeus [m]

$m$  on kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenneosien määrä

Huom. kaavoissa olevat suureet  $l$  ja  $m$  riippuvat tarkasteltavasta vaikutuksesta suunnitteluun. Ne voidaan erotella seuraavasti:

- vaikutus erilliseen rakenneosaan:  $l$  = rakenneosan todellinen pituus ja  $m = 1$
- vaikutus jäykistysjärjestelmään:  $l$  = rakennuksen korkeus ja  $m$  = jäykistysjärjestelmän vaakavoimaan vaikuttavien pystyrakenneosien määrä
- vaikutus vaakakuormia jakaviin välipohjan, yläpohjan tai vesikaton levykenttiin:  $l$  = kerroskorkeus ja  $m$  = kussakin kerroksessa olevien, kerroksen kokonaisvaakavoimaan vaikuttavien pystyrakenneosien määrä

Epätarkkuus erillispilareissa tai kehien mastopilareissa eli staattisesti määräytyissä rakenteissa voidaan laskea pystykuorman epäkeskisyyden  $e_i$  tai poikittaisen korvausvoiman  $H_i$  avulla, jotka lasketaan kaavoilla 22, 23 ja 24 (SFS- EN 1992-1-1:2015, 55.)

Kehien mastopilarit ovat mastojäykistettyjä, mutta samalla yläpäästään sivusiirtyviä ja tästä syystä epätarkkuuden laskennassa käytetään jäykistämättömien rakenneosien laskentaan tarkoitettua kaavaa 21. Staattisesti määräämättömien rakenteiden laskennassa voidaan käyttää vain poikittaiskuormaa  $H_i$ . Jäykistettyjen järjestelmien pilareille tai seinille voidaan käyttää yksinkertaistettua epäkeskisyyden arvoa  $e_i = \frac{l_0}{400}$ , joka vastaa arvoa  $\alpha_h = 1$ . (SFS-EN 1992-1-1:2015, 55.)

Epätarkkuudet voidaan laskea seuraavilla kaavoilla:

$$e_i = \frac{\theta_i l_0}{2} \quad (22)$$

jäykistämättömissä rakenneosissa

$$H_i = \theta_i N \quad (23)$$

jäykistetyissä rakenneosissa

$$H_i = 20\theta_i N \quad (24)$$

joissa

$l_0$  on rakenteen nurjahduspituus

$N$  on rakennetta kuormittava normaalivoima

#### 7.4 Ensimmäisen kertaluvun vaikutukset

Betonirakenteisien mastopilarien mitoitus aloitetaan laskemalla rakenteen ensimmäisen kertaluvun vaikutukset. Ensimmäisen kertaluvun vaikutuksia ovat lineaarisella menetelmällä staattisesta rakennemallista lasketut voimasuureet, joissa otetaan lisäksi huomioon rakenneosan kuorman sijainnin alkuepätarkkuuksista aiheutuvat lisävoimat. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 64.)

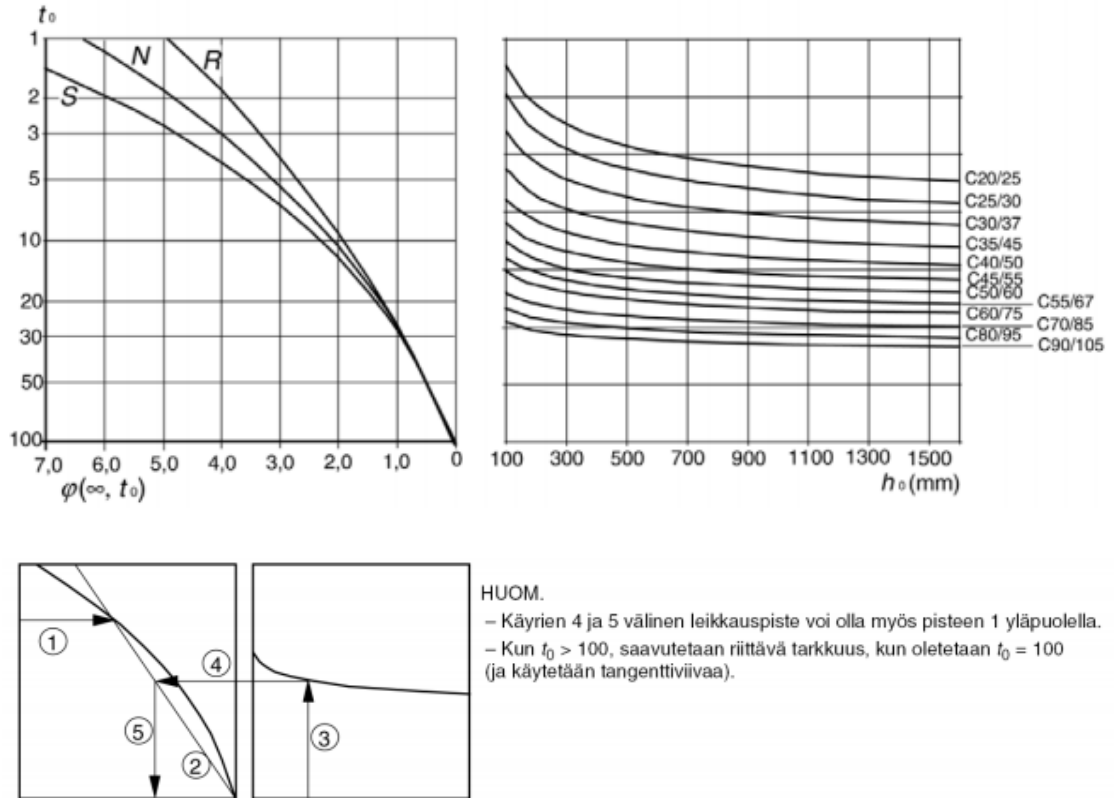
#### 7.5 Betonin viruma

Betonirakenteissa tapahtuu virumisesta ja kutistumisesta aiheutuvia muodonmuutoksia, jotka vaikuttavat rakenteiden lujuuteen. Viruma on betonin puristumaa, joka kasvaa ajasta riippuen puristusjännityksen ollessa vakio. Viruma huomioidaan rakenteiden suunnittelussa muokkaamalla betonin kimmokerrointa virumaluvulla  $\varphi$ , joka riippuu betonissa käytettävästä sementtityypistä, betonin iästä kuormituksen alkaessa, rakenneosan mitoista ja ympäristöolosuhteista, kuten ilman suhteellisesta kosteudesta. (Taipuma 2012, 3.)

Virumaluku voidaan määrittää tarkasti laskemalla, mutta tapauksissa, joissa ei tarvita suurta tarkkuutta, voidaan virumaluku määrittää kuvasta 16 saatavalla arvolla siinä

tapauksessa, kun betonin puristusjännitys on enintään  $0,45f_{ck}(t_0)$  betonin kuormittamisiässä  $t_0$ . (SFS-EN 1992-1-1:2015, 31.)

Pilarin virumaluku määritetään kuvan 16 mukaisesti.



Kuva 16. Virumaluku normaalissa ympäristöolosuhteessa sisätiloissa (RH=50%) (SFS-EN 1992-1-1:2015, 32)

Kuvaajien käyttöön tarvitaan seuraavien tekijöiden tuntemista:

- $t_0$  on betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa
- $h_0$  on poikkileikkauksen muunnettu paksuus  $= \frac{2A_c}{u}$ , missä  $A_c$  on betonin poikkileikkausala ja  $u$  on sen piirin yhteenlaskettu pituus, mistä kuivumista voi tapahtua
- Käyrät S, N ja R tarkoittavat betonissa käytettävää sementtiä siten, että S on hitaasti kovettuva, N on normaalisti kovettuva ja R on nopeasti kovettuva.
- Oikealla puolella olevat käyrät kuvaavat betonin puristuslujuuden ominaisarvoa (ks. 2.1) (SFS-EN 1992-1-1:2015, 32-33.)

Määritetyillä arvoilla voidaan määrittää virumaluvun loppuarvo piirtämällä viivoja kuvan 16 osoittamalla tavalla seuraavasti:

1. Arvon  $t_0$  määrittämä vaakaviiva, joka törmää sementtikäyrään
2. Origosta piirretty tangenttiviiva, joka kulkee 1. viivan törmäyspisteen kautta
3. Poikkileikkauksen muunnetun paksuuden määrittämä viiva, joka törmää puristuslujuuden käyrään
4. Betonin puristuslujuuden käyrästä piirretty vaakaviiva, joka törmää tangenttiviivaan
5. Viivojen 4 ja 2 törmäyspisteen kohdalta piirretty viiva, joka määrittää virumaluvun loppuarvon

(Mts. 32.)

Betonirakenteen virumisaste voidaan laskea kaavalla 25 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 31).

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (25)$$

jossa

$\varphi(\infty, t_0)$  on virumaluvun loppuarvo

$M_{0Eqp}$  on pitkäaikaiskuormien aiheuttama käyttörajatilan momentti

$M_{0Ed}$  on ensimmäisen asteen teorian mukainen mitoitusmomentti murtorajatilassa

Tehollinen virumaluku voi olla nolla, jos seuraavasta lausekkeesta kaikki ehdot täyttyvät. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 67-68).

$$\varphi(\infty, t_0) \leq 2, \lambda \leq 75 \text{ ja } \frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h$$

jossa

$\lambda$  on pilarin hoikkuus (ks. 6.6)

$h$  on pilarin poikkileikkauksen korkeus



## 7.6 Toisen kertaluvun vaikutukset

Geometrinen epälinearisuus eli toisen kertaluvun vaikutus tarkoittaa rakenteen siirtymätilasta aiheutuvien voimasuureiden lisäystä. Nimellinen toisen kertaluvun momentti on lineaariseen laskentaan verrattuna suurennettu momentti, jota käytetään tietyissä mitoitusilanteissa ja jonka avulla saadaan mitoitusmomentti, joka vastaa poikkileikkauksen murtokestävyyttä. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 64.)

Toisen kertaluvun vaikutuksien laskentaan on betonirakenteiden suunnittelun eurokoodin mukaan olemassa muutamia hyväksytyjä analyysimenetelmiä, joista tässä työssä käsitellään nimellinen kaarevuus, nimellinen jäykkyys sekä yleinen menetelmä. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 53.)

Pilareiden mitoituksessa toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomioitta, jos ne ovat alle 10% ensimmäisen kertaluvun vaikutuksista tai jos hoikkuus  $\lambda$  on pienempi kuin pilarin rajahoikkuus  $\lambda_{lim}$ . Hoikkuusparametrina käytettävä  $\lambda$  saadaan laskettua kaavalla 26 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 65.)

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (26)$$

jossa

$l_0$  on rakenteen nurjahduspituus

$i$  on halkeilemattoman betonin jäyhyyssäde;  $i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

jossa

$I_c$  on halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$A_c$  on betonipoikkileikkauksen pinta-ala

suorakaidepoikkileikkauksissa voidaan käyttää halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyysäteenä  $i = \frac{h}{\sqrt{12}}$ .

Pilarin rajahoikkuus  $\lambda_{lim}$  saadaan laskettua kaavalla 27 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 64).

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{\frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}}}} \quad (27)$$

jossa

$$A = \frac{1}{(1+0,2\varphi_{ef})} \text{ (jos virumisastetta } \varphi_{ef} \text{ ei tiedetä, voidaan käyttää arvoa } A=0,7)$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \text{ (jos mekaanista raudoitussuhdetta ei tiedetä, voidaan käyttää arvoa } B=1,1)$$

$$C = 1,7 - r_m \text{ (jos päätemomenttien suhdetta } r_m \text{ ei tiedetä, voidaan käyttää arvoa } C=0,7)$$

$\varphi_{ef}$  on virumisaste (ks. 6.5)

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{(A_c f_{cd})}; \text{ mekaaninen raudoitussuhde}$$

$A_s$  on pääraudoituksen kokonaisala

$A_c$  on betonipoikkileikkauksen pinta-ala

$f_{yd}$  on betoniteräksen myötölujuuden laskenta-arvo

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}; \text{ pilarin päätemomenttien suhde}$$

$N_{ed}$  on normaalivoiman laskenta-arvo

Pilarin päätemomenttien suhteelle  $r_m$  käytetään arvoa 1,0 (eli  $C=0,7$ ) seuraavantilaisissa tapauksissa:

- muilla rakenteilla jäykistetyt rakenneosat, joissa syntyy ensimmäisen kertaluvun mukaisia momenteja vain tai suurimmaksi osaksi pelkistä epätarkkuuksista tai poikittaiskuormituksista
- jäykistämättömät rakenteet, kuten sivusiirtyvä mastopilari

Toisen kertaluvun vaikutuksien määrittämiseen käytettävistä laskentamenetelmistä, niiden sisällöistä ja soveltuvuusalueista kerrotaan lisää kappaleessa 8. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 64-65.)

## 7.7 Vino taivutus

Vinon taivutuksen tapauksissa rakenteen poikkileikkaukseen kohdistuu taivuttavia ratituksia kahdesta suunnasta ja neutraaliakseli kääntyy pääakselien suuntiin nähden vinoon pääakselien suunnissa vaikuttavien taivutusmomenttien suhteen mukaan. (Leskelä, 2005, 209.)

Likimääräisten menetelmien eli nimellisen jäykkyyden ja nimellisen kaarevuuden analyyseissa vino taivutus huomioidaan suorittamalla taivutusmomentin ja normaali-voiman yhteisvaikutuksen tarkastelu kummassakin rakenteen pääsuunnassa. Epätarkkuudet tarvitsee huomioida vain siinä suunnassa, jossa epätarkkuuksilla on epäedullisin vaikutus. Nämä tarkastelut ovat riittävät, jos seuraavan kaavan 28 molemmat ehdot toteutuvat sekä kaavan 29 ehdoista toinen täyttyy (SFS EN 1992-1-1:2015, 73.)

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \text{ ja } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2 \quad (28)$$

jossa

$\lambda_y$  ja  $\lambda_z$  ovat rakenteen hoikkuusluvut y- ja z- akselin suhteen

ja lisäksi

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \text{ tai } \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2 \quad (29)$$

jossa

$$e_y = \frac{M_{edy}}{N_{ed}}; \text{ epäkeskisyys y- akselin suunnassa}$$

$$e_z = \frac{M_{edz}}{N_{ed}}; \text{ epäkeskisyys z- akselin suunnassa}$$

$\frac{M_{edy}}{N_{ed}}$  on toisen kertaluvun vaikutuksesta aiheutuvan lisän sisältävä mitoitusmomentti y- akselin suhteen

$\frac{M_{edz}}{N_{ed}}$  on toisen kertaluvun vaikutuksesta aiheutuvan lisän sisältävä mitoitusmomentti z- akselin suhteen

$N_{ed}$  on normaalivoiman mitoitusarvo vastaavassa kuormitusyhdistelmässä

$b_{eq}$  on poikkileikkauksen leveys

$h_{eq}$  on poikkileikkauksen korkeus

$b_{eq} = i_y\sqrt{12}$  ja  $h_{eq} = i_z\sqrt{12}$  ovat muun muotoisissa poikkileikkauksissa ekvivalentin suorakaidepoikkileikkauksen sivumitat

$i_y$  ja  $i_z$  ovat jäyhyysäteet y- ja z- akselin suhteen

Mikäli kaavojen 26 ja 27 ehdot eivät toteudu, vino taivutus huomioidaan käyttämällä epälineaarisuudesta aiheutuvan lisän sisältäviä arvoja. Seuraavaan kaavan 30 mukaista yksinkertaistettua mitoitusehto voidaan käyttää tapauksissa, joissa rakenteen poikkileikkausta ei mitoiteta suoraan vinosta taivutuksesta aiheutuvalle jännitystilalle. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 74.)

$$\left(\frac{M_{edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0 \quad (30)$$

jossa

$M_{ed\ z/y}$  on toisen kertaluvun vaikutuksesta aiheutuvan lisän sisältävä mitoitusmomentti asianomaisen akselin suhteen

$M_{Rd\ z/y}$  on taivutuskestävyys vastaavan suunnan momentin suhteen

$a$  on eksponentti, ympyrä- ja ellipsipoikkileikkauksissa  $a=2$ , suorakaidepoikkileikkauksissa:

$N_{ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
$a=$	1,0	1,5	2,0

$N_{ed}$  on normaalivoiman mitoitusarvo

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ , poikkileikkauksen puristuskestävyyden mitoitusarvo

$A_c$  on betonipoikkileikkauksen pinta-ala

$f_{cd}$  on puristuslujuuden laskenta-arvo

$A_s$  on pääraudoituksen poikkileikkausala

$f_{yd}$  on raudoituksen puristuslujuuden laskenta-arvo

## 8 Mitoitusmenetelmät

Betonirakenteiden suunnittelun eurokoodin mukaan suunnittelussa on käytettävissä kolme analyysimenetelmää toisen kertaluvun vaikutuksien laskemiseen. Analyysimenetelmiä ovat epälineaarinen toisen kertaluvun analyysi eli yleinen menetelmä, sekä nimelliseen jäykkyyteen ja nimelliseen kaarevuuteen perustuvat menetelmät likimääräiset menetelmät. Yleinen menetelmä on tarkempi analyysi, joka suoritetaan tietokoneavusteisesti; muut menetelmät ovat käsin laskettavia likimääräismenetelmiä. Laskentamenetelmät arvioivat rakenteen toimintaa eri tavalla ja tarkkuudella, ja näin ollen laskentatulokset eroavat toisistaan. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 68.)

### 8.1 Nimellisen kaarevuuden menetelmä

Nimelliseen kaarevuuteen perustuva laskentamenetelmä on yksi eurokoodissa esitetyistä likimääräismenetelmistä. Nimellisen kaarevuuden menetelmää käytetään ensisijaisesti erillispilareiden mitoitukseen tapauksessa, jossa pilariin vaikuttaa vakiosuurinen normaalivoima ja nurjahduspituus  $l_0$  tunnetaan. Menetelmää voidaan käyttää myös kehärakenteisiin, jos jokaisen kehän pilarin kaarevuudet arvioidaan erikseen. Kyseisellä menetelmällä saadaan pilarin taipumaan perustuva nimellinen lisämomentti eli toisen kertaluvun vaikutus, kun taipuma lasketaan nurjahduspituuden avulla arvioidun kaarevuuden maksimiarvon mukaan. Momentti muodostuu lisätai-pumaa vastaavan epäkeskisyyden  $e_2$  ja pystykuormasta aiheutuvan normaalivoiman  $N_{ed}$  tulosta. Pilarin lopullinen mitoitusmomentti saadaan laskettua kaavalla 31 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 71.)

$$M_{ed} = M_{0ed} + M_2 \quad (31)$$

jossa

$M_{0ed}$  on 1. kertaluvun mukainen mastopilarin juuressa vaikuttava suurin momentti

$M_2$  on 2. kertaluvun mukainen mastopilarin juuressa vaikuttava suurin momentti, joka lasketaan kaavalla 32 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 72).

$$M_2 = N_{ed}e_2 \quad (32)$$

jossa

$e_2$  on 2. kertaluvun mukainen taipumasta aiheutuva pystykuorman epäkeskisyys, joka lasketaan kaavalla 33 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 72).

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{c} \quad (33)$$

jossa

$\frac{1}{r}$  on nimellinen kaarevuus pilarin mitoitusmomentin  $M_{ed}$  vaikutuskohdassa

Symmetrisellä pilarin poikkileikkauksella ja raudoituksella pilarin nimellinen kaarevuus lasketaan kaavalla 34 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 72).

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} \quad (34)$$

jossa

$K_r$  on korjauskerroin, joka on riippuvainen normaalivoimasta. Kerroin lasketaan kaavalla 35 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 72).

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1 \quad (35)$$

jossa

$n = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}}$ , joka on suhteellinen normaalivoima

$n_{bal} = 0,4$ , joka on suhteellisen normaalivoiman  $n$  arvo, kun taivutuskestävyydellä on maksimiarvo

$n_u = 1 + \omega$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{(A_c f_{cd})} \quad 6.6)$$

Virumisen vaikutus toisen kertaluvun kaarevuuteen otetaan huomioon käyttämällä kerrointa  $K_\varphi$ , joka saadaan laskettua kaavalla 36 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 73).

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (36)$$

jossa

$\varphi_{ef}$  on virumisaste (ks.2.1.8)

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$$

jossa

$\lambda$  on hoikkuusluku (ks.6.6)

Kaarevuuden laskentaan tarvitaan vielä tekijä  $\frac{1}{r_0}$ , joka lasketaan seuraavasti (SFS-EN 1992-1-1:2015, 72).

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{(0,45d)}$$

jossa

$d$  on pilarin poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

jossa

$f_{yd}$  on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

$E_s$  on betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo

Lähtöarvojen laskemisen jälkeen päästään takaisin epäkeskisyyden  $e_2$  laskemiseen kaavalla 37. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 72).

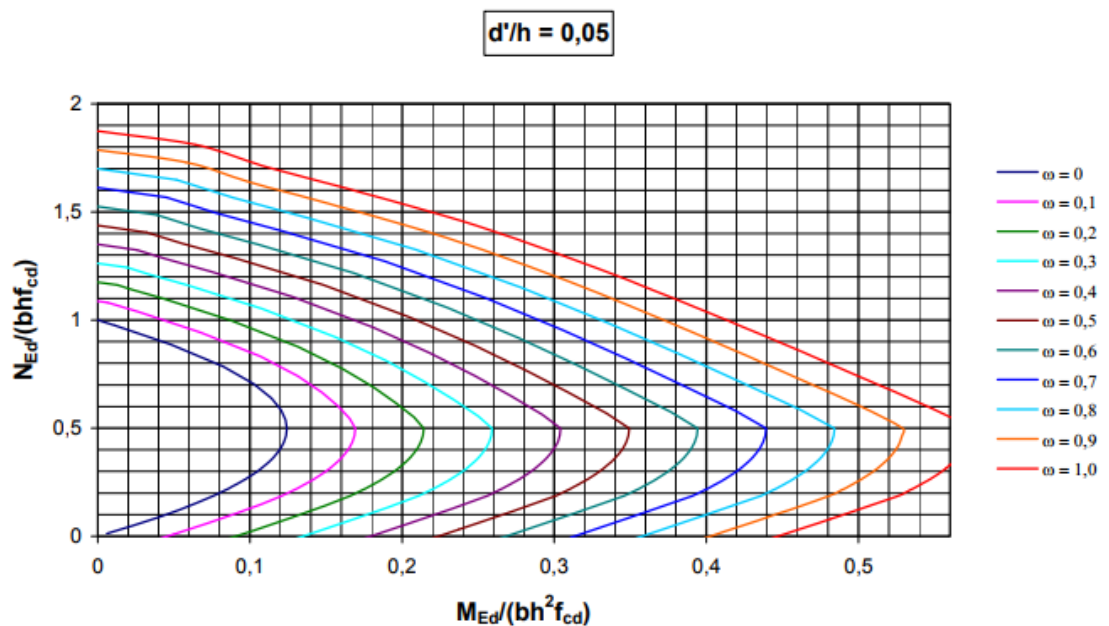
$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{c} \quad (37)$$

jossa

$l_0$  on mastopilarin nurjahduspituus

$c$  on kokonaiskaarevuuden jakautumisesta riippuva kerroin, vakiopoikki-leikkauksille käytetään yleensä arvoa  $c = 10$ . Toisaalta, jos 1. kertaluvun laskennan momenttipinnan muoto on vakio, valitaan arvoksi  $c = 8$ .

Lasketun epäkeskisyyden  $e_2$  ja normaalivoiman  $N_{ed}$  avulla saatu 2. kertaluvun momentti lisätään 1. kertaluvun momenttiin ja näin saadaan mastopilarin mitoittava momentti, jonka perusteella voidaan laskea tarvittavat raudoitukset. Mitoitusmomentin ja mitoittavan normaalivoiman avulla voidaan määrittää vaaditut raudoitukset suorakaidepilareiden yhteisvaikutusdiagrammin avulla, joka esitetään kuvassa 17 (Pilarit 2009, 9.)



Kuva 17. Esimerkki yhteisvaikutusdiagrammista (Pilarit 2009, 9)

Liitteen 1 mukaisten diagrammien valintaa varten lasketaan pilarin puristuspinnan tehollisen korkeuden  $d'$  suhde pilarin korkeuteen  $h$  kaavalla 38 (Pilarit 2009, 9).

$$\frac{d'}{h} = (x) \quad (38)$$



Tämän jälkeen lasketaan diagrammin lukua varten vaadittavat arvot normaalivoiman ja momentin suhteesta poikkileikkauksen kokoon ja betonin puristuslujuuden laskenta-arvoon kaavoilla 39 ja 40 (Pilarit 2009, 9).

$$\frac{N_{ed}}{bh f_{cd}} \quad (39)$$

$$\frac{M_{ed}}{bh^2 f_{cd}} \quad (40)$$

jossa

$N_{ed}$  on mitoittava normaalivoima

$M_{ed}$  on mitoittava momentti

$b$  on pilarin poikkileikkauksen leveys

$h$  on pilarin poikkileikkauksen korkeus

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

Lasketuilla arvoilla määritetään diagrammista käyrä, joka vastaa tiettyä  $\omega: n$  arvoa. Koko pilarin teräsmäärä saadaan määritettyä kaavalla 41 (Pilarit 2009, 9)

$$A_s = \omega bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (41)$$

## 8.2 Nimellisen jäykkyyden menetelmä

Nimellisjäykkyyden menetelmä on nimellisen kaarevuuden menetelmän tapaan likimääräinen käsin laskumenetelmä, joka antaa poikkileikkauksen mitoittamiseen vaadittavan momentin. Nimellisen kaarevuuden ja nimellisen jäykkyyden menetelmät

eivät ole samanarvoisen tuloksen antavia muissa kuin erikoistapauksissa, joissa vaikuttavina tekijöinä ovat rakenteelliset ja kuormitukselliset ominaisuudet. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 68.)

Nimellisjäykkyyden laskentamenetelmä perustuu betonirakenteen taivutusjäykkyyden nimellisarvojen käyttöön, joissa huomioidaan rakenteen halkeilu, materiaalin epälineaarisuus sekä viruman vaikutus. Menetelmässä määritetään sauvan nimellisjäykkyys, jota käytetään nurjahduskuorman laskemiseen, mikä taas vaikuttaa olennaisesti ensimmäisen kertaluvun momentin suurennuskertoimen suuruuteen. (Mts. 69-70.)

Rakenteen poikkileikkauksen nimellisjäykkyys lasketaan kaavalla 42 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 69).

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (42)$$

jossa

$K_c$  on halkeilun ja virumisen vaikutusten kerroin

$E_{cd}$  on betonin kimmokertoimen mitoitusarvo

$I_c$  on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$K_s$  on raudoituksen vaikutuksen kerroin

$E_s$  on raudoituksen kimmokertoimen mitoitusarvo

$I_s$  on raudoituksen jäyhyysmomentti betonin painopisteen suhteen

Jos betonipilarin geometrinen raudoitussuhde  $\rho \geq 0,002$  eli rakenne on minimiraudoitettu, kaavassa 42 voidaan käyttää halkeilun, viruman ja raudoituksen vaikutuksille seuraavia kertoimia:

$$K_s = 1$$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{(1 + \varphi_{ef})} \quad (43)$$

jossa

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \text{ MPa} \quad (44)$$

$$k_2 = n \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (45)$$

$\rho$  on geometrinen raudoitussuhde  $\left(\frac{A_s}{A_c}\right)$

$A_s$  on raudoituksen kokonaisala

$A_c$  on betonipoikkileikkauksen ala

$k_1$  on kerroin, joka riippuu betonin lujuusluokasta kaavan 42 mukaan

$k_2$  on kerroin, joka riippuu normaalivoimasta ja hoikkeudesta kaavan 43 mukaan

$n$  on suhteellinen normaalivoima  $\frac{N_{ed}}{(A_c f_{cd})}$

$\lambda$  on hoikkeusluku (ks. 6.6)

mikäli hoikkeuslukua  $\lambda$  ei tunneta, kertoimelle  $k_2$  voidaan kaavan 46 mukaan käyttää arvoa

$$k_2 = n \times 0,30 \leq 0,20 \quad (46)$$

Yksinkertaistetun menetelmän mukaan, kun suoritetaan alustavaa laskentaa ja jos  $\rho \geq 0,01$ , kaavassa 42 voidaan käyttää arvoja:

$$K_s = 0$$

$$K_c = \frac{0,3}{(1+0,5\varphi_{ef})} \quad (47)$$

Nimelliseen jäykkyyteen perustuva kokonaismomentti  $M_{ed}$  saadaan suurentamalla ensimmäisen kertaluvun analyysistä saatua taivutusmomenttia  $M_{0ed}$  kaavan 48 mukaan (SFS-EN 1992-1-1:2015, 70)

$$M_{ed} = M_{0ed} \left[ 1 + \frac{\beta}{\left( \frac{N_b}{N_{ed}} \right)^{-1}} \right] \quad (48)$$

jossa

$M_{0ed}$  on ensimmäisen kertaluvun analyysin momentti

$\beta$  on kerroin, joka riippuu ensimmäisen- ja toisen kertaluvun momentin jakautumasta

$N_{ed}$  on normaalivoiman mitoitusarvo

$N_b$  on nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma, joka lasketaan kaavalla 49 (Nykyri, 2014, 125).

$$N_b = \frac{\pi^2(EI)}{l_0^2} \quad (49)$$

jossa

$l_0$  on nurjahduspituus

$EI$  on pilarin nimellisjäykkyys

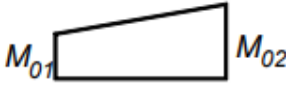
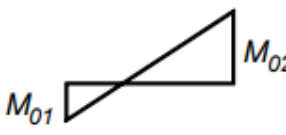


Momenttien jakautumasta riippuvainen kerroin  $\beta$  voidaan laskea kahdella tavalla. Tarkempaa laskutapaa käytetään, kun poikkileikkaus ja normaalivoima ovat erillispiilarissa muuttumattomia ja epälineaarisuudesta aiheutuva lisämomentti oletetaan sinimuotoisesti jakautuneeksi. Kerroin lasketaan kaavalla 50 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 70.)

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \quad (50)$$

jossa

$c_0$  on ensimmäisen kertaluvun momentin jakautumasta riippuva kerroin, joka määritetään taulukon 16 mukaan.

Taulukko 16. Momenttijakauman kertoimen  $c_0$  määrittäminen (Leskelä, 2010, 11)

	$c_0$	Momenttijakauma $M_{0Ed}$ , johon $c_0$ liittyy	$M_{0Ed}$
(1)	$\frac{12}{1 + 0,5 \frac{M_{01}}{M_{02}}}$		$M_{0Ed} = M_{02} =$ suurin momentti $M_{01}$ ja $M_{02}$ ovat samanmerkkiset ja $M_{02} \geq M_{01}$
(2)	$\frac{12}{1 - 0,5 \frac{M_{01}}{M_{02}}}$		$M_{0Ed} = M_{02} =$ itseisarvoltaan suurin momentti $ M_{02}  >  M_{01} $ , $M_{02}$ ja $M_{01}$ ovat erimerkkiset
(3)	9,6		$M_{0Ed} =$ suurin momentti
(4)	12		$M_{0Ed} =$ suurin momentti

Mastopilarikehää tarkasteltaessa mastopilarin juuren momentti ajatellaan vaikuttavan momentin maksimikohtaan tapauksen 3 mukaan.

Tapauksissa, joissa momenttien jakautumisen kertoimen  $\beta$  oletukset eivät ole määriteltävissä, voidaan yksinkertaistuksen vuoksi käyttää kertoimelle arvoa  $\beta = 1$ , jolloin momentin suurennuskertoimen lauseke sievenee kaavan 51 muotoon. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 71.)

$$M_{ed} = \frac{M_{0ed}}{1 - \left(\frac{N_{ed}}{N_b}\right)} \quad (51)$$

### 8.3 Yleinen menetelmä

Epälineaarinen analyysi eli yleinen menetelmä sisältää myös toisen kertaluvun vaikutukset ja sitä voidaan käyttää murto- sekä käyttörajatilassa, kunhan yhteensopivuusehdot toteutuvat ja laskennassa käytetään betonin ja betoniterästen epälineaarista materiaalmallia eli muokattuja jännitys-muodonmuutosyhteyksiä, jotka ovat esitetty kappaleessa 2.1.1 ja 2.1.2. Murtorajatilassa tarkasteluissa tutkitaan paikallisten määräävien poikkileikkausten kykyä kestää kaikkia ei-kimmoisia muodonmuutoksia, joita analyysi osoittaa. Analyysissä käytetään toisen kertaluvun teoriaa, jossa etsitään pilarin murtumisen aiheuttama rajakuorma, joka edustaa suoraan pilarin kestävyyttä antaen betonille ja teräksille jännitysarvot. Epälineaarinen analyysi huomioi betonin

epälineaarisen käyttäytymismallin paremmin kuin muut menetelmät ja on tästä syystä kustannustehokkaampi laskentatapa. Selkeästi sanottuna analyysissä käytetään betonin epälineaarisen materiaalimallin lisäksi betonin nimellisjäykkyyttä, joka ottaa huomioon jäykkyyden realistisella tavalla, mutta huomioi vaurioitumiseen liittyvät epävarmuustekijät, kuten viruman ja halkeilun. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 63.)

Kun jännitys-muodonmuutosyhteydet perustuvat mitoitusarvoihin murtokuorman mitoitusarvo saadaan suoraan epälineaarista analyysistä. Tätä varten kappaleen 2.1.1 mukaiseen kaavaan 52 ja k-arvoon sijoitetaan lieriölujuuden keskiarvon  $f_{cm}$  sijaan puristuslujuuden mitoitusarvo  $f_{cd}$  ja betonin sekanttikertoimen  $E_{cm}$  tilalle kimmokertoimen mitoitusarvo  $E_{cd}$  kaavan 53 mukaan. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 68.)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (52)$$

$$k = 1,05E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{ce}} \quad (53)$$

jossa

$\gamma_{ce}$  on kimmokertoimen osavarmuusluku (Suomessa 1,2)

Yksinkertaistetulla mallilla betonin viruma voidaan huomioida kertomalla kaikki jännitys-muodonmuutosyhteyden muodonmuutosarvot kertoimella  $(1 + \varphi_{ef})$ , joka huomioi viruman vaikutuksen betonin muodonmuutosarvoihin. (Mts. 68.)

## 9 Kehärakenteen pilarin analyysi

Opinnäytetyössä suoritetaan rakenneanalyysi yksikerroksisen teollisuushallin lyhyen sivun suuntaiselle mastopilarikehälle käyttäen Jigi FEM-laskentaohjelmaa nimellisen kaarevuuden laskennassa ja SCIA Engineer FEM-laskentaohjelmaa epälinearisessa laskennassa. Kehä toteutetaan 4 aukkoisena betonisilla pilareilla, jotka yhdistyvät vaakarakenteena toimiviin yläpohjan liimapuupalkkeihin. Hallin rakennejärjestelmänä on mastopilarikehät, joiden välissä on tuulipilarit. Tuulipilarit ottavat vastaan

kuormia, jotka kulkeutuvat osittain perustuksille ja osittain pilarin yläpään tukireaktion kautta yläpohjapalkkia pitkin kehän poikkisuunnassa olevalle jännebetonipalkille ja sitä kautta kehän pilarille. Hallin jäykistys tapahtuu lyhyen sivun suunnassa kehään liitetyillä mastopilareilla ja pitkän sivun suunnassa mastopilarikehillä sekä vaakasuuntaisilla tuuliristikoilla, jotka sijaitsevat hallin reunimmaisten kehien välissä. Työssä tarkastellaan vain lyhyen sivun suuntaisen kehän kestävyys.

## 9.1 Lähtötiedot

Suunniteltava hallin on ajateltu sijaitsevan Mäntsälässä aukealla alueella, jolla on vain matalaa kasvillisuutta. Hallin sijainti ja ympäristö määrittävät maassa sijaitsevan lumikuorman arvon sekä tuulen maastoluokan, joiden avulla määritetään ulkoiset muuttuvat kuormat rakenteen koon ja muodon mukaan.

Rakennuksen kuormien ominaisarvot määritetään kappaleiden 2.1 ja 3.1...3.3 esitettyjen ohjeiden mukaisesti. Laskentaohjelmaan lisättäessä kuormituksia ohjelma kertoo ne rajatilojen mukaisilla varmuuskertoimilla kappaleiden 4.4...4.5 ja 5 mukaisesti sekä muodostaa kuormitusyhdistelmät. Rajatilojen mukaiset materiaalien osavarmuusluvut tulevat automaattisesti otettua huomioon, kun ohjelmassa määritetään mallinnettavien rakenteiden materiaaliominaisuudet ja tarkasteltavat rajatilat. Hallirakennuksen lähtötiedot sekä kuormien ominaisarvot esitetään taulukossa 17 ja rakennuksen tasopiirros esitetään liitteessä 2.

Taulukko 17. Hallirakennuksen lähtötiedot

Työn nro	1
Kohteen nimi	Logistiikkarakennus
Osoite/sijainti	Mäntsälä
Pääasiallinen käyttötarkoitus	Varastointi/logistiikka
Rakenteiden vaativuusluokka	Rakenneluokka 2
Seuraamusluokka	CC2
Paloluokka	P3
Pääasiallinen rakennusmateriaali	Betoni ja puu
Pääasiallinen rakennustapa	Elementtirakenteet
Kerrosluku	1.krs
Kokonaiskorkeus	16,8m
Kokonaisleveys	100,8m
Kokonaispituus	182,6m
Perustamistapa	Pilarianturat

Pääasialliset runkorakenteet	
Pilarit	Kehällä mastopilarit
	Kehien välissä tuulipilarit
	Päädyissä tuulipilarit
Rungon kantava vaakarakenne	Liimapuupalkit ja JK- palkit
Yläpohja	Kattoelementit
Kattokaltevuus	1:25 reunalla, tasakatto keskellä
Rungon jäykistys	
Pitkän sivun suunta	Vaakaristikot ja mastopilarit
Lyhyen sivun suunta	Mastopilarit
Kuormitukset	
Lumikuorma maanpinnalla	2,75 kN/m <sup>2</sup>
Tuulikuorma	0,74 kN/m <sup>2</sup> ; puuskanopeuspaineen ominaisarvo (ML 2, Z=16,8m) tuulen kitkakerroin 0,02
Rakenteiden omapaino	Yläpohja 1,0 kN/m <sup>2</sup> Liimapuupalkit 2,35 kN/m JK- palkit ~ 14,2 kN/m (ohjelma laskee automaattisesti mallinnettavien rakenteiden painon)

## 9.2 Kuormat

Ohjeiden mukaan määritettiin kuormien ominaisarvot käyttämällä lumikuorman määrittämisessä laajan rakennuksen lumikertoimen lisää ja tuulikuormat määritettiin pintapainemenetelmällä huomioiden tuulen aiheuttaman kitkan vaikutukset. Kuormien aiheuttavat kuormitukset rakenteisiin laskettiin rakennejärjestelmän moduulijaon mukaisesti siten, että lyhyen sivun suuntaisten pääkehien välissä on tuulta siirtävät tuulipilarit, joiden mukaisesti kehäjaoksi muodostuu 8,3m. Kuormien ominaisarvojen mukaiset kuormitukset esitetään liitteen 3 mukaisessa kuormituskaaviossa.

## 9.3 Kehärakenteen mallinnus ja laskenta

Kuormitusten määrittämisen jälkeen siirrytään itse FEM-laskentaohjelman käyttöön. Laskentaprosessissa määritetään käytettävä analyysimenetelmä, rakenteelliset ja materiaaliset ominaisuudet, lisätään kuormitukset ja tehdään asianmukaiset kuormitusyhdistelmät ja lasketaan analyysi. Eurokoodin mukaisista analyysimenetelmistä



tutkitaan nimellisen kaarevuuden menetelmä sekä epälineaarinen yleinen menetelmä, jotka eroavat toisistaan ohjelmalla laskiessa lähes kaikissa välivaiheissa. Rakenteiden analyysi sekä sen eri vaiheiden seuraaminen selvitetään opinnäytetyön liitetiedostoissa, koska prosessi on melko laaja.

## 10 Tutkimustulokset

Työssä tutkittiin mastopilarikehää, joka laskettiin nimellisen kaarevuuden menetelmällä sekä epälineaarisella menetelmällä. Lineaarinen nimellisen kaarevuuden menetelmä suoritettiin aluksi Jigi FEM-laskentaohjelmalla, jonka jälkeen samainen kehärakenne mallinnettiin SCIA FEM-laskentaohjelmaan epälineaarista analyysia varten.

Mastopilarikehästä mitoitettiin kehän keskipilari, johon vaikuttaa kehän suunnassa ensimmäisen- ja toisen kertaluvun epäkeskisyydestä sekä tuulikuormasta aiheutuva momentti ja kehän poikittaissuunnassa ensimmäisen- ja toisen kertaluvun epäkeskisyydestä aiheutuva momentti. Jigissä vinon taivutuksen vaikutus otettiin huomioon yhdistelemällä momenteja pilarin eri akselien suunnassa ja valitsemalla suurimman vaikutuksen antava suunta, jonne pilari nurjahtaa. SCIAssa vino taivutus huomioitiin asettamalla rakenne vinoon molempien akselien suhteen, ja tämä lisäsi jännityksiä.

Ohjelmilla laskettiin pilarin rasitukset sekä mitoitettiin rakenteet murtorajatilassa pahimman kuormitusyhdistelmän mukaan ja rakenteen taipuma tarkasteltiin pahimman käyttörajan yhdistelmän mukaan.

### 10.1 Nimellisen kaarevuuden menetelmä Jigillä

Ensimmäisenä laskettiin kehärakenne nimellisen kaarevuuden menetelmällä Jigillä käyttäen kuormina todellisia kuormituskaavion mukaisia kuormia. Kuvassa 18 esitetään kehän keskipilarin rakenteelliset lähtötiedot laskentaa ja mitoitusta varten.

## Member data: Concrete Member 8

### Dimensions

Length = 12520 mm

Width  $b$  = 780 mm

Height  $h$  = 780 mm

### General

Concrete: C40/50

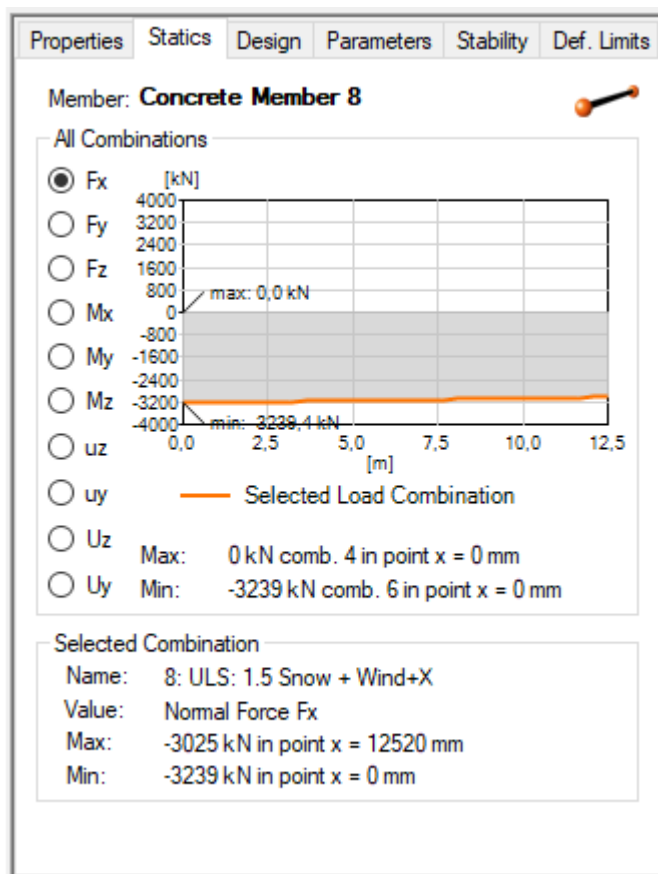
Concrete cover: 35

Main rebar: A500HW

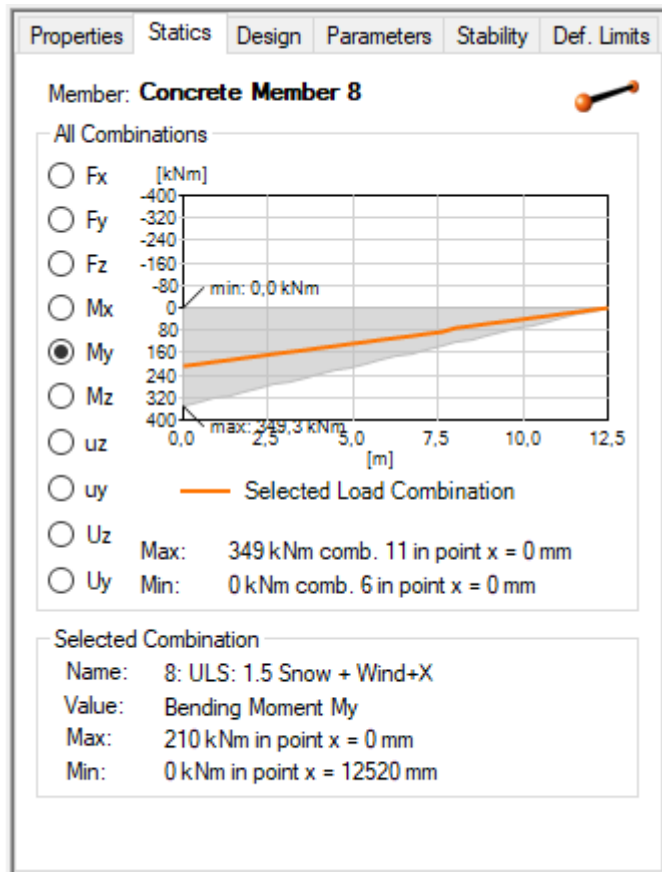
Ductility class: B

Kuva 18. Pilarin rakenteelliset tiedot

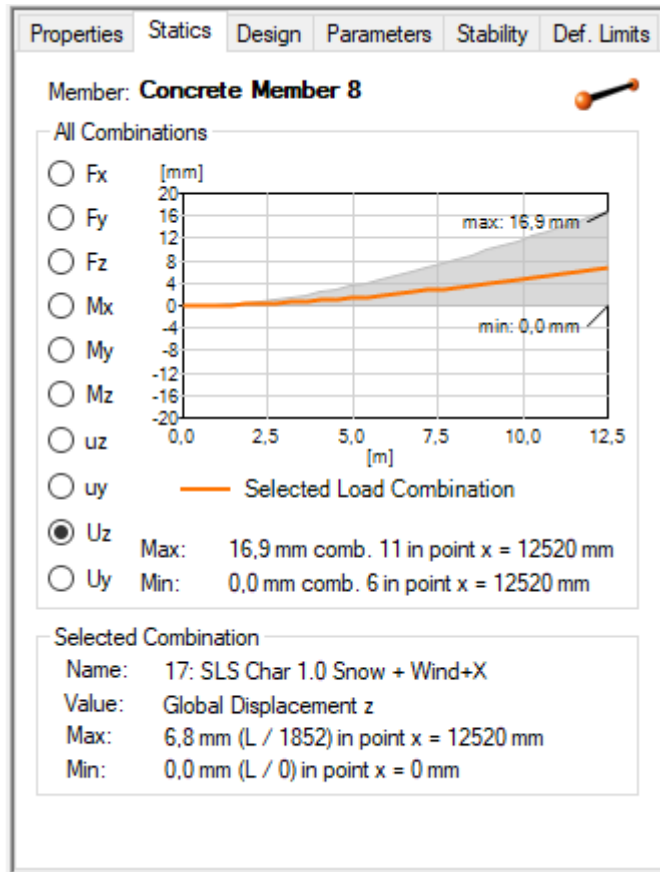
Rakenteen staattisen ensimmäisen kertaluvun analyysin jälkeen saatiin selville keskipilarin normaalivoiman, alapään momentin ja yläpään siirtymän suuruudet kuormitustapauksissa, jotka olivat määräävimpiä lopullisessa mitoituksessa. Valitun yhdistelmän mukaiset tulokset näkyvät *selected combination* -suorakaiteen sisällä. Tulokset esitetään kuvissa 19, 20, 21 ja 22.



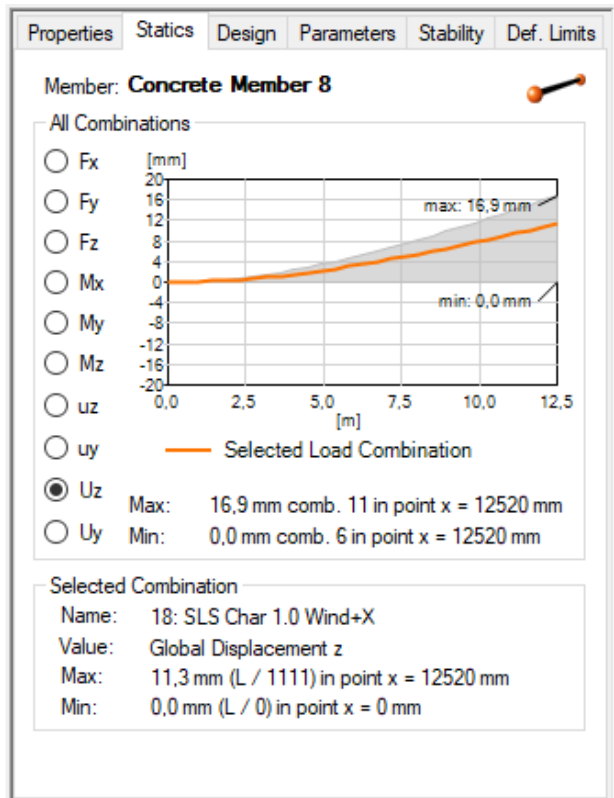
Kuva 19. Pilarin alapäässä pystysuuntaisen tukireaktion suuruus



Kuva 20. Pilarin alapäässä vaikuttavan 1. kertaluvun momentin suuruus



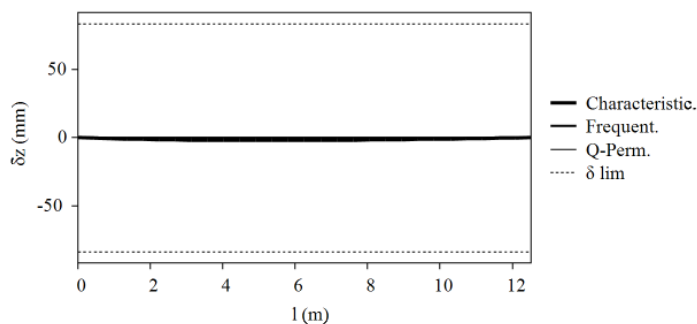
Kuva 21. Halkeilemattoman pilarin yläpään siirtymä lumen määrätessä käyttörajatilassa



Kuva 22. Halkeilemattoman pilarin yläpään siirtymä tuulen määrätessä käyttörajatilassa

Laskentaraportista selvisi keskipilarin yläpään siirtymä määrävimmässä kuormitustapauksessa, joka ei vastannut mitään ohjelman määrittämää käyttörajatilan kuormitusyhdistelmää. Aiemmin selvinnyt 11,3mm siirtymä tuulen ollessa määrävä kuorma on suurempi kuin laskentaraportin antama arvo. Laskentaraportissa näkyvä keskipilarin yläpään siirtymän arvo esitetään kuvassa 23.

#### Member local displacements z



$$\delta_{max} = 10,2 \text{ mm}$$

$$\delta_{lim} = 1 / 150 = 83,5 \text{ mm}$$

Kuva 23. Pilarin yläpään lopullinen siirtymä ja siirtymän sallittu maksimiarvo

$k_y = 2,20$	$k_z = 2,20$
$l_0 = 27,5 \text{ m}$	$l_0 = 27,5 \text{ m}$
$I_y = 0,03085 \text{ m}^4$	$I_z = 0,03085 \text{ m}^4$
$\lambda = l_0 / i_y = 122,3$	$\lambda = l_0 / i_z = 122,3$
$I_y = 0,00074661 \text{ m}^4$	$I_z = 0,00074469 \text{ m}^4$
$i_y = \sqrt{I_y / A_s} = 278 \text{ mm}$	$i_z = \sqrt{I_z / A_c} = 278 \text{ mm}$
$d = (h/2) + i_s = 668 \text{ mm}$	$d = (h/2) + i_s = 668 \text{ mm}$
$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 d) = 0,00723$	$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 d) = 0,007234$
$1/r = K_r K_\varphi 1/r_0 = 0,00723041$	$1/r = K_r K_\varphi 1/r_0 = 0,00723428$
$e_2 = 1/r l_0^2 / c = 556 \text{ mm}$	$e_2 = 1/r l_0^2 / c = 556 \text{ mm}$

Kuva 24. Pilarin toisen kertaluvun epäkeskisyyden laskenta

Aiemmin esitettyjen ensimmäisen kertaluvun arvojen ja toisen kertaluvun epäkeskisyyden jälkeen laskentaraaportista nähtiin keskipilarin sisäisten voimien laskenta-arvot sekä kapasiteettikuvaajat y- ja z- akselien suhteen. Sisäiset voimat ja kapasiteetti-käyrästöt esitetään kuvissa 25 ja 26.

### Internal forces y

$$M_{y,Ed} = 210 \text{ kNm}$$

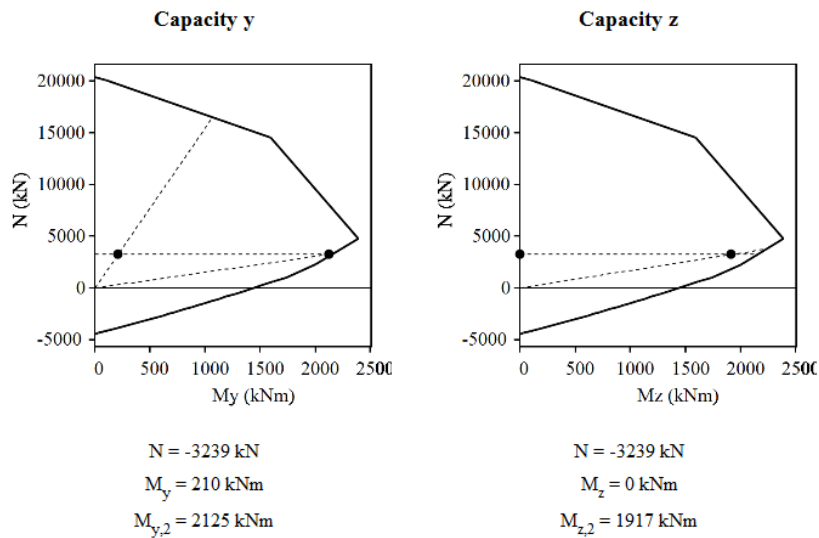
$$M_2(x) = 1916 \text{ kNm}$$

### Internal forces z

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_2(x) = 1917 \text{ kNm}$$

Kuva 25. Pilarin alapään 1. ja 2. kertaluvun momentit



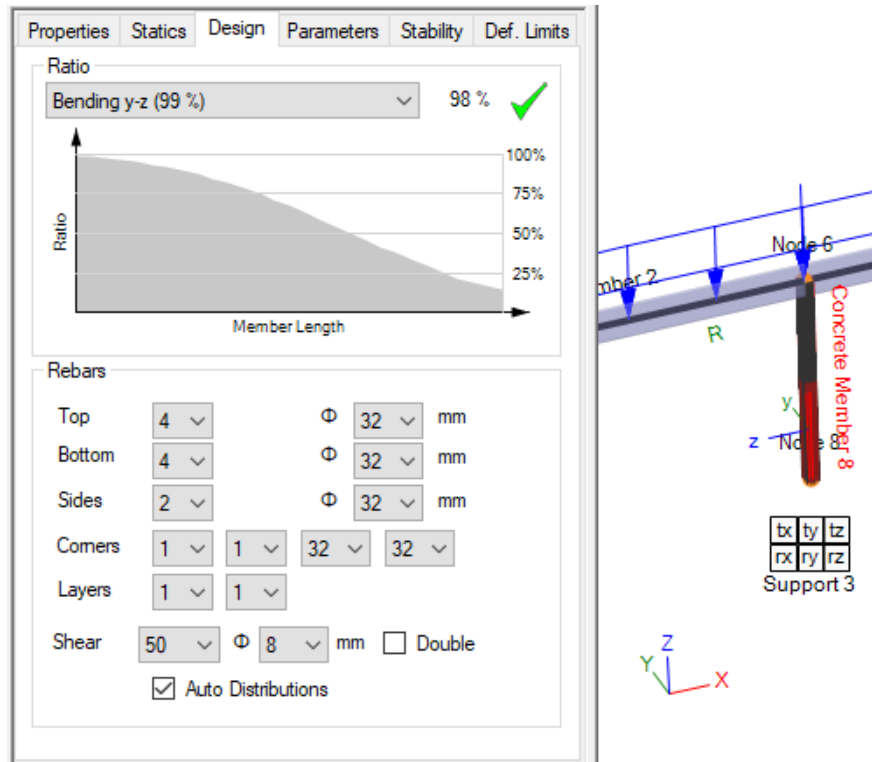
Kuva 26. Pilarin kapasiteettikuvaajat sekä normaalivoima, 1. kertaluvun momentti ja lopullinen mitoitusmomentti

Pilarin mitoitus tapahtui vinon taivutuksen perusteella, jossa yhdisteltiin eri akselien suuntaisten momenttien suhteita taivutuskestävyyteen korotettuna potenssiin normaalivoiman suuruuden ja kestävyden suhteella ja tuloksista valittiin pahimman vaikutuksen antava yhdistelmä, joka oli tässä tapauksessa kehän suuntaisen ensimmäisen- ja toisen kertaluvun sekä z- akselin suuntaisen ensimmäisen kertaluvun yhteisvaikutus. Vinon taivutuksen kaavat esitetään kuvassa 27.

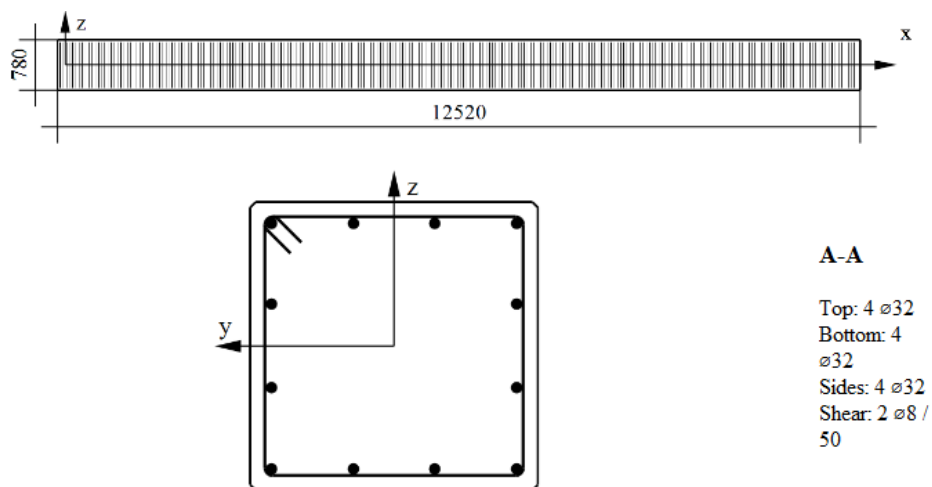
$N_{Ed} / N_{Rd} = 0,16$	Normal force
$M_y / M_{y,Rd} = 0,10$	Bending
$M_z / M_{z,Rd} = 0,00$	Bending
$M_{y,2} / M_{y,Rd} = 0,99$	Bending second order
$M_{z,2} / M_{z,Rd} = 0,89$	Bending second order
$(M_{y,2} / M_{y,Rd})^\alpha + (M_z / M_{z,Rd})^\alpha = 0,99$	Bending interaction
$(M_y / M_{y,Rd})^\alpha + (M_{z,2} / M_{z,Rd})^\alpha = 0,97$	Bending interaction
$M-N_y / M-N_{y,Rd} = 0,04$	Bending-normalforce
$M-N_{y,2} / M-N_{y,Rd} = 0,98$	Bending-normalforce
$M-N_z / M-N_{z,Rd} = 0,04$	Bending-normalforce
$M-N_{z,2} / M-N_{z,Rd} = 0,86$	Bending-normalforce

Kuva 27. Pilarin vinon taivutuksen määrittäminen

Pilari mitoitettiin lasketulle vinon taivutuksen aiheuttamalle momentille käyttämällä Jigin suunnittelutyökalua. Teräsmäärällä 12 kappaletta 32mm harjaterästankoja saatiin vinon taivutuksen käyttöasteeksi 99%. Mitoitustyökalu ja pilarin käyttöaste esitetään kuvassa 28 ja terästen sijoitus pilarissa esitetään selkeämmässä muodossa kuvassa 29.



Kuva 28. Vinon taivutuksen alaisen pilarin käyttöaste määritetyillä teräksillä



Kuva 29. Mitoitettujen terästen sijoitus poikkileikkauksessa



Taulukko 18. Nimellisen kaarevuuden menetelmän tulokset lumen ollessa määrävä kuorma

Pilari 780x780 12T32 (9651mm <sup>2</sup> ) Lumi			
	Arvo	Sall.	KA
$N_{ed}$	3239		
$M_{y,2}$	2125		
$e_2$	556		
$U_z$	10,2	83,5	12.2%
Taivutus y-z			99.0%

jossa

Lumi on mitoittava kuormitusyhdistelmä, jossa lumi on määrävä kuorma

$N_{ed}$  on pilariin vaikuttava normaalivoima (pilarin alapään pystysuuntainen tukireaktio) [kN]

$M_{y,2}$  on pilarin mitoitusmomentti [kNm]

$e_2$  on pilarin toisen kertaluvun epäkeskisyyden keskipiste [mm]

$U_z$  on pilarin yläpäähän siirtymä [mm]

Taivutus y-z on pilarin vinon taivutuksen vaikutuksen yhdistelmä

## 10.2 Yleinen menetelmä SCIAlla

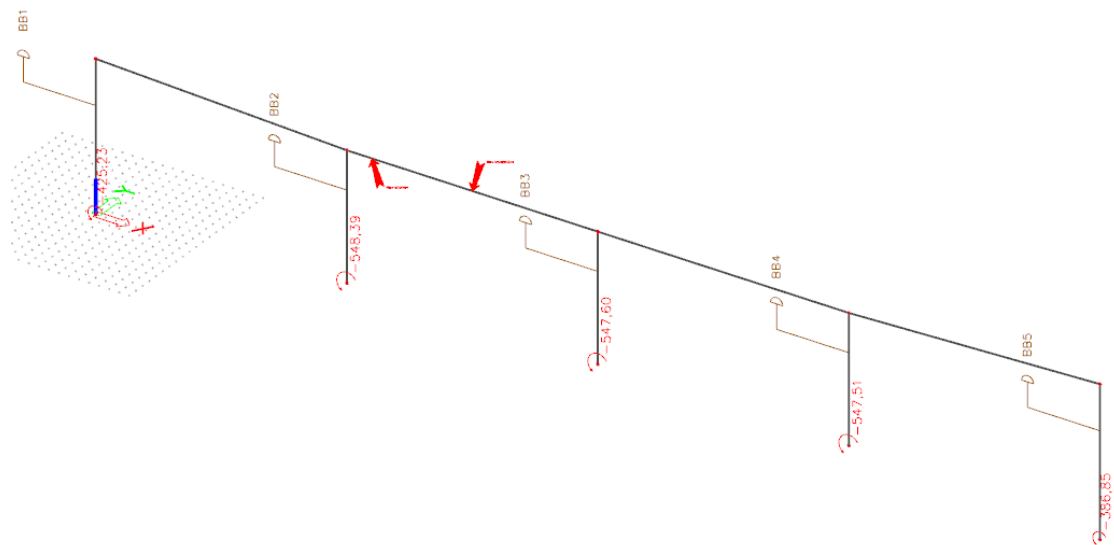
Jigillä nimellisen kaarevuuden menetelmällä mitoitetun mastopilarikehän pilareilla ja teräksillä suoritettiin epälineaarinen laskenta SCIA FEM-laskentaohjelmalla ja tuloksia tarkistettiin ja verrattiin, jonka jälkeen päätettiin mitoittaa rakenne uudestaan optimoiduilla teräksillä ja pilarin dimensioilla, jotta nähdään epälineaarisen analyysin hyöty. Pilareiden mitoitus jaettiin kolmeen päätapaukseen, joille on oma otsikointi.

Epälineaarisen analyysin tulokset erosivat muista menetelmistä siten, että tuloksia tulkittiin rakenteen jännityksistä, joita verrattiin sallittuihin jännitysarvoihin. Tarkasteltavia jännityksiä olivat betonin puristusjännitys ja betoniterästen puristus- sekä vetojännitys.

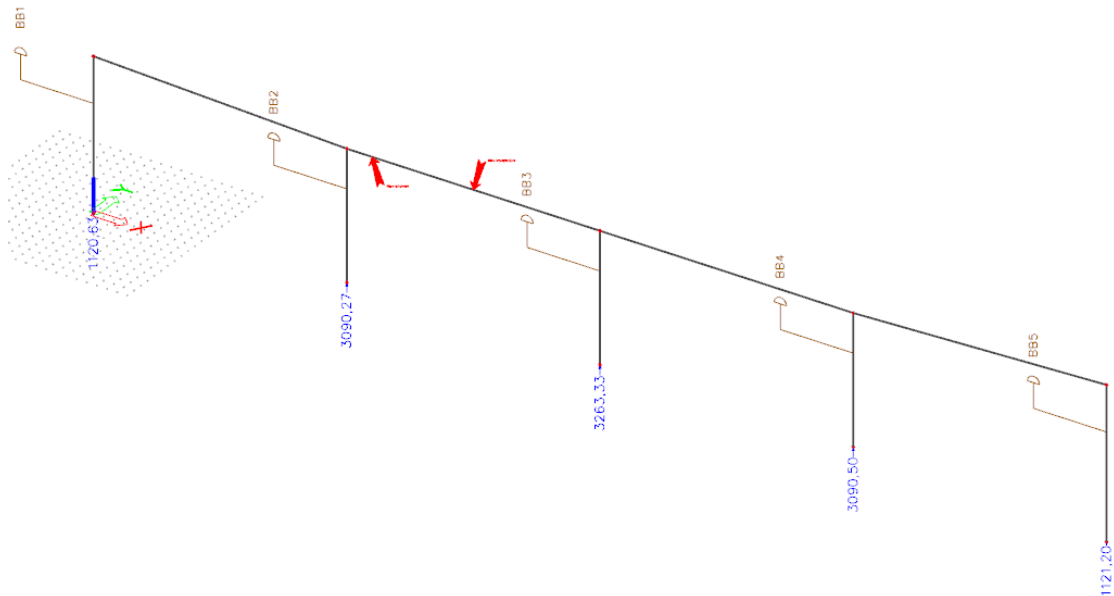
Epälineaarisisessa analyysissä kuormitusyhdistelmät määritettiin itse käsin, joten tarkastelun kohteena oli kaksi kuormitusyhdistelmää, joiden oletettiin olevan määrävimmät tapaukset. Yhdessä yhdistelmässä määrävänä muuttuvana kuormana oli lumikuorma ja toisessa tuulikuorma.

### 10.2.1 Mastopilarikehän mitoitustapaus 1

Kehä laskettiin aluksi Jigillä mitoitetuilla poikkileikkauksilla ja teräsmäärillä. Pilareiden koko oli 780x780 12520mm ja teräksinä 12 kappaletta 32mm harjaterästankoja.



Kuva 30. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot lumen ollessa määrävä kuorma



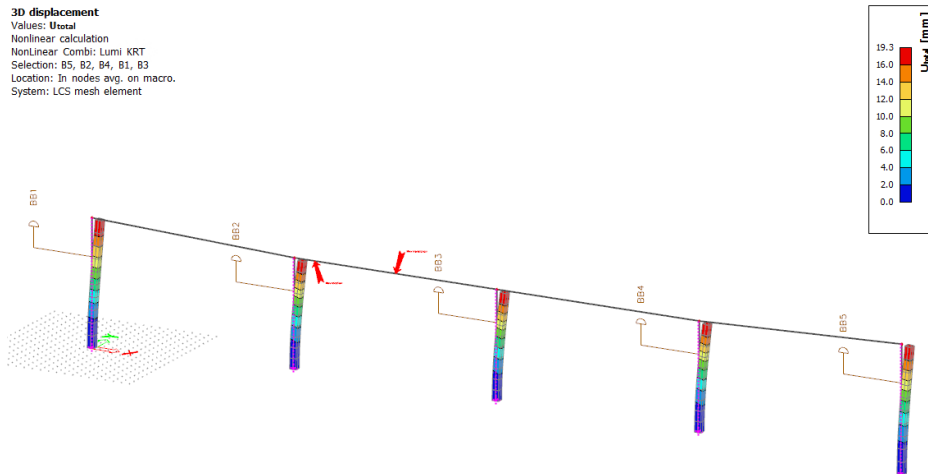
Kuva 31. Pilareiden alapäässä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus lumen ollessa määräävä kuorma

Taulukko 19. Pilareiden alapään tukireaktiot ja momentit lumen ollessa määräävä kuorma

Support	Case	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn1/N1	Lumi määräävä	-39,97	-0,26	1120,63	91,17	-425,23	-1,2
Sn2/N3	Lumi määräävä	-14,68	0,21	3090,27	260,13	-548,39	-2,53
Sn3/N5	Lumi määräävä	-12,96	0,09	3263,33	287,33	-547,6	1,12
Sn4/N7	Lumi määräävä	-14,63	0,21	3090,5	260,14	-547,51	5,07
Sn5/N9	Lumi määräävä	-25,64	-0,25	1121,2	91	-386,85	4,59

Taulukko 20. Pilareiden alapäässä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus lumen ollessa määräävä kuorma

Member	d x [m]	Case	$\epsilon_{cc}$ [1e-4]	$\epsilon_{ct}$ [1e-4]	$\epsilon_{rc}$ [1e-4]	$\epsilon_{rt}$ [1e-4]	$\sigma_{cc}$ [MPa]	$\sigma_{ct}$ [MPa]	$\sigma_{rc}$ [MPa]	$\sigma_{rt}$ [MPa]
B1	0	Lumi määräävä	-6,2	5,2	-5,3	4,3	-7,2	0	-106,2	86,1
B2	0	Lumi määräävä	-10	3,4	-9	2,4	-11,6	0	-179,5	47,5
B3	0	Lumi määräävä	-10,4	3,3	-9,3	2,3	-12,1	0	-186,4	46,1
B4	0	Lumi määräävä	-10	3,4	-9	2,4	-11,6	0	-179,4	47,3
B5	0	Lumi määräävä	-5,7	4,4	-5	3,6	-6,7	0	-99,1	72,2



Kuva 32. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma

Taulukko 21. Pilareiden yläpään siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma

Nam e	dx [m]	Fibr e	Case	ux [mm]	uy [mm]	uz [mm]	$\phi_x$ [mrad]	$\phi_y$ [mrad]	$\phi_z$ [mrad]	Utotal [mm]
B1	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B1	14,7	1	Lumi KRT	-1,8	0	-19	0	1,7	0	19,1
B2	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B2	12,5 4	1	Lumi KRT	-3,9	0	-18,9	0	2,3	0	19,3
B3	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B3	12,5 4	1	Lumi KRT	-4,1	0	-18,8	0	2,3	0	19,3
B4	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B4	12,5 4	1	Lumi KRT	-3,9	0	-18,8	0	2,3	0	19,2
B5	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B5	14,7	1	Lumi KRT	-1,9	0	-18,8	0	1,8	0	18,9

Taulukko 22. Epälineaarisen analyysin tulokset lumen ollessa määrävä kuorma

Pilari 780x780 12T32 (9651 mm <sup>2</sup> )			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	12,1	22,7	53.3%
$\sigma_{rc}$	186,4	435	42.9%
$\sigma_{rt}$	46,1	435	10.6%
$U_z$	19,3	83,5	23.1%
Rz	3263,33		
My	547,6		

jossa

$\sigma_{cc}$  on betonin suurin puristusjännitys puristusvyöhykkeellä [N/mm<sup>2</sup>]

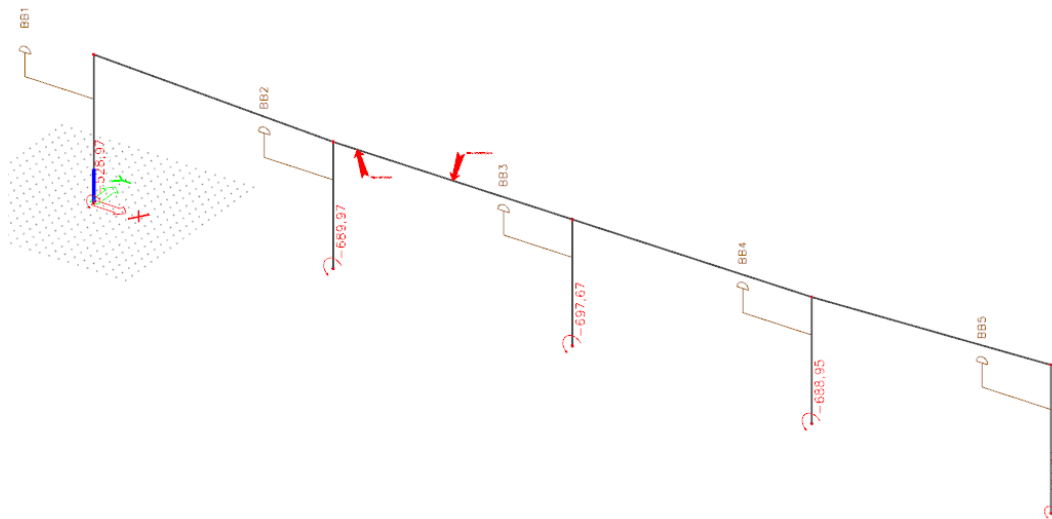
$\sigma_{rc}$  on betoniterästen suurin puristusjännitys puristusvyöhykkeellä [N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{rt}$  on betoniterästen suurin vetojännitys vetovyöhykkeellä [N/mm<sup>2</sup>]

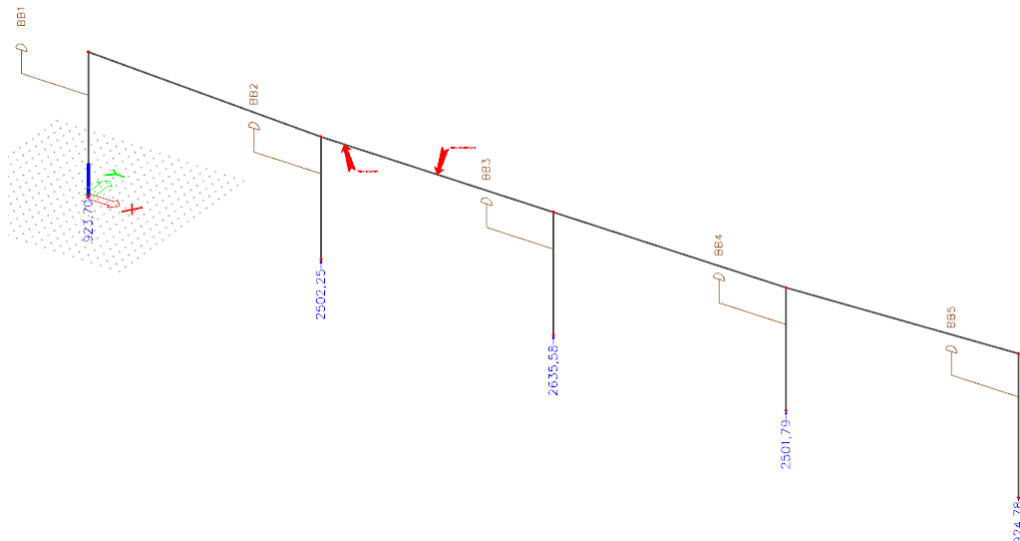
$U_z$  on pilarin yläpään siirtymä käyttörajatilassa [mm]

$R_z$  on pilarin pystysuuntainen tukireaktio [kN]

$M_y$  on pilarin kehän suuntainen mitoitusmomentti tuella [kNm]



Kuva 33. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot tuulen ollessa määrävä kuorma



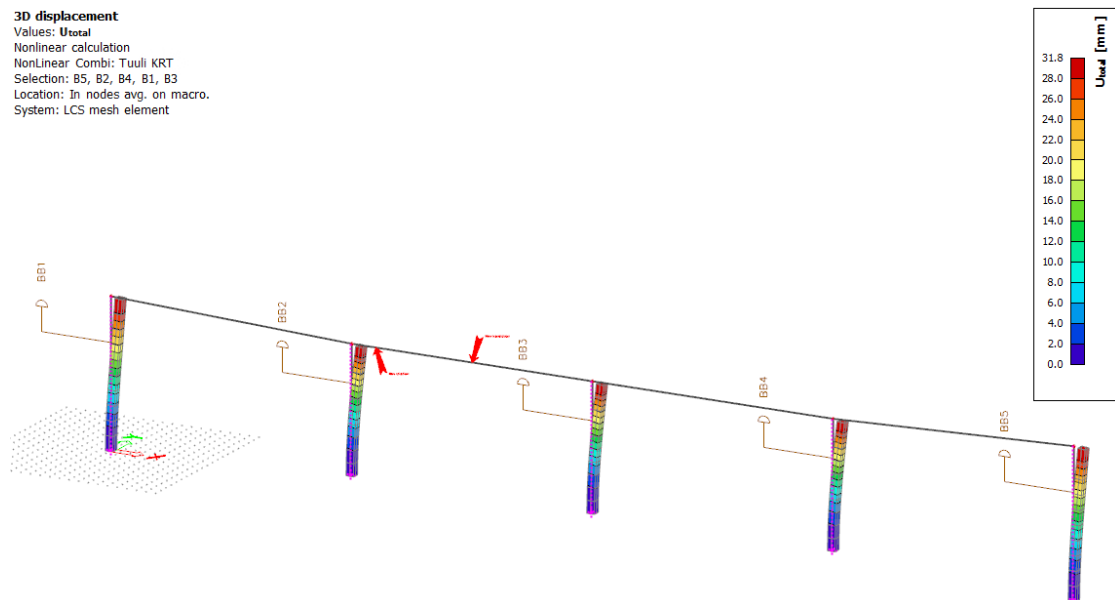
Kuva 34. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus tuulen ollessa määrävä kuorma

Taulukko 23. Pilareiden alapäiden tukireaktiot ja momentit tuulen ollessa määrävä kuorma

Support	Case	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn1/N1	Tuuli määrävä	-61,14	-0,14	923,7	71,01	-528,97	0,95
Sn2/N3	Tuuli määrävä	-27,47	0,12	2502,25	191,19	-689,97	0,32
Sn3/N5	Tuuli määrävä	-26,64	0,03	2635,58	206,03	-697,67	2,11
Sn4/N7	Tuuli määrävä	-27,43	0,12	2501,79	191,08	-688,95	3,98
Sn5/N9	Tuuli määrävä	-37,13	-0,12	924,78	70,9	-464,04	3,56

Taulukko 24. Pilareiden alapäässä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus tuulen ollessa määräävä kuorma

Member	dx [m]	Case	$\epsilon_{cc}$ [1e-4]	$\epsilon_{ct}$ [1e-4]	$\epsilon_{rc}$ [1e-4]	$\epsilon_{rt}$ [1e-4]	$\sigma_{cc}$ [MPa]	$\sigma_{ct}$ [MPa]	$\sigma_{rc}$ [MPa]	$\sigma_{rt}$ [MPa]
B1	0	Tuuli määräävä	-7,1	8,1	-5,9	6,9	-8,2	0	-118,4	138,4
B2	0	Tuuli määräävä	-10,6	6,3	-9,3	5	-12,4	0	-186,7	100,2
B3	0	Tuuli määräävä	-10,9	6,2	-9,6	4,9	-12,6	0	-192,1	97,5
B4	0	Tuuli määräävä	-10,6	6,3	-9,3	5	-12,3	0	-186,5	99,9
B5	0	Tuuli määräävä	-6,3	6,6	-5,4	5,6	-7,4	0	-107,1	112,9



Kuva 35. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma

Taulukko 25. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma

Name	dx [m]	Fibre	Case	$u_x$ [mm]	$u_y$ [mm]	$u_z$ [mm]	$\phi_x$ [mrad]	$\phi_y$ [mrad]	$\phi_z$ [mrad]	$U_{total}$ [mm]
B1	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B1	14,7	1	Tuuli KRT	-1,9	0	-31,7	0	2,7	0	31,7
B2	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B2	12,54	1	Tuuli KRT	-4	0	-31,5	0	3,8	0	31,8
B3	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0

B3	12,5 4	1	Tuuli KRT	-4,1	0	-31,4	0	3,8	0	31,7
B4	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B4	12,5 4	1	Tuuli KRT	-4	0	-31,4	0	3,8	0	31,7
B5	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B5	14,7	1	Tuuli KRT	-2,1	0	-31,4	0	2,9	0	31,4

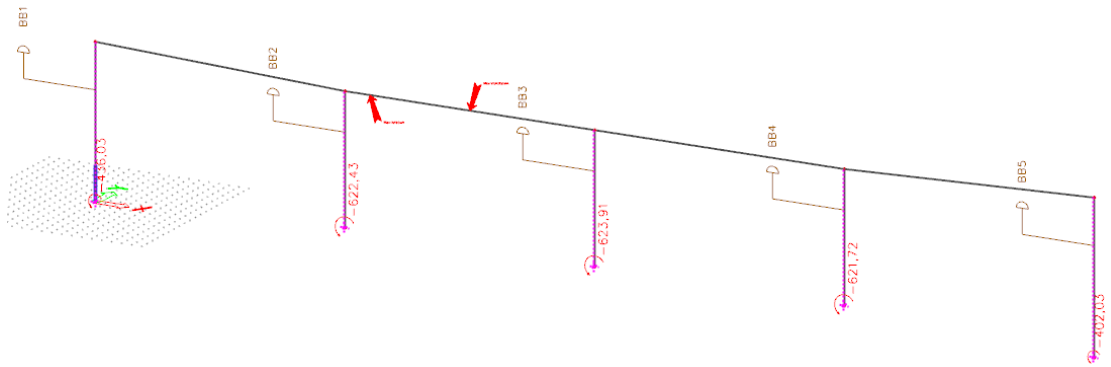
Taulukko 26. Epälineaarisen analyysin tulokset tuulen ollessa määräävä kuorma

Pilari 780x780 12T32 (9651 mm <sup>2</sup> )			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	12,6	22,7	55.5%
$\sigma_{rc}$	192,1	435	44.1%
$\sigma_{rt}$	97,5	435	22.4%
$U_z$	31,7	83,5	38.0%
Rz	2635,6		
My	697,7		

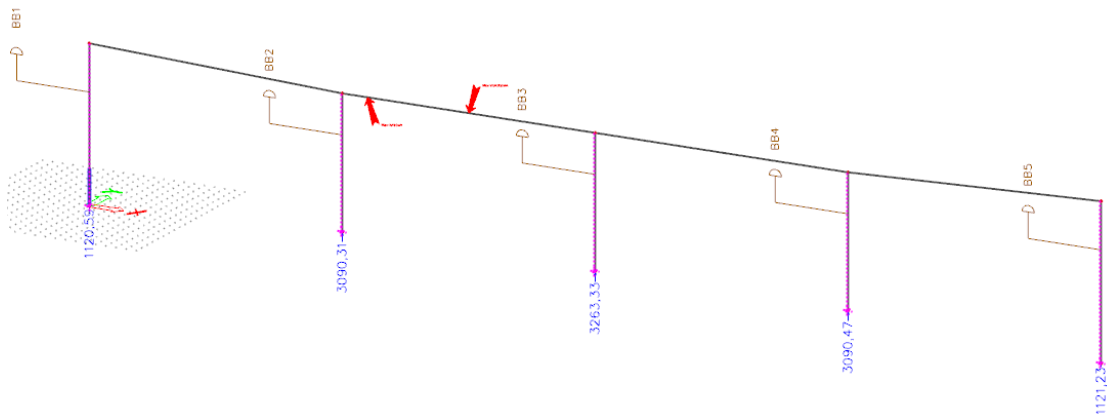
### 10.2.2 Mastopilarikehän mitoitustapaus 2

Mitoitustapauksen 1 jälkeen mastopilarikehä laskettiin käyttämällä saman dimension omaavia pilareita, mutta pienennettyjä teräsmääriä, koska aiemmat käyttöasteet ovat pieniä ja rakenne on ylimitoitettu. Pilareina oli 780x780 12520mm ja teräksinä 4 kappaletta 32mm harjaterästankoja.





Kuva 36. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot lumen ollessa määrävä kuorma



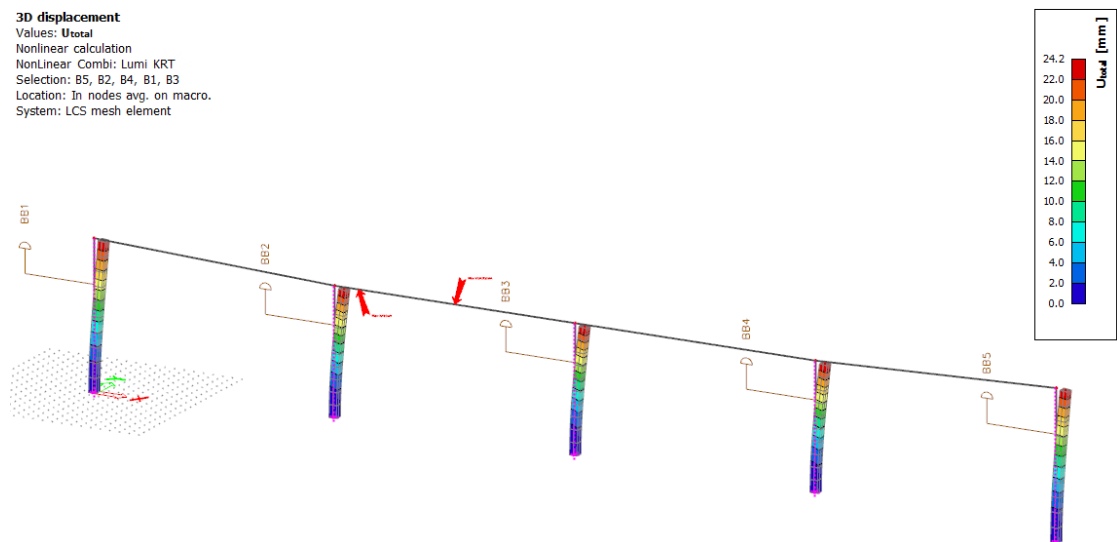
Kuva 37. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus lumen ollessa määrävä kuorma

Taulukko 27. Pilareiden alapäiden tukireaktiot ja momentit lumen ollessa määrävä kuorma

Support	Case	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn1/N1	Lumi määrävä	-39,02	-0,29	1120,59	95,39	-436,03	-1,46
Sn2/N3	Lumi määrävä	-15,26	0,22	3090,31	273,95	-622,43	-2,9
Sn3/N5	Lumi määrävä	-13,42	0,13	3263,33	305,05	-623,91	1,32
Sn4/N7	Lumi määrävä	-15,22	0,22	3090,47	273,93	-621,72	5,87
Sn5/N9	Lumi määrävä	-24,96	-0,27	1121,23	95,11	-402,03	4,98

Taulukko 28. Pilareiden alapäässä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus lumen ollessa määräävä kuorma

Member	dx [m]	Case	$\epsilon_{cc}$ [1e-4]	$\epsilon_{ct}$ [1e-4]	$\epsilon_{rc}$ [1e-4]	$\epsilon_{rt}$ [1e-4]	$\sigma_{cc}$ [MPa]	$\sigma_{ct}$ [MPa]	$\sigma_{rc}$ [MPa]	$\sigma_{rt}$ [MPa]
B1	0	Lumi määräävä	-8,4	9,3	-7	8	-9,8	0	-140,9	159,8
B2	0	Lumi määräävä	-13,1	5,8	-11,7	4,4	-14,9	0	-233,3	87,6
B3	0	Lumi määräävä	-13,6	5,8	-12,1	4,3	-15,4	0	-242,3	86,4
B4	0	Lumi määräävä	-13,1	5,8	-11,7	4,4	-14,9	0	-233,1	87,4
B5	0	Lumi määräävä	-7,8	7,8	-6,6	6,6	-9	0	-131,5	131,8



Kuva 38. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma

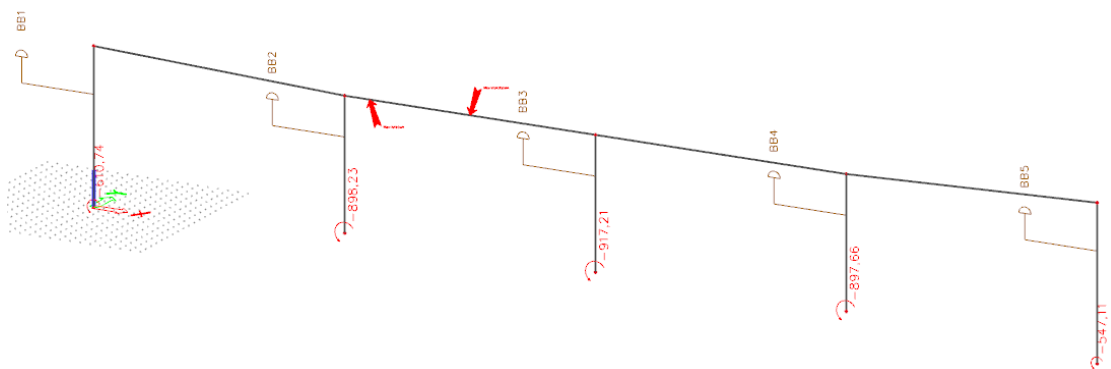
Taulukko 29. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma

Name	dx [m]	Fibre	Case	ux [mm]	uy [mm]	uz [mm]	$\phi_x$ [mrad]	$\phi_y$ [mrad]	$\phi_z$ [mrad]	Utotal [mm]
B1	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B1	14,7	1	Lumi KRT	-2,2	0	-23,8	0	2,1	0	23,9
B2	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B2	12,54	1	Lumi KRT	-4,7	0	-23,7	0	2,9	0	24,2
B3	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0

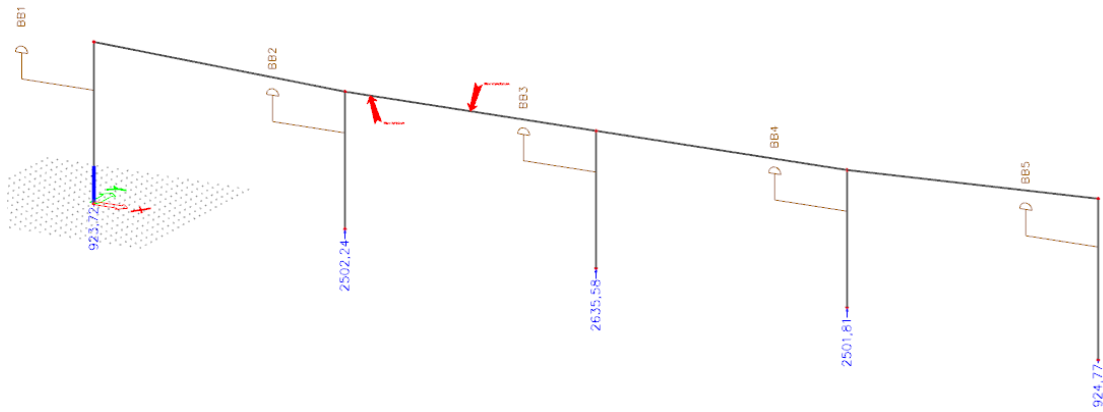
B3	12,5 4	1	Lumi KRT	-4,9	0	-23,7	0	2,9	0	24,1
B4	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B4	12,5 4	1	Lumi KRT	-4,7	0	-23,6	0	2,9	0	24,1
B5	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B5	14,7	1	Lumi KRT	-2,3	0	-23,6	0	2,3	0	23,7

Taulukko 30. Epälineaarisen analyysin tulokset lumen ollessa määrävä kuorma

Pilari 780x780 4T32 (3217 mm <sup>2</sup> )			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	15,4	22,7	67.8%
$\sigma_{rc}$	242,3	435	55.7%
$\sigma_{rt}$	86,4	435	19.9%
$U_z$	24,1	83,5	28.9%
Rz	3263,33		
My	623,9		



Kuva 39. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot tuulen ollessa määrävä kuorma



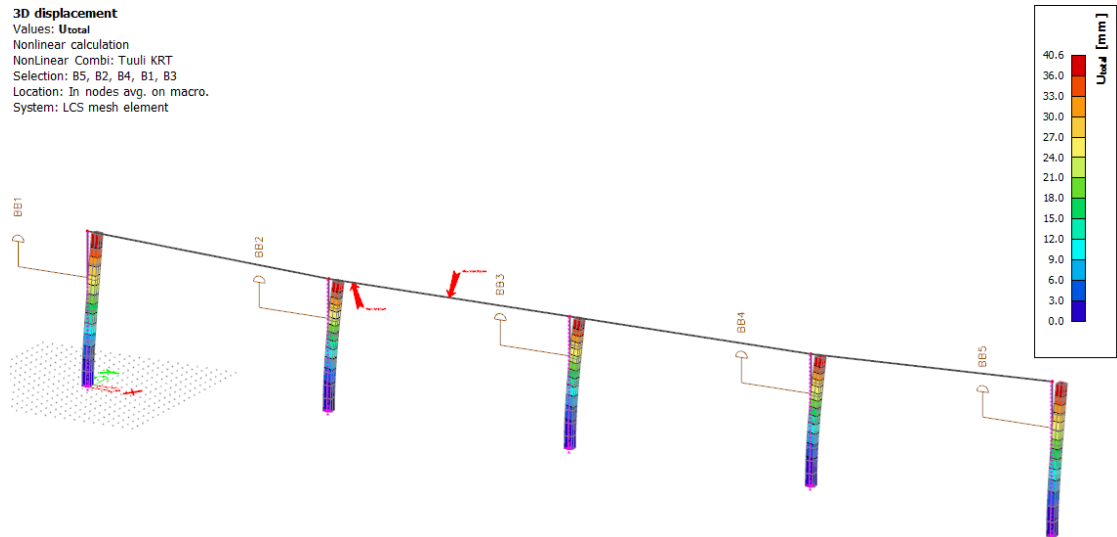
Kuva 40. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus tuulen ollessa määräävä kuorma

Taulukko 31. Pilareiden alapäiden tukireaktiot ja momentit tuulen ollessa määräävä kuorma

Support	Case	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn1/N1	Tuuli määräävä	-61,53	-0,27	923,72	79,06	-610,74	-0,1
Sn2/N3	Tuuli määräävä	-27,21	0,22	2502,24	220,57	-898,23	-0,96
Sn3/N5	Tuuli määräävä	-26,38	0,06	2635,58	241,17	-917,21	2,54
Sn4/N7	Tuuli määräävä	-27,2	0,22	2501,81	220,36	-897,66	6,09
Sn5/N9	Tuuli määräävä	-37,49	-0,22	924,77	78,56	-547,11	5,24

Taulukko 32. Pilareiden alapäissä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus tuulen ollessa määräävä kuorma

Member	d x [m]	Case	$\epsilon_{cc}$ [1e-4]	$\epsilon_{ct}$ [1e-4]	$\epsilon_{rc}$ [1e-4]	$\epsilon_{rt}$ [1e-4]	$\sigma_{cc}$ [MPa]	$\sigma_{ct}$ [MPa]	$\sigma_{rc}$ [MPa]	$\sigma_{rt}$ [MPa]
B1	0	Tuuli määräävä	-11,3	19,9	-8,9	17,5	-13	0	-178,3	350,1
B2	0	Tuuli määräävä	-17,7	17,8	-15	15,1	-19,6	0	-299,8	301,4
B3	0	Tuuli määräävä	-18,2	17,7	-15,5	15	-20,2	0	-310,5	299,9
B4	0	Tuuli määräävä	-17,7	17,7	-15	15,1	-19,6	0	-299,5	301
B5	0	Tuuli määräävä	-10,2	16,6	-8,2	14,6	-11,9	0	-163,3	292,3



Kuva 41. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma

Taulukko 33. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma

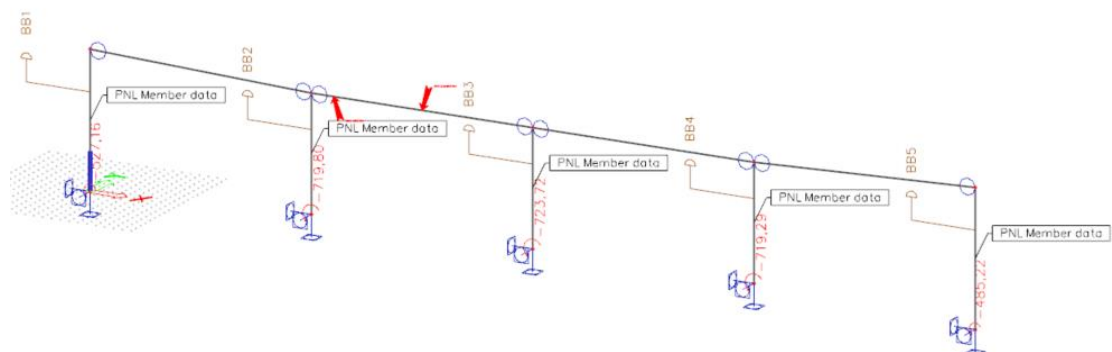
Nam e	dx [m]	Fibr e	Case	ux [mm]	uy [mm]	uz [mm]	$\phi_x$ [mrad]	$\phi_y$ [mrad]	$\phi_z$ [mrad]	Utotal [mm]
B1	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B1	14,7	1	Tuuli KRT	-2,3	0	-40,4	0	3,3	0	40,5
B2	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B2	12,5 4	1	Tuuli KRT	-4,8	0	-40,3	0	4,9	0	40,6
B3	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B3	12,5 4	1	Tuuli KRT	-5	0	-40,2	0	4,9	0	40,5
B4	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B4	12,5 4	1	Tuuli KRT	-4,8	0	-40,2	0	4,8	0	40,5
B5	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B5	14,7	1	Tuuli KRT	-2,5	0	-40,1	0	3,7	0	40,2

Taulukko 34. Epälineaarisen analyysin tulokset tuulen ollessa määräävä kuorma

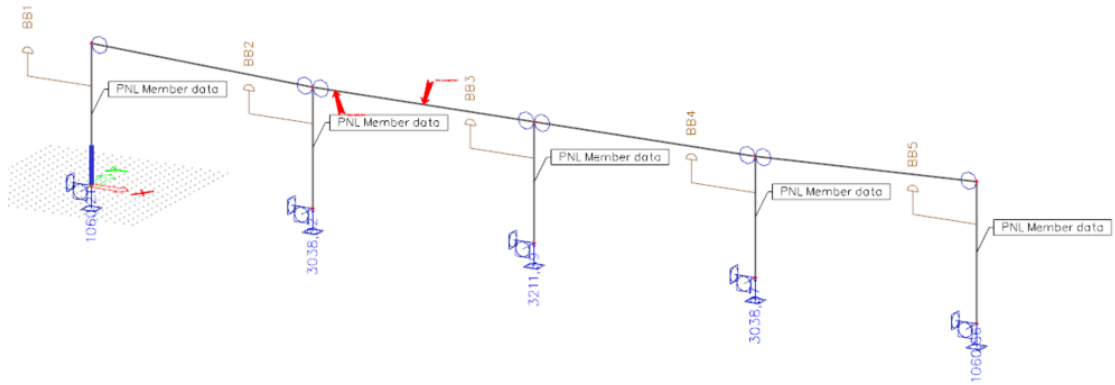
Pilari 780x780 4T32 (3217 mm <sup>2</sup> )			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	20,2	22,7	89.0%
$\sigma_{rc}$	310,5	435	71.4%
$\sigma_{rt}$	299,5	435	68.9%
$U_z$	40,6	83,5	48.5%
Rz	2635,6		
My	917,2		

### 10.2.3 Mastopilarikehän mitoituspaus 3

Mitoituspaus 2 jälkeen pilareiden optimointi suoritettiin pienentämällä pilareiden dimensiota yhden moduulin verran, jolloin pilareiden kooksi tuli 680x680 12520mm. Pilareiden pienennys johti suurempiin teräsmääriin, joten teräksiksi saatiin 14 kappaletta 32mm harjaterästankoja.



Kuva 42. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot lumen ollessa määräävä kuorma



Kuva 43. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus lumen ollessa määräävä kuorma

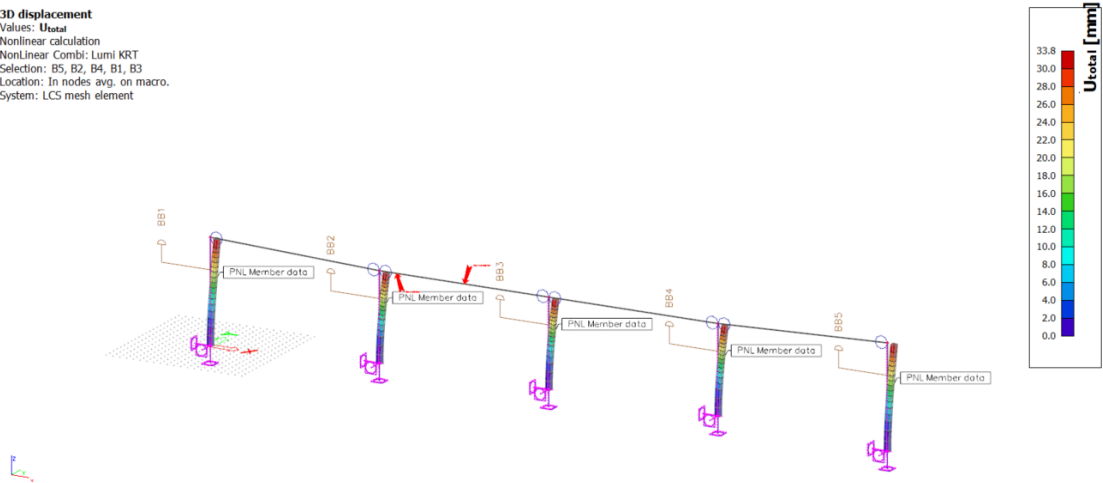
Taulukko 35. Pilareiden alapäiden tukireaktiot ja momentit lumen ollessa määräävä kuorma

Support	Case	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn1/N9	Lumi määräävä	-28,39	-0,48	1060,56	104,61	-485,22	7,86
Sn2/N7	Lumi määräävä	-12,91	0,36	3038,97	339,54	-719,29	9,46
Sn3/N5	Lumi määräävä	-10,68	0,26	3211,69	392,59	-723,72	1,34
Sn4/N3	Lumi määräävä	-12,94	0,37	3038,52	339,3	-719,8	-6,36
Sn5/N1	Lumi määräävä	-42,96	-0,51	1060,21	105,17	-527,16	-3,81

Taulukko 36. Pilareiden alapäissä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus lumen ollessa määräävä kuorma

Member	d x [m]	Case	$\epsilon_{cc}$ [1e-4]	$\epsilon_{ct}$ [1e-4]	$\epsilon_{rc}$ [1e-4]	$\epsilon_{rt}$ [1e-4]	$\sigma_{cc}$ [MPa]	$\sigma_{ct}$ [MPa]	$\sigma_{rc}$ [MPa]	$\sigma_{rt}$ [MPa]
B1	0	Lumi määräävä	-9,2	9,1	-7,6	7,5	-10,8	0	-152,8	150,5
B2	0	Lumi määräävä	-16,3	9,6	-14	7,3	-18,2	0	-280,7	146,8
B3	0	Lumi määräävä	-17,2	10	-14,8	7,7	-19,1	0	-296,7	153,5
B4	0	Lumi määräävä	-16,3	9,6	-14	7,3	-18,2	0	-280,7	146,7
B5	0	Lumi määräävä	-8,7	8,2	-7,2	6,7	-10,1	0	-144,1	134,1

3D displacement  
 Values:  $U_{total}$   
 Nonlinear calculation  
 NonLinear: Comb1; Lumi KRT  
 Selection: B5, B2, B4, B1, B3  
 Location: In nodes avg. on macro.  
 System: LCS mesh element



Kuva 44. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma

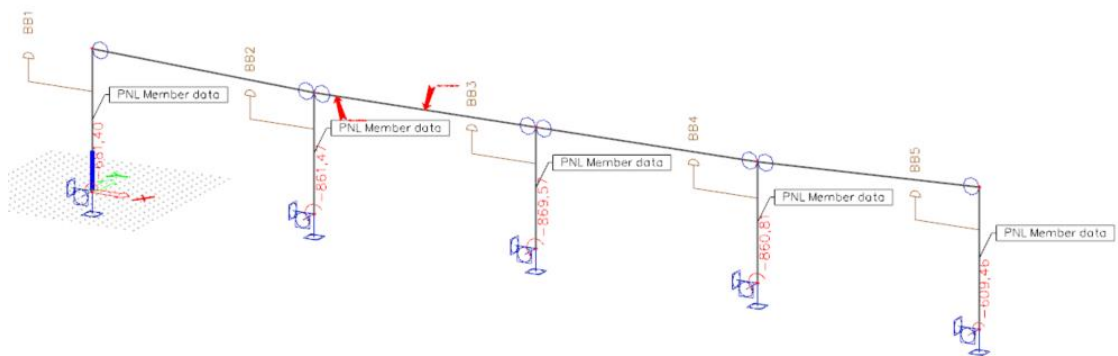
Taulukko 37. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä lumen ollessa määräävä kuorma

Nam e	dx [m]	Fibr e	Case	ux [mm]	uy [mm]	uz [mm]	$\phi_x$ [mrad]	$\phi_y$ [mrad]	$\phi_z$ [mrad]	Utotal [mm]
B1	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B1	14,7	1	Lumi KRT	-2,4	0	-33,5	0	3	0	33,6
B2	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B2	12,5 4	1	Lumi KRT	-4,9	0	-33,4	0	4,1	0	33,8
B3	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B3	12,5 4	1	Lumi KRT	-5,1	0	-33,3	0	4,1	0	33,7
B4	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B4	12,5 4	1	Lumi KRT	-4,9	0	-33,3	0	4	0	33,7
B5	0	1	Lumi KRT	0	0	0	0	0	0	0
B5	14,7	1	Lumi KRT	-2,4	0	-33,2	0	3,2	0	33,3

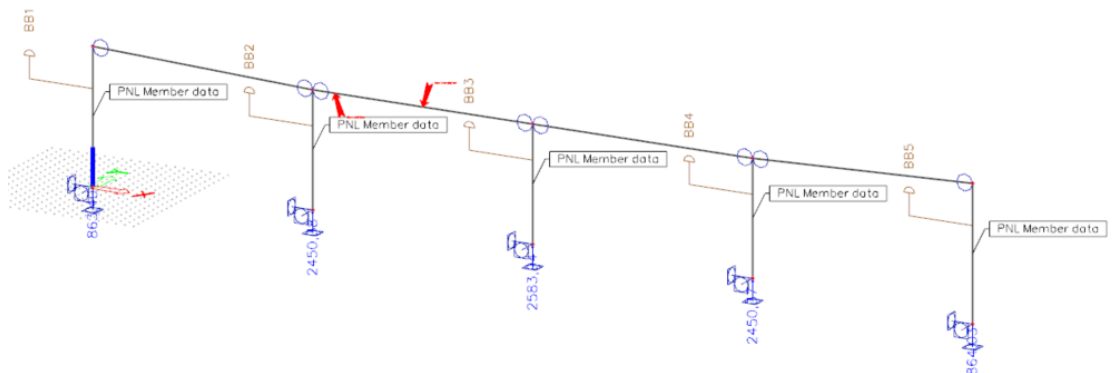


Taulukko 38. Epälineaarisen analyysin tulokset lumen ollessa määrävä kuorma

Pilari 680x680 14T32 (11260 mm <sup>2</sup> )			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	19,1	22,7	84.1%
$\sigma_{rc}$	296,7	435	68.2%
$\sigma_{rt}$	153,5	435	35,3%
$U_z$	33,7	83,5	40,4%
Rz	3211,7		
My	723,7		



Kuva 45. Pilareiden alapäissä vaikuttavien momenttien arvot tuulen ollessa määrävä kuorma



Kuva 46. Pilareiden alapäissä vaikuttavien pystysuuntaisten tukireaktioiden suuruus tuulen ollessa määrävä kuorma

Taulukko 39. Pilareiden alapäiden tukireaktiot ja momentit tuulen ollessa määräävä kuorma

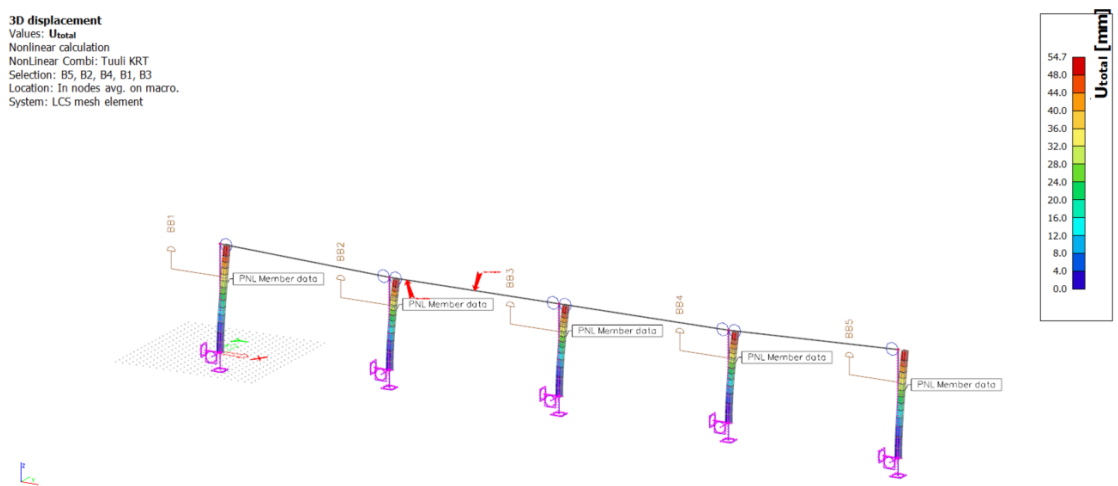
Support	Case	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn1/N9	Tuuli määräävä	-42,72	-0,43	864,03	82,41	-609,46	7,95
Sn2/N7	Tuuli määräävä	-23,89	0,38	2450,37	259,88	-860,81	8,92
Sn3/N5	Tuuli määräävä	-22,1	0,14	2583,94	294,17	-869,57	2,22
Sn4/N3	Tuuli määräävä	-23,91	0,38	2450,38	259,96	-861,47	-4,28
Sn5/N1	Tuuli määräävä	-67,18	-0,47	863,4	83	-681,4	-2,47

Taulukko 40. Pilareiden alapäissä vaikuttavien jännitysten ja venymien suuruus tuulen ollessa määräävä kuorma

Member	d x [m]	Case	$\epsilon_{cc}$ [1e-4]	$\epsilon_{ct}$ [1e-4]	$\epsilon_{rc}$ [1e-4]	$\epsilon_{rt}$ [1e-4]	$\sigma_{cc}$ [MPa]	$\sigma_{ct}$ [MPa]	$\sigma_{rc}$ [MPa]	$\sigma_{rt}$ [MPa]
B1	0	Tuuli määräävä	-10,8	13,1	-8,7	11,1	-12,5	0	-173,6	221
B2	0	Tuuli määräävä	-16,9	13,5	-14,3	10,9	-18,8	0	-285,5	217,5
B3	0	Tuuli määräävä	-17,6	13,8	-14,9	11	-19,5	0	-297,9	220,8
B4	0	Tuuli määräävä	-16,9	13,5	-14,3	10,9	-18,8	0	-285,4	217,2
B5	0	Tuuli määräävä	-9,8	11,5	-8	9,6	-11,4	0	-159,4	192,3

### 3D displacement

Values: Utotal  
 Nonlinear calculation  
 NonLinear Combi: Tuuli KRT  
 Selection: B5, B2, B4, B1, B3  
 Location: In nodes avg. on macro.  
 System: LCS mesh element



Kuva 47. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma

Taulukko 41. Pilareiden yläpäiden siirtymä käyttörajatilan yhdistelyssä tuulen ollessa määräävä kuorma

Nam e	dx [m]	Fibr e	Case	ux [mm]	uy [mm]	uz [mm]	$\phi_x$ [mrad]	$\phi_y$ [mrad]	$\phi_z$ [mrad]	Utotal [mm]
B1	0	2	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B1	14,7	1	Tuuli KRT	-2,6	0	-54,6	0	4,7	0	54,6
B2	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B2	12,5 4	1	Tuuli KRT	-5,1	0	-54,4	0	6,6	0	54,7
B3	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B3	12,5 4	1	Tuuli KRT	-5,3	0	-54,3	0	6,6	0	54,6
B4	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B4	12,5 4	1	Tuuli KRT	-5,1	0	-54,3	0	6,6	0	54,6
B5	0	1	Tuuli KRT	0	0	0	0	0	0	0
B5	14,7	1	Tuuli KRT	-2,7	0	-54,2	0	5,1	0	54,3

Taulukko 42. Epälineaarisen analyysin tulokset tuulen ollessa määräävä kuorma

Pilari 680x680 14T32 (11260 mm <sup>2</sup> )			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	19,5	22,7	85.9%
$\sigma_{rc}$	297,9	435	68.5%
$\sigma_{rt}$	220,8	435	50.8%
$U_z$	54,6	83,5	65.4%
Rz	2584		
My	869,6		

### 10.3 Laskentatulosten yhteenveto

Jigillä lineaarisella nimellisen kaarevuuden menetelmällä mitoitettiin kehän keskipilari 99% käyttöasteelle, jotta mitoitettua pilaria voidaan käyttää epälineaarisissa analyysissä ja tuloserot ovat helposti käsiteltävissä. Nimellisen kaarevuuden menetelmällä saatiin pilarin mitoituksesta taulukon 43 mukaiset tulokset:

Taulukko 43. Nimellisen kaarevuuden menetelmän tulokset lumen ollessa määräävä kuorma

Pilari 780x780 12T32 (9651mm <sup>2</sup> ) Lumi			
	Arvo	Sall.	KA
$N_{ed}$	3239		
$M_{y,2}$	2125		
$e_2$	556		
$U_z$	10,2	83,5	12.2%
Taivutus y-z			99.0%

jossa

Lumi on mitoittava kuormitusyhdistelmä, jossa lumi on määräävä kuorma

$N_{ed}$  on pilariin vaikuttava normaalivoima (pilarin alapään pystysuuntainen tukireaktio) [kN]

$M_{y,2}$  on pilarin mitoitusmomentti [kNm]

$e_2$  on pilarin toisen kertaluvun epäkeskisyyss [mm]

$U_z$  on pilarin yläpäähän siirtymä [mm]

Taivutus y-z on pilarin vinon taivutuksen vaikutuksen yhdistelmä

SCIAlla epälineaarisella yleisellä menetelmällä mitoitettiin kolme eri kokoista keskipilaria kahdella eri kuormitusyhdistelmällä, jotta pilarin toimintaa epälineaarisessa analyysissä voidaan tutkia paremmin. Mitoitus aloitettiin käyttämällä nimellisen kaarevuuden menetelmällä saatua pilaria, jonka jälkeen pilaria optimoitiin. Epälineaarisen analyysin antamat tulokset esitetään seuraavissa taulukoissa:

Taulukko 44. Epälineaarisen analyysin tulokset lumen ollessa määräävä kuorma

Pilari 780x780 12T32 (9651 mm <sup>2</sup> ) Lumi			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	12,1	22,7	53.3%
$\sigma_{rc}$	186,4	435	42.9%
$\sigma_{rt}$	46,1	435	10.6%
$U_z$	19,3	83,5	23.1%
Rz	3263,33		
My	547,6		

jossa

$\sigma_{cc}$  on betonin suurin puristusjännitys puristusvyöhykkeellä [N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{rc}$  on betoniterästen suurin puristusjännitys puristusvyöhykkeellä [N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{rt}$  on betoniterästen suurin vetojännitys vetovyöhykkeellä [N/mm<sup>2</sup>]

$U_z$  on pilarin yläpään siirtymä käyttörajatilassa [mm]

$R_z$  on pilarin alapään pystysuuntainen tukireaktio [kN]

$M_y$  on pilarin kehän suuntainen mitoitusmomentti tuella [kNm]

Taulukko 45. Epälineaarisen analyysin tulokset tuulen ollessa määräävä kuorma

Pilari 780x780 12T32 (9651 mm <sup>2</sup> ) Tuuli			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	12,6	22,7	55.5%
$\sigma_{rc}$	192,1	435	44.1%
$\sigma_{rt}$	97,5	435	22.4%
$U_z$	31,7	83,5	38.0%
Rz	2635,6		
My	697,7		

Keskipilarin ollessa 780x780 raudoituksella 12T32 epälineaarisessa analyysissä mitoit-  
tavaksi kuormitusyhdistelmäksi määräytyi tulosten mukaan tapaus, jossa tuuli-  
kuorma on määräävä kuorma ja lumikuorma on pienennetty yhdistelykertoimilla.

Taulukko 46. Epälineaarisen analyysin tulokset lumen ollessa määräävä kuorma

Pilari 780x780 4T32 (3217 mm <sup>2</sup> ) Lumi			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	15,4	22,7	67.8%
$\sigma_{rc}$	242,3	435	55.7%
$\sigma_{rt}$	86,4	435	19.9%
$U_z$	24,1	83,5	28.9%
Rz	3263,33		
My	623,9		

Taulukko 47. Epälineaarisen analyysin tulokset tuulen ollessa määräävä kuorma

Pilari 780x780 4T32 (3217 mm <sup>2</sup> ) Tuuli			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	20,2	22,7	89.0%
$\sigma_{rc}$	310,5	435	71.4%
$\sigma_{rt}$	299,5	435	68.9%
$U_z$	40,6	83,5	48.5%
Rz	2635,6		
My	917,2		

Keskipilarin ollessa 780x780 raudoituksella 4T32 epälineaarisisssa analyysissa mitoit-  
tavaksi kuormitusyhdistelmäksi määräytyi tulosten mukaan tapaus, jossa tuuli-  
kuorma on määräävä kuorma ja lumikuorma on pienennetty yhdistelykertoimilla.

Pilari 680x680 14T32 (11260 mm <sup>2</sup> ) Lumi			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	19,1	22,7	84.1%
$\sigma_{rc}$	296,7	435	68.2%
$\sigma_{rt}$	153,5	435	35,3%
$U_z$	33,7	83,5	40,4%
Rz	3211,7		
My	723,7		

Pilari 680x680 14T32 (11260 mm <sup>2</sup> ) Tuuli			
	Arvo	Sall.	KA
$\sigma_{cc}$	19,5	22,7	85.9%
$\sigma_{rc}$	297,9	435	68.5%
$\sigma_{rt}$	220,8	435	50.8%
$U_z$	54,6	83,5	65.4%
Rz	2584		
My	869,6		

Keskipilarin ollessa 680x680 raudoituksella 14T32 epälineaarisessa analyysissä mitoit-  
tavaksi kuormitusyhdistelmäksi määräytyi tulosten mukaan tapaus, jossa tuuli-  
kuorma on määräävä kuorma ja lumikuorma on pienennetty yhdistelykertoimilla.



## 11 Pohdinta

Opinnäytetyön tavoitteena oli selvittää ja vertailla lineaarisen nimellisen kaarevuuden menetelmän ja epälineaarisen yleisen menetelmän antamia tuloksia mastopilarikehän rakennelaskelmissa. Ennen opinnäytetyön aloitusta yrityksellä oli käsitys laskentamenetelmien välisistä eroista mastopilarikehien laskemisessa, mutta opinnäytetyön edetessä aloimme ymmärtää, mistä tekijöistä erot johtuvat ja kuinka suuria ne voivat olla tämän kokoluokan rakenteissa. Epälineaarisen laskentamenetelmän avulla saadut pienemmät rasitukset eivät vaikuta pelkästään pilareiden kustannuksiin vaan ne vaikuttavat myös pilarin alapään pulttiliitoksiin sekä anturoihin, ja suuressa hallirakennuksessa näistä koostuu merkittävä ero kokonaiskustannuksissa.

Työssä suurinta pohdintaa aiheutti vinon taivutuksen laskenta. Rakenteen ollessa taivutettu kahden pääkselin suunnassa rakenteeseen syntyy vinoa taivutusta ja tämän määrittämisessä on eurokoodin osalta epäselvyyksiä ja tulkinnanvaraa. Jigillä laskettaessa vinoksi taivutukseksi määräytyy tarkasteltavan suunnan ensimmäisen ja toisen kertaluvun momenttien sekä heikomman suunnan ensimmäisen kertaluvun momentin yhdistelmien kokeilu kummankin pääkselin suhteen ja epäedullisin tapaus mitoittaa rakenteen. Tämä menettelytapa on eurokoodissa esitettyinä yksinkertainen tarkastelu, jonka käyttö on sallittua vain, jos hoikkeuksien ja epäkeskisyyksien ehdot täyttyvät. Opinnäytetyössä tutkittavassa tapauksessa ehdot eivät täyty, mutta silti Jigi käyttää yksinkertaista menetelmää ajatellen, ettei pilari voi nurjahtaa kuin yhdessä pääsuunnassa. Epälineaarisen analyysin mukaisen vinon taivutuksen laskentatavasta ei ole tietoa, mutta se on otettu huomioon asettamalla rakenne kaltevaksi molempien pääkselien suuntaan alkuepäkeskisyyden verran ja se näkyy heikompaan suuntaan syntyvänä momenttina tuloksissa.

Tutkimustuloksien ensimmäisessä vaiheessa nähtiin jo selkeästi, kuinka suuri ero mastopilarikehän keskipilarin mitoituksessa on lineaarisen nimellisen kaarevuuden ja epälineaarisen yleisen menetelmän välillä, kun käytettiin samoja pilareita ja teräsmääriä. Verrattaessa nimellisen kaarevuuden menetelmän ja epälineaarisen analyysin antamia mitoitusmomenteja samanlaisen pilarin mitoituksessa, tuloksista voidaan arvioida suurimmalta osalta laskentamenetelmien välisiä eroja ja toimintaa

omien olettamuksien mukaisesti. Nimellisen kaarevuuden menetelmässä pilarille lasketaan teoreettinen kaarevuus eli toisen kertaluvun epäkeskisyys, joka kasvaa lineaarisesti pilarin pituuden kasvaessa. Saadulle teoreettiselle epäkeskisyydelle normaalivoima aiheuttaa toisen kertaluvun momentin, joka ensimmäisen kertaluvun momentin kanssa muodostaa lopullisen mitoitusmomentin. Teoreettinen epäkeskisyys ei ole verrattavissa pilarin todelliseen siirtymätilaan, joten korkeilla pilareilla tämä laskentatapa aiheuttaa rakenteen ylimitoituksen. Epälineaarisisessa analyysissa ohjelma asettaa pilarille asteittain kasvavan kuormituksen, jolla etsitään pilarin halkeaman aiheuttava rajakuorma. Halkeaminen aiheuttaa pilarissa taivutusjäykkyuden heikkenemisen, joka vaikuttaa pilarin siirtymätilaan. Analyysissa halkeamia aiheutetaan iteratiivisella menetelmällä useasti, jonka jälkeen kokonaisuudesta saadaan pilarin todellinen siirtymä, jolle normaalivoima aiheuttaa toisen kertaluvun momentin.

Ensimmäisen vaiheen vertailun jälkeen epälineaarisisessa analyysissa rakennetta optimoitiin pyrkimällä suurempaan käyttöasteeseen ja näin ollen myös kustannustehokkaampaan suunnitteluun. Rakenteiden optimointivaiheessa pilarin koon pienentämisestä johtuvista tuloksista pystyttiin tulkitsemaan pilarin toimintaa lisää ja antamaan lisävarmuutta aiemmin mainitulle näkemykselle epälineaarisen laskennan toiminnasta. Ensimmäisen vaiheen tarkastelussa pilari sisältää paljon raudoitusta, eikä tästä syystä halkea niin paljon kuin vähemmän raudoitettu pilari ja tämä näkyy mitoitusmomenteissa, siirtymässä sekä jännitysarvoissa.

Lopullisten optimointien jälkeen pystyttiin helposti vertailemaan nimellisen kaarevuuden ja epälineaarisen analyysin avulla saatavia eroja materiaalikustannuksissa.

## Lähteet

Betonirakenteiden suunnitteluperusteet. 2009. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, osa 2. 2009. Betoniteollisuus. Verkkodokumentti. Viitattu 29.1.2018.

[http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_2\\_Betonirakenteiden\\_suunnitteluperusteet.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_2_Betonirakenteiden_suunnitteluperusteet.pdf)

SFS-EN 1992-1-1:2015. Betonirakenteiden suunnittelu. Suomen Standardisoimisliitto. SFS. Vahvistettu 19.1.2015. Viitattu 29.1.2018. <https://janet.finna.fi>, SFS Online.

Koponen, A. & Haara, T. 2017. Betoniterästiedote. Rakennusteollisuus. Verkkodokumentti. Viitattu 31.1.2018. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/24126/Betoniter%C3%A4stiedote%2027062017.pdf>

SFS-EN 1990+A1+AC:2010. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Suomen standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 26.6.2006. Viitattu 1.2.2018. <https://janet.finna.fi>, SFS Online.

SFS-EN 1991-1-1+AC:2011. Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, omapaino ja rakennusten hyötykuormat. Suomen standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 21.10.2002. Viitattu 1.2.2018. <https://janet.finna.fi>, SFS Online.

SFS-EN 1991-1-3+AC+A1:2016. Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Lumikuormat. Suomen standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 5.10.2015. Viitattu 2.2.2018. <https://janet.finna.fi>, SFS Online.

RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

SFS-EN 1991-1-4+AC+A1:2011. Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Suomen standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 24.1.2011. Viitattu 3.2.2018. <https://janet.finna.fi>, SFS Online.

Nykyri, P. 2013. By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013- osa 1. Suomen betoniyhdistys. Helsinki: BY- koulutus.

Nykyri, P. 2014. by 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014 - osa 2. Suomen Betoniyhdistys. Helsinki: BY-Koulutus.

Lähteenmäki, M. N. d. Elementtimenetelmän perusteet. Verkkodokumentti. Viitattu 12.2.2018. [http://personal.inet.fi/koti/mlahteen/arkistot/elpe\\_pdf/johdanto.pdf](http://personal.inet.fi/koti/mlahteen/arkistot/elpe_pdf/johdanto.pdf)

Elementtimenetelmän perusteet. N. d. Sessio 03: FEM- analyysityypit. Verkkodokumentti. Viitattu 12.2.2018. <http://www2.amk.fi/digma.fi/www.amk.fi/material/attachments/vanhaamk/digma/5h5F5GiAj/FES03.pdf>

Jäykistysjärjestelmät. 2010. Betoniteollisuus ry. Verkkodokumentti. Viitattu 12.2.2018. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>

EC 5. N. d. Sovelluslaskelmat. Hallirakennus. Eurokoodi 5. Puuinfo. Verkkodokumentti. Viitattu 13.2.2018. <http://puuinfo.fi/sites/default/files/content/rakentaminen/eurokoodit-ja-standardit/ec5-sovelluslaskelmat-hallirakennus/ec5-sovelluslaskelmat-hallirakennustoinen-painos.pdf>

Leskelä, M. 2010. Puristettujen rakenteiden tarkastelu standardissa SFS-EN 1992-1-1. Verkkodokumentti. Viitattu 13.2.2018. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/22633/PILARIEN%20MITOITUS%20EUROKOODI%20%20MUKAISESTI.pdf>

Taipuma. 2012. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, osa 8. Betoniteollisuus. Verkkodokumentti. Viitattu 19.2.2018. [http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_8\\_Taipuma.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_8_Taipuma.pdf)

Leskelä, M. 2005. BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen betoniyhdistys.

Pilarit. 2009. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, osa 5. Betoniteollisuus. Verkkodokumentti. Viitattu 5.3.2018. [http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_5\\_Pilarit.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_5_Pilarit.pdf)

## **Liitteet**

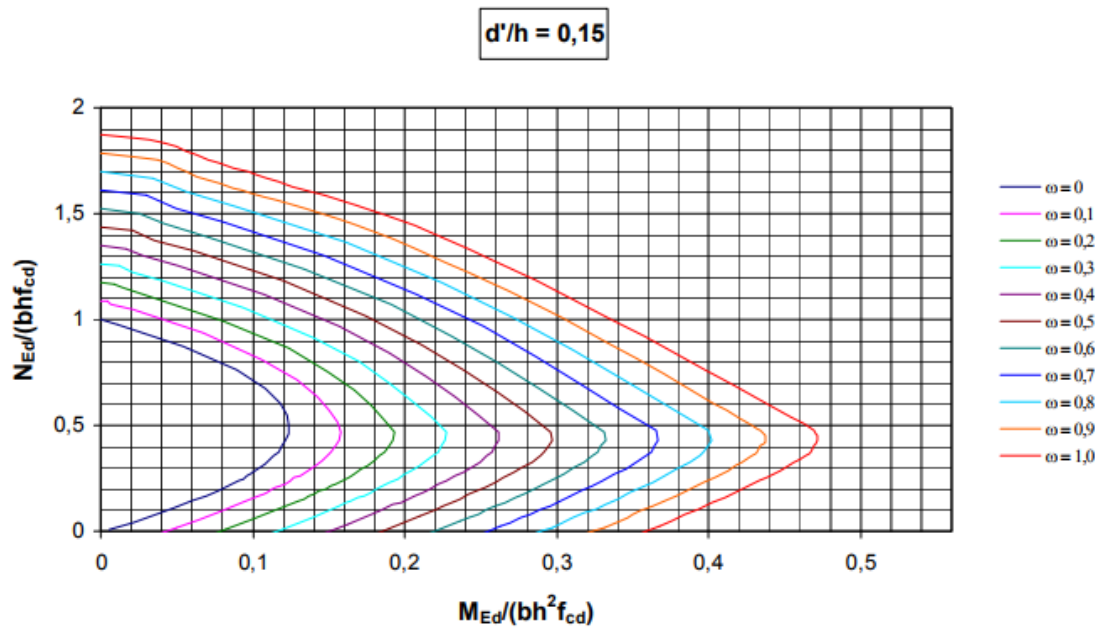
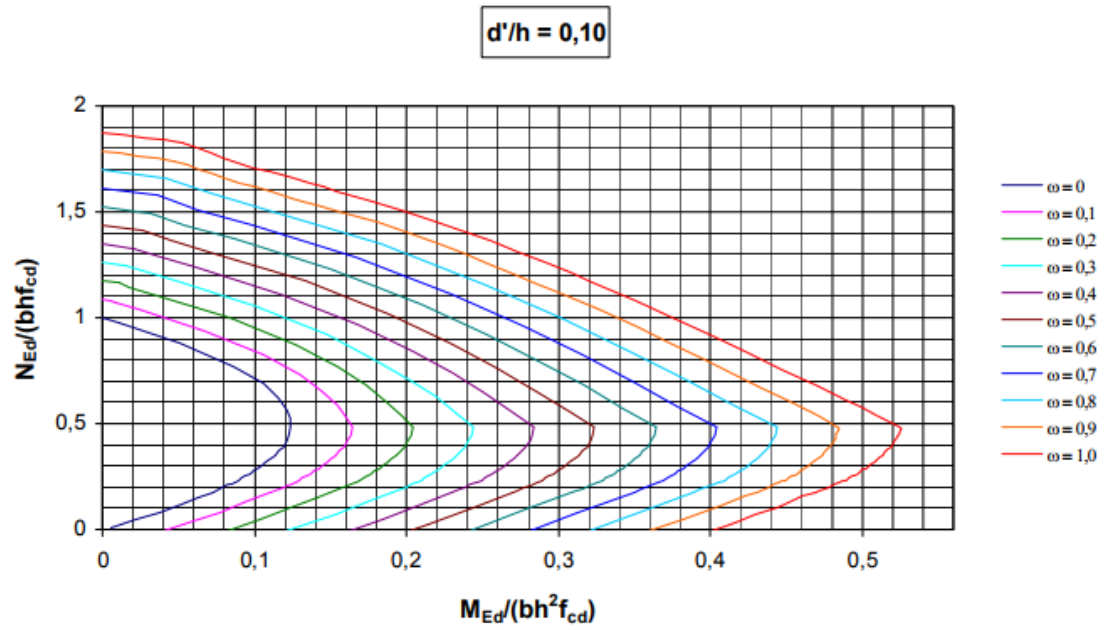
Liite 1. Suorakaidepilarin yhteisvaikutusdiagrammit

Liite 2. Mitoitettavan hallin mittapiirros

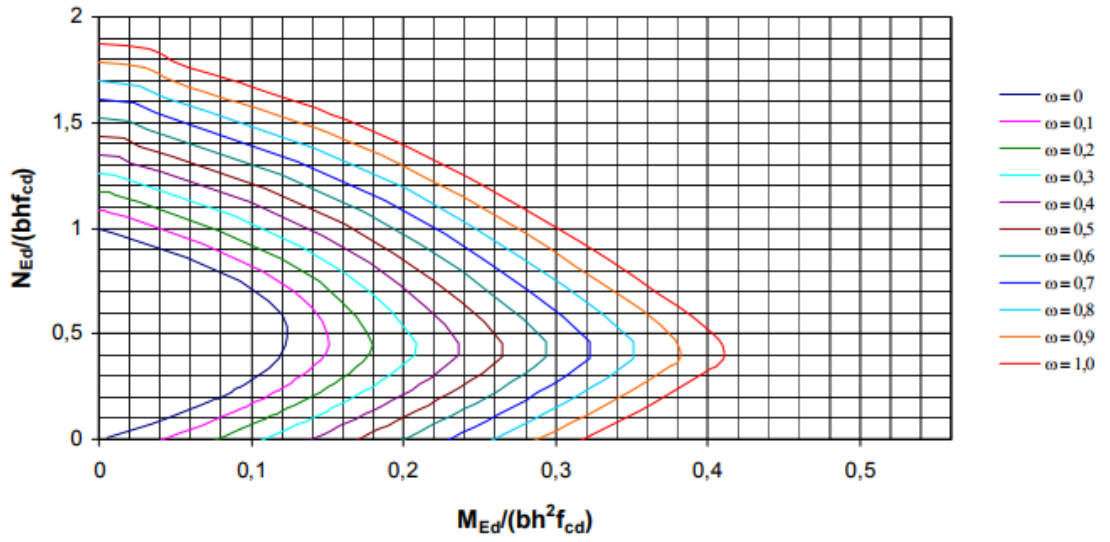
Liite 3. Lineaarinen nimellisen kaarevuuden menetelmän laskenta

Liite 4. Epälineaarisen menetelmän laskenta

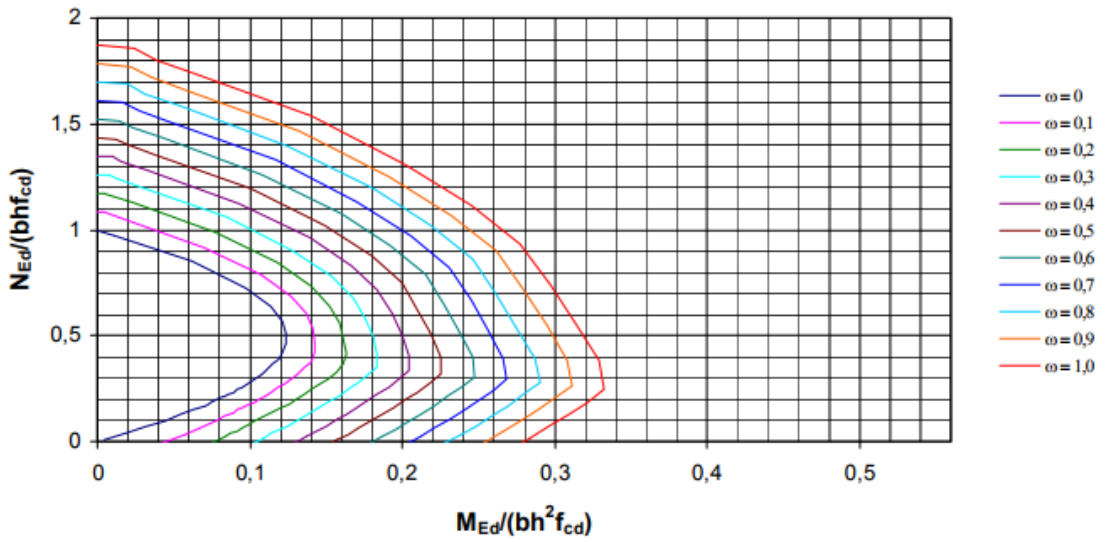
## Liite 1. Suorakaidepilarin yhteisvaikutusdiagrammit



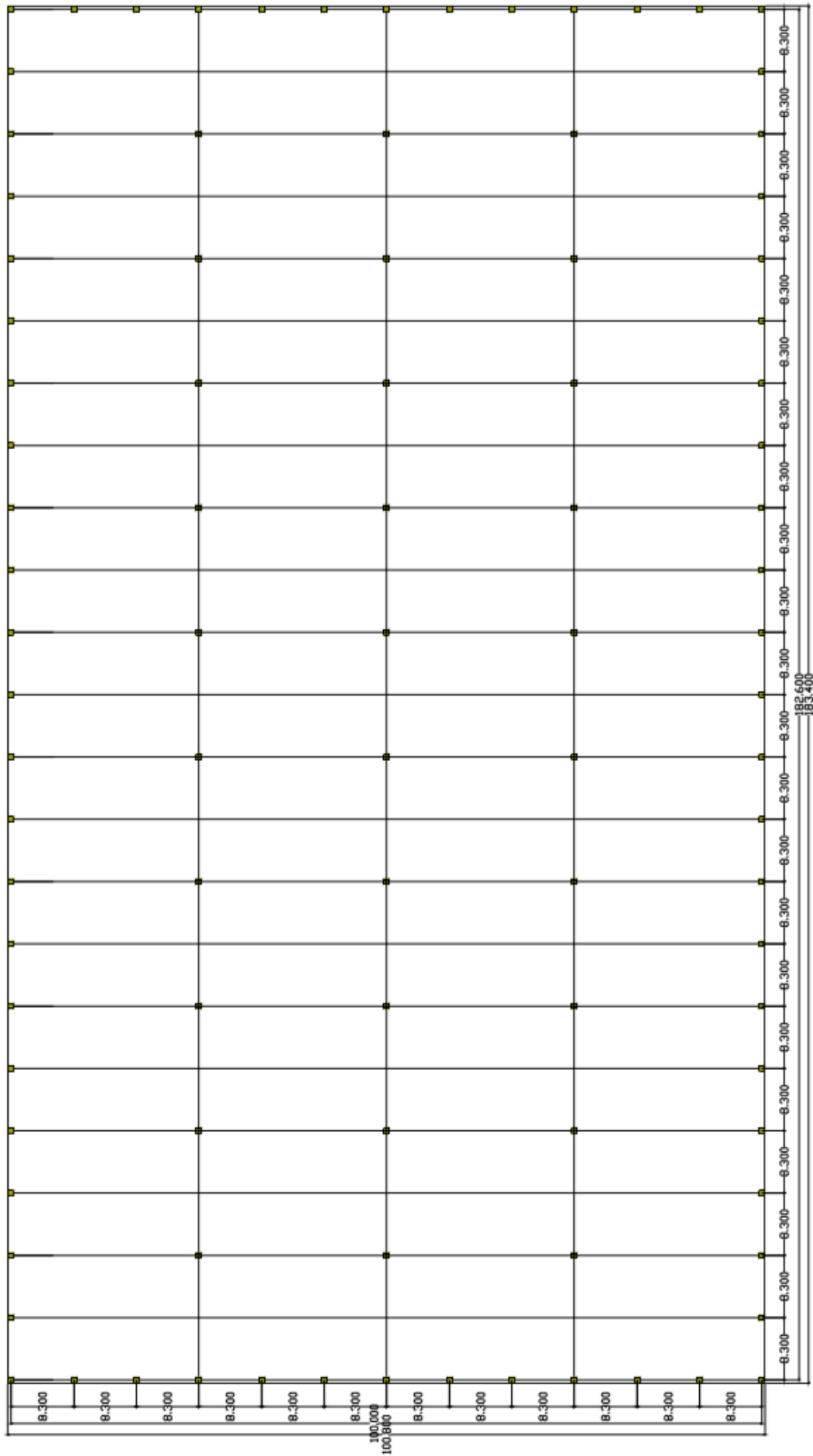
$d'/h = 0,20$



$d'/h = 0,25$



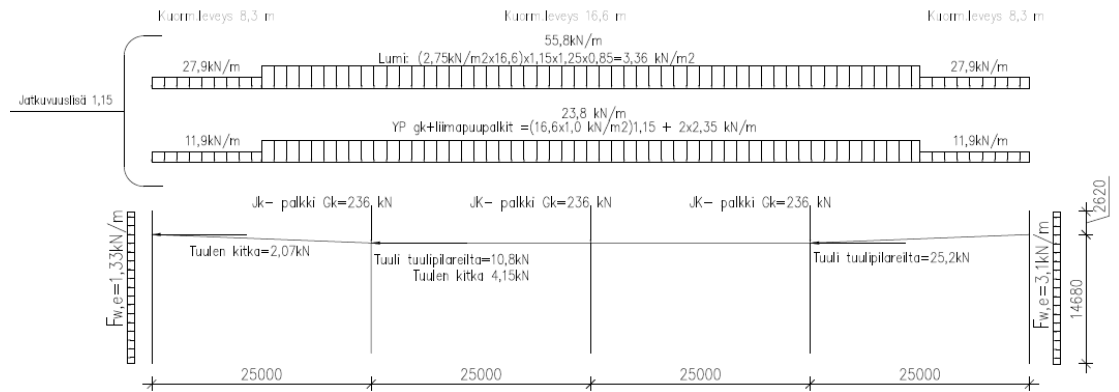
### Liite 2. Hallin tasopirros





## Liite 3. Mitoitettavan kehän kuormakaavio

KUORMAKAAVIO  
JAKO 8,3m

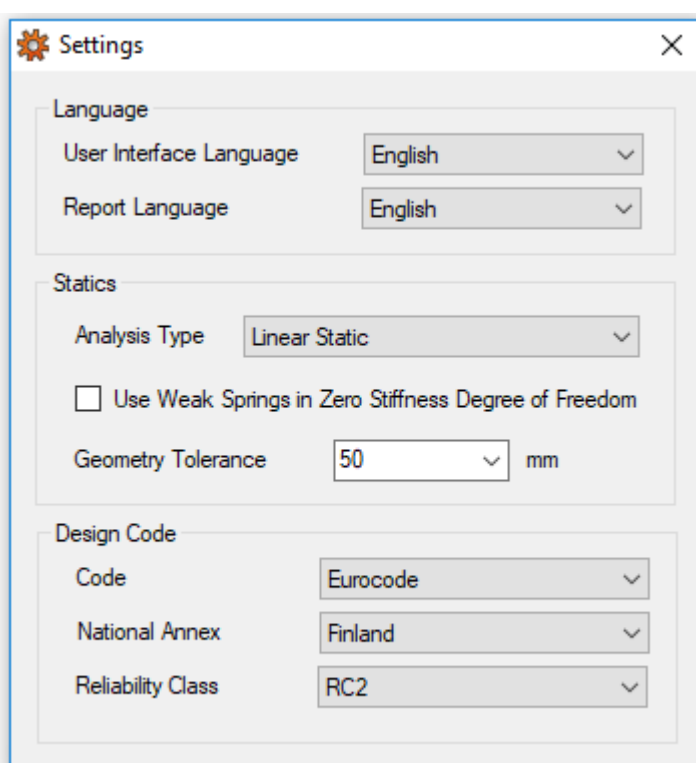


## Liite 4. Lineaarinen nimellisen kaarevuuden menetelmän laskenta

### 1 Johdanto

Tässä liitteessä käydään läpi mastopilarikehän lineaarinen nimelliseen kaarevuuteen perustuva analyysi ja rakenteiden mitoitus Jigi FEM-laskentaohjelmalla.

### 2 Laskenta-asetukset

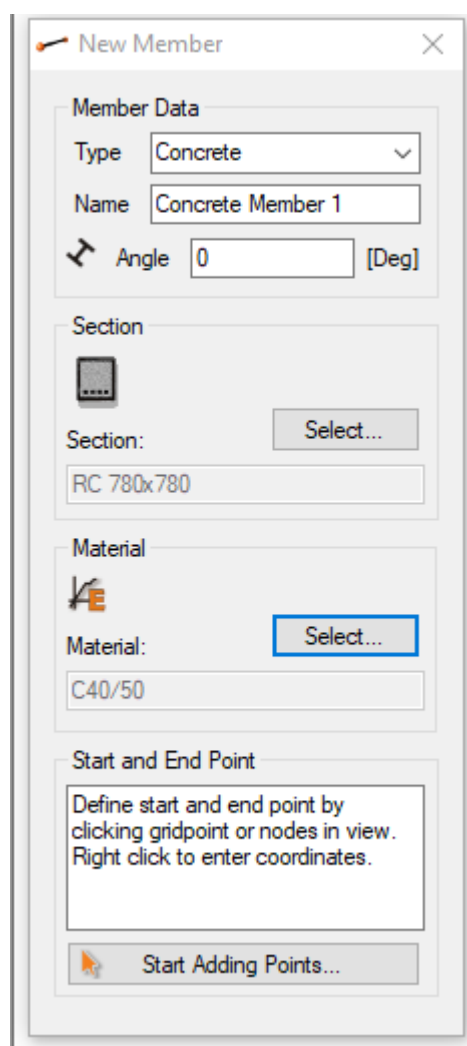


Projektin *settings* aloitusnäytöltä määritetään laskentaan liittyvät asetukset kuten laskentatyyppi, toleranssit, laskentojen teoriapohja eli eurokoodi ja Suomen kansallinen liite sekä luotettavuusluokka.

### 3 Poikkileikkaukset ja rakenteiden mallinnus

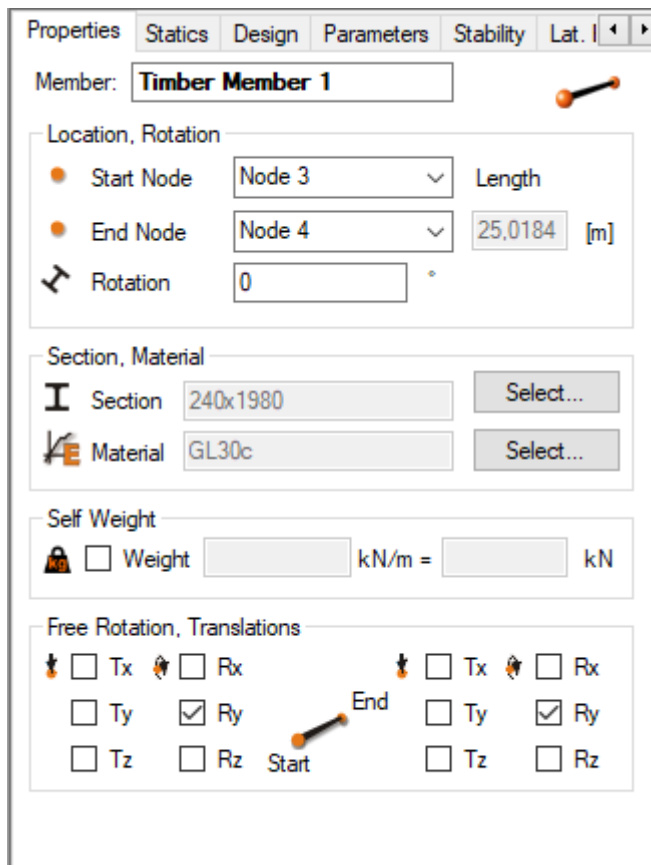
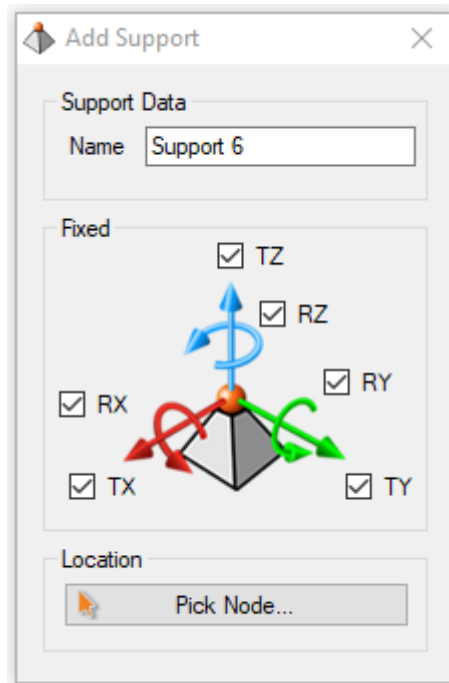
#### 3.1 Poikkileikkaukset

Alkuasetuksien jälkeen valitaan sivupalkista rakenteiden mallinnusvalinta *members*, joka avaa poikkileikkauksien määrittämisvalikon, koska malliin ei ole määritetty aiempia poikkileikkauksia. Poikkileikkauksivalikossa määritetään käytettävät materiaalit ja poikkileikkaukset sekä niiden materiaaliominaisuudet.



#### 3.2 Rakenteen mallintaminen

Poikkileikkausten määrittämisen jälkeen rakenteet mallinnetaan oikeisiin koordinaatteihin oikean mittaisina. Mallinnuksen jälkeen rakenteisiin lisätään suunnitellun rakennemallin mukaiset tuennat ja vapausasteet. Mastopilarin alapää toimii jäykkänä liittoksena ja pilareiden yläpäiden liitos palkkeihin on nivel, joka toimii saranaliitoksena.



## 4 Kuormat, kuormitustapaukset sekä kuormitusyhdistelmät

Rakenteiden mallinnuksen jälkeen lisätään kuormat rakenteisiin *loads* valikon alta.

Kuormat kannattaa lisätä globaalin koordinaatiston mukaan, jotta kuormien jakautuminen vinoissa tasoissa täsmää todellista kuormitustilannetta. Kuormaa lisätessä täytyy muistaa valita kuormitustapaus eli kuorman tyyppi, koska Jigi tekee automaattisesti kuormitusyhdistelmät kuormitustapausten mukaan.

Lisättyjen kuormien lisäksi on hyvä varmistaa, että rakenteiden omapainon laskenta ei ole käytössä, jos kuormakaavion kuormituksiin ne ovat jo laskettu.

Constant Load

Load Values

fX 1 0 [kN/m]

fY 1 0 [kN/m]

fZ 1 0 [kN/m]

fX 2 0 [kN/m]

fY 2 0 [kN/m]

fZ 2 0 [kN/m]

Coord. System World

Variable

Load Projected To Member

Load Location

Apply To Full Length

Start Position 0 [m]

End Position 0 [m]

Load Data

Name Continuous Load 1!

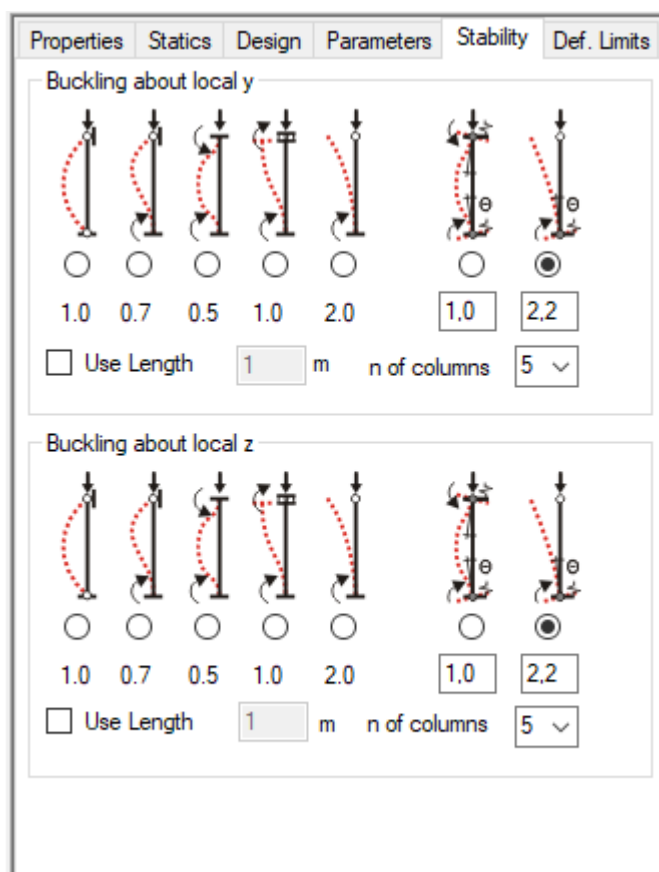
Load Case Permanent

Location

Select Member...

## 4.1 Nurjahdussuunnat ja nurjahduspituudet

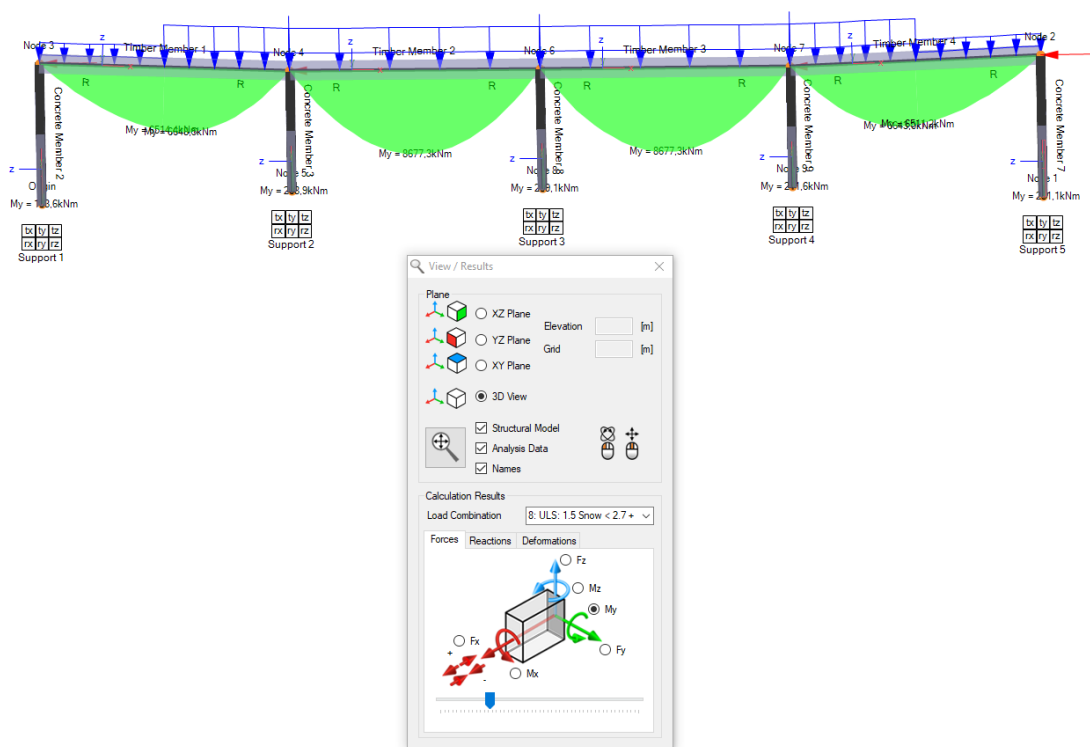
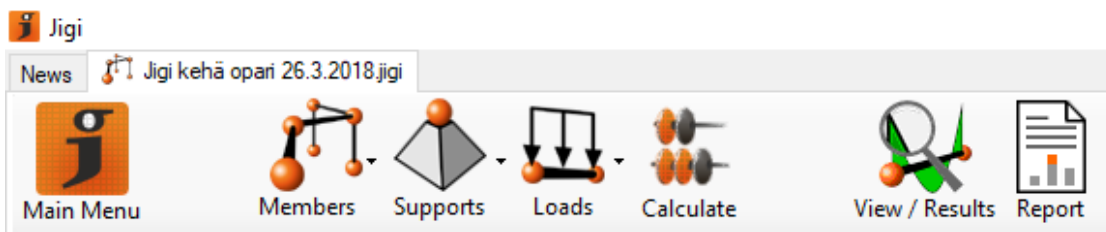
Pilareiden nurjahdussuunnat ja kertoimet määritetään valitsemalla pilarit yksi kerrallaan ja muuttamalla *stability* välilehdeltä nurjahdustapaus ja sen mukainen kerroin sekä kehän suunnassa olevien pilarien määrä. Tarkasteltavan hallin pitkän sivun suuntainen (kehän suunnassa poikittainen) jäykistys suoritetaan keskipilareiden kohdalla poikittaissuuntaisella kehärakenteella ja reunapilareilla päädyn tuuliristikoilla. Tässä tapauksessa siis keskipilarit ovat sivusiirtyviä molempiin suuntiin ja reunapilarit vain kehän suuntaan, mutta laskenta suoritetaan silti siten, että kaikki pilarit ovat molempiin suuntiin sivusiirtyviä eli nurjahduskerroin on 2,2 molempiin suuntiin.

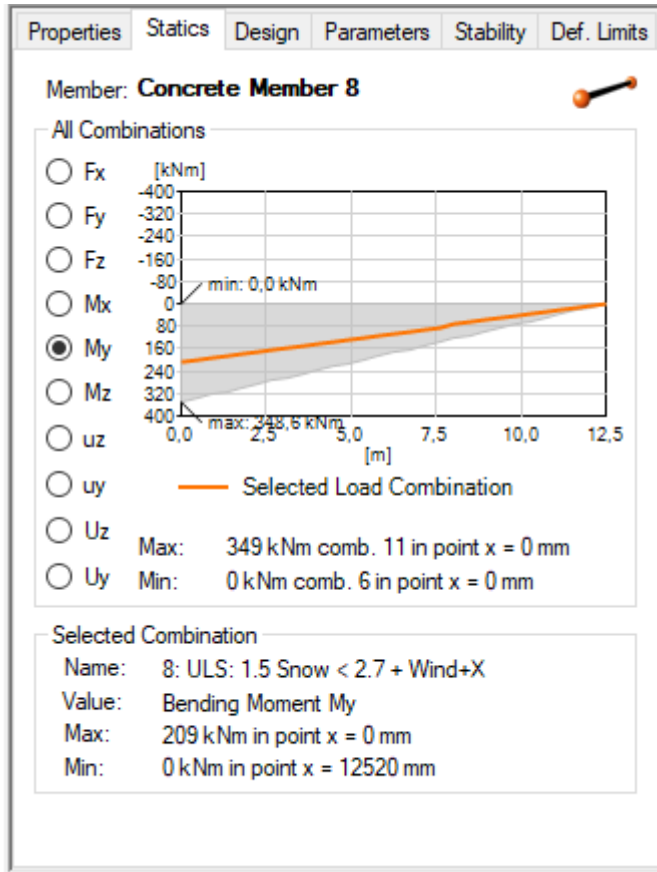


## 5 Rakenneanalyysi

Laskentamallin määrittämisen jälkeen malli lasketaan lineaarisesti klikkaamalla yläpalkista löytyvää kuvan osoittamaa *calculate* painiketta. Laskennan jälkeen tuloksia voidaan tarkastella useammalla eri tavalla, mitkä huomioivat laskennan eri vaiheet ja

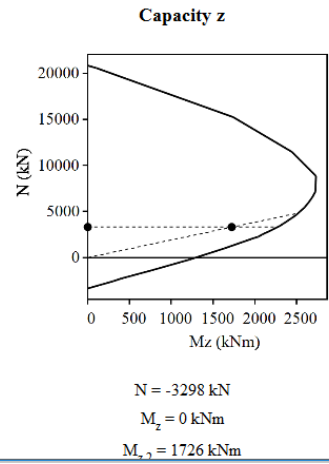
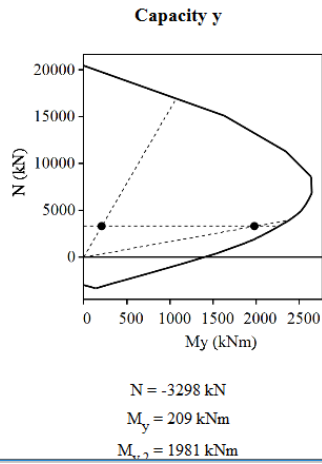
tarkasteltavat osat. *View/results* valinnan alta voidaan määrittää mitä kuormitusyhdistelmää tarkastellaan ja nämä tulokset saa näkyville näytölle tulevien koko mallin tuloksien lisäksi valitsemalla yksittäisen rakenteen tai solmun ja katsomalla tuloksia *static* välilehdeltä. Nämä tulokset ovat kaikki ensimmäisen kertaluvun mukaisia tuloksia, joten lopullisia mitoitus tuloksia varten avataan *report* välilehti ja sieltä halutun osan valitsemalla saadaan auki laskennan kokonaisraportti, jossa saadut tulokset ovat pahimman kuormitusyhdistelmän mukaisia.





Member Reports

Beam	Ratio	Statics	Simple	Full
All	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Concrete Member 2	0.98	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Concrete Member 3	0.98	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Concrete Member 7	0.98	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Concrete Member 8	0.98	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Concrete Member 9	0.98	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Timber Member 1	99.16	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Timber Member 2	168.24	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>





## Liite 5. Epälineaarinen laskenta

### 1 Johdanto

Liitteessä käydään läpi mastopilarikehän epälineaarinen rakenneanalyysi SCIA Engineer 17.1 ohjelmalla.

### 2 Laskenta-asetukset

Projektin *basic data* aloitusnäytöltä määritetään laskentaan liittyvät asetukset, joita ovat mm. käytettävät materiaalit, mallinnustyyli ja koordinaatistot sekä laskentojen teoriapohja eli eurokoodi sekä Suomen kansallinen liite.

Perusasetuksien jälkeen valitaan *Functionality* välilehdeltä käytettävät laskentamenetelmät sekä epälineaarisen analyysin lisämoduulit.

Project data

Basic data | Functionality | Actions | Unit Set | Protection

**Data**

Name: Opinnäytetyö lineaarinen

Part: -

Description: -

Author: -

Date: 26. 02. 2018

**Material**

Concrete	<input checked="" type="checkbox"/>
Material	C30/37
Reinforcemen...	B 500B
Steel	<input type="checkbox"/>
Timber	<input checked="" type="checkbox"/>
Material	GL 30c (E)
Masonry	<input type="checkbox"/>
Other	<input checked="" type="checkbox"/>
Aluminium	<input checked="" type="checkbox"/>

**Code**

National Code: EC - EN

National annex: Finnish SFS-EN NA

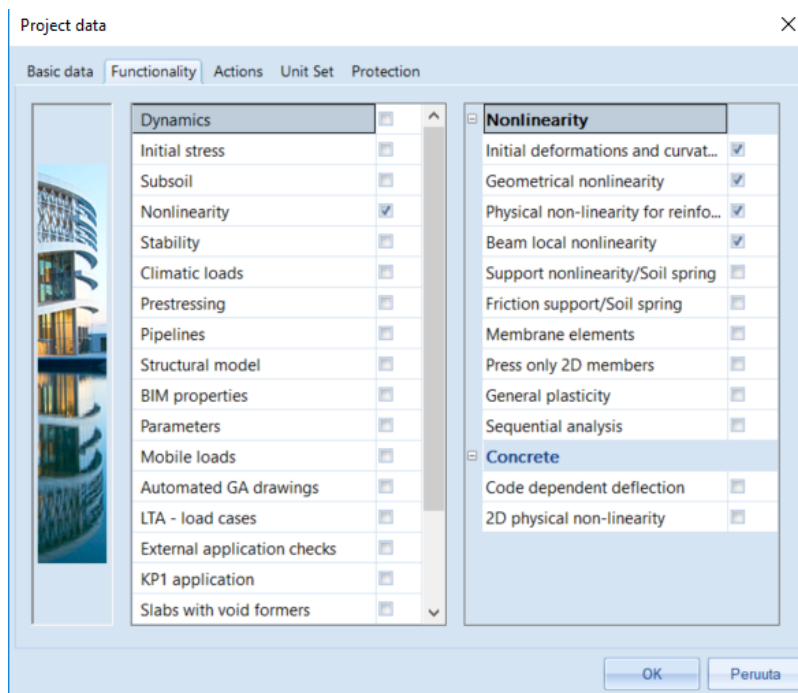
**Structure**

Structure: [Post processing environment](#)

General XYZ | v16 and older

Model: One

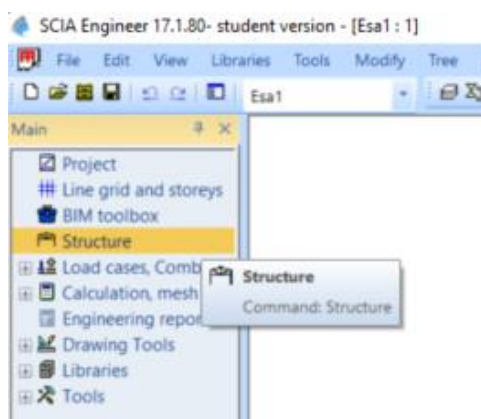
OK | Peruuta

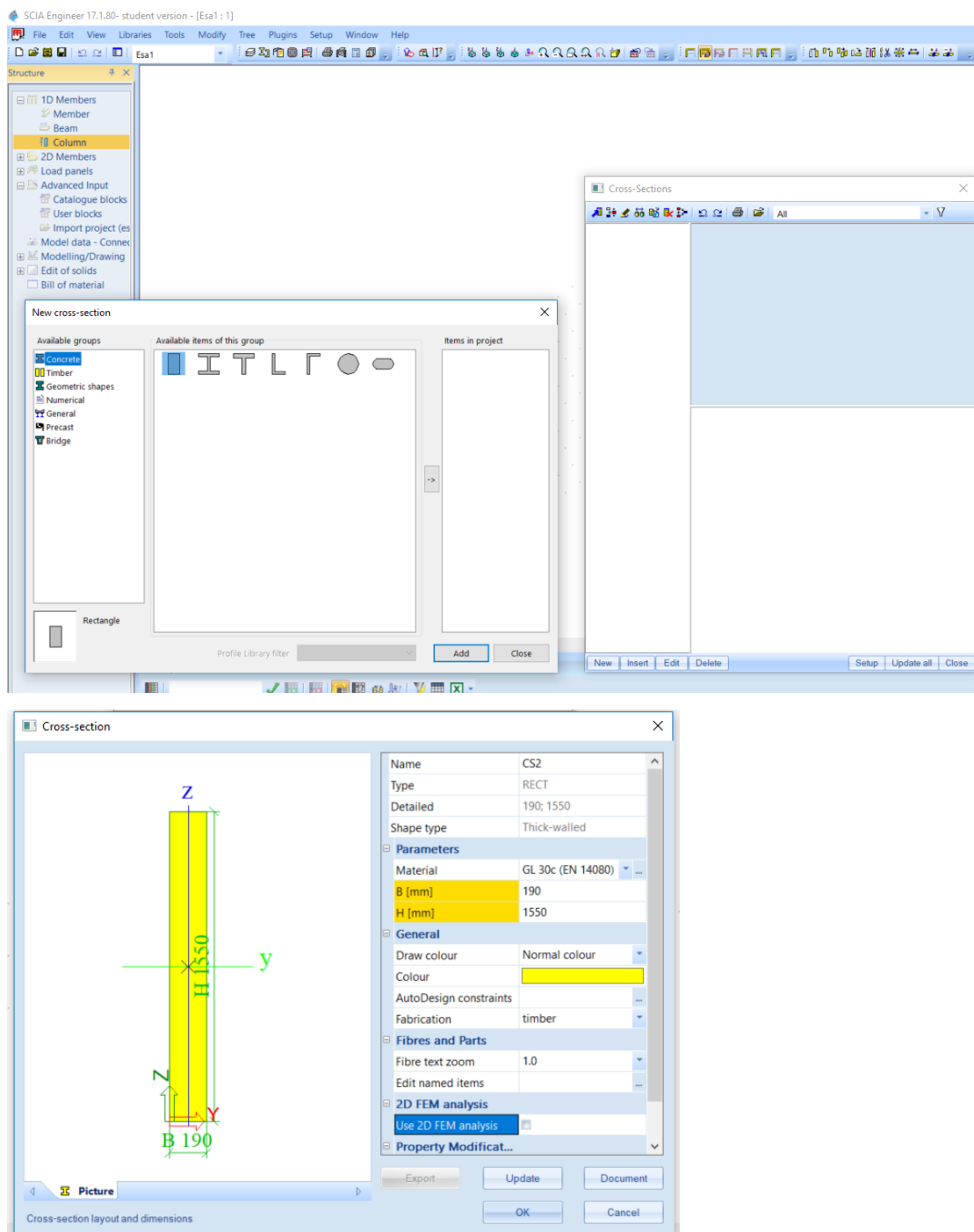


### 3 Poikkileikkaukset ja rakenteiden mallinnus

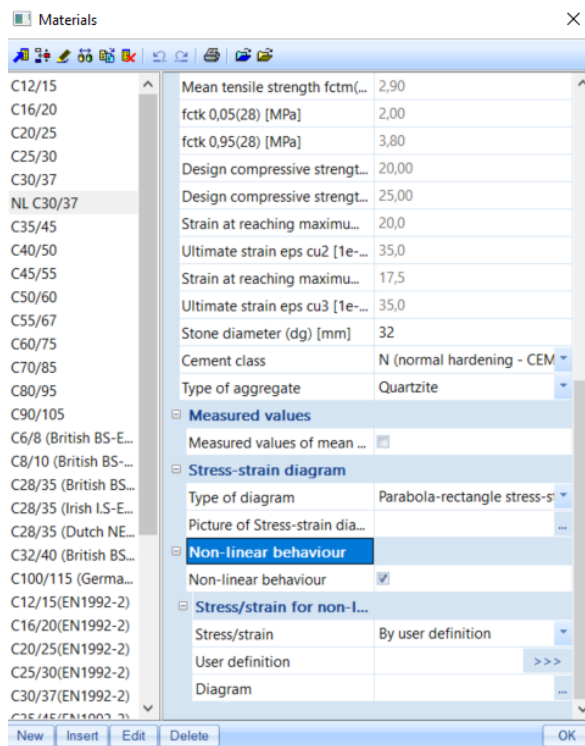
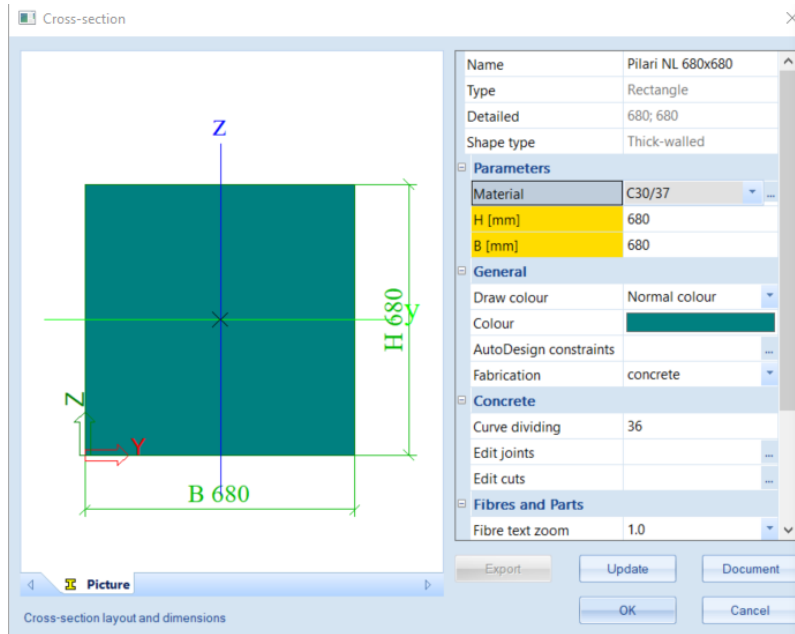
#### 3.1 Poikkileikkaukset ja materiaalit

Alkuasetuksien jälkeen valitaan sivupalkista rakenteiden mallinnusvalinta *structure*, joka avaa poikkileikkauksien määrittämisvalikon, koska malliin ei ole määritetty aiempia poikkileikkauksia. Poikkileikkausvalikossa määritetään käytettävät materiaalit ja poikkileikkaukset sekä niiden materiaaliominaisuudet.





Epälinearisessa laskennassa betonipilarin materiaaliominaisuus eli jännitys-muodonmuutoskuvaaja muokataan vastaamaan epälineaarista käyttäytymistä. Materiaalin valikosta valitaan parabolinen jännitys-venymäkuvaaja, epälineaarinen käyttäytyminen sekä kerrotaan kuvaajan venymäarvot viruma-asteen maksimiarvolla 3,0, jos sitä ei määritetä tarkemmin.



Stress/strain diagram for non-linear analysis (User definition) - Concre... X

Strain[1e-4]	Stress[MPa]
Limit strain in tension [1e-4]	0,0
Limit strain in compression [1e-4]	-35,0

Select diagram X

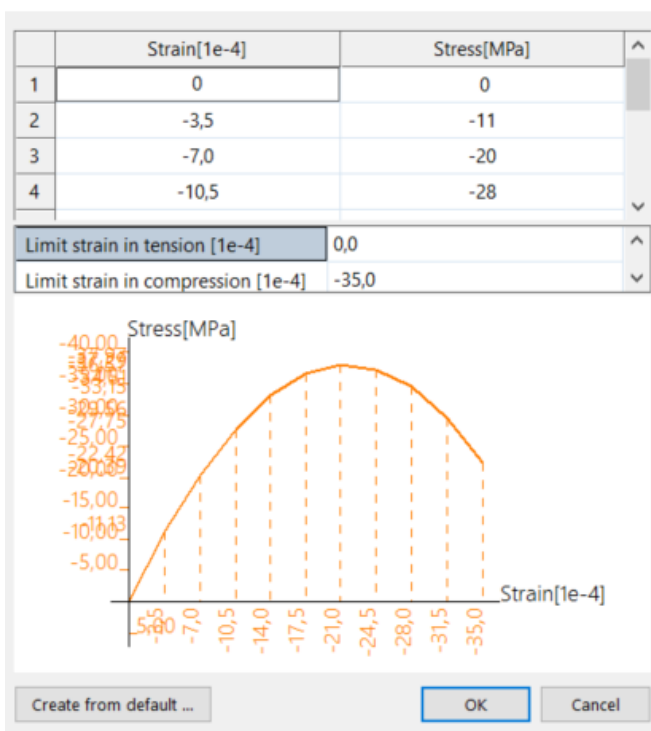
Stress/strain By code without ter

Type of diagram Parabolic

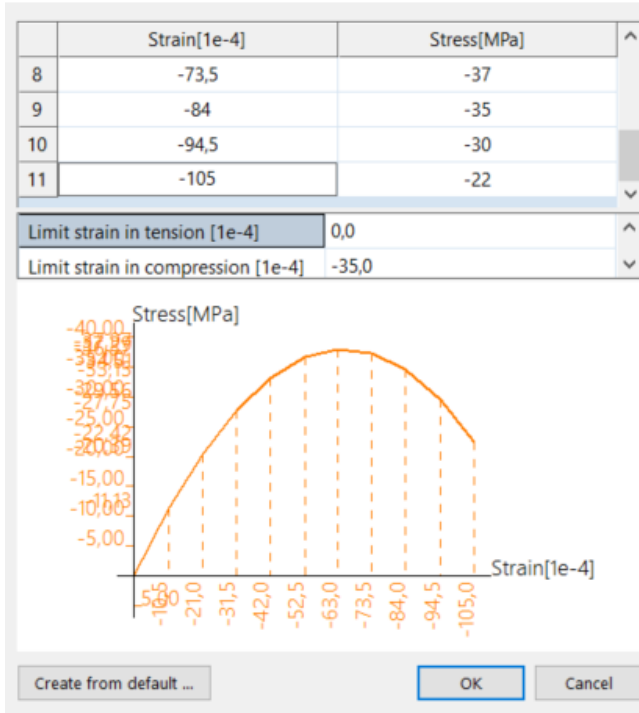
OK Cancel

Create from default ... OK Cancel

Stress/strain diagram for non-linear analysis (User definition) - Concre... X

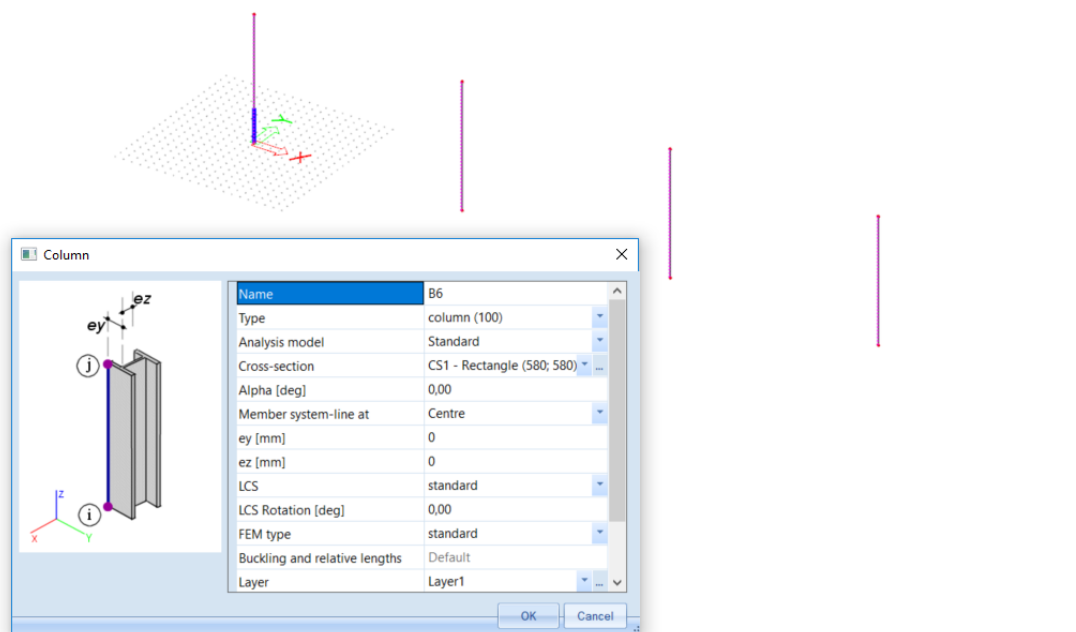


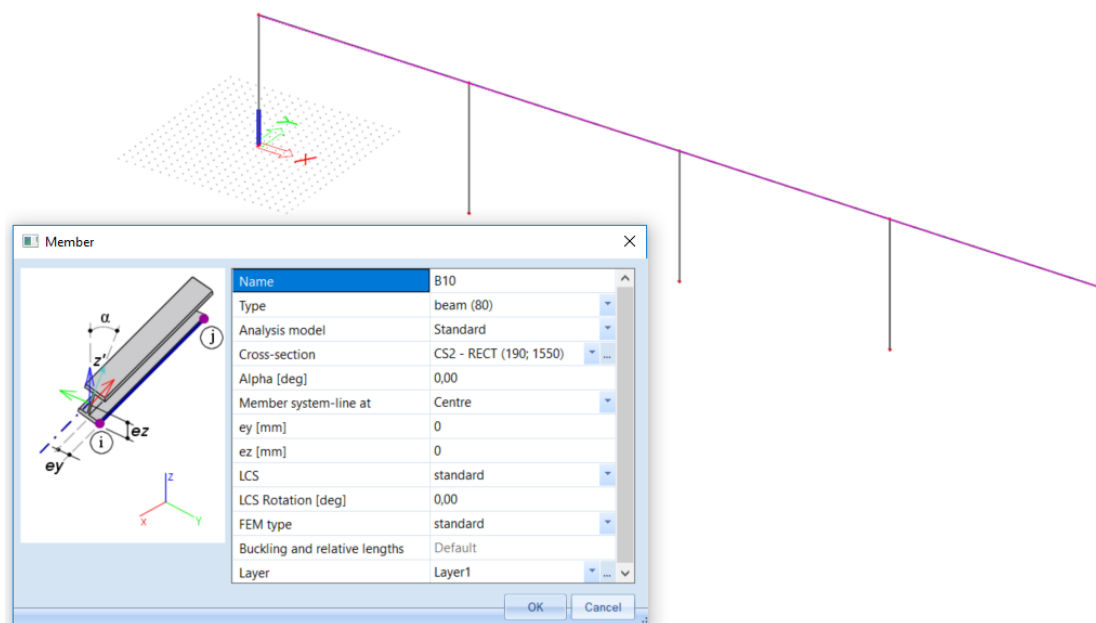
Stress/strain diagram for non-linear analysis (User definition) - Concre... X



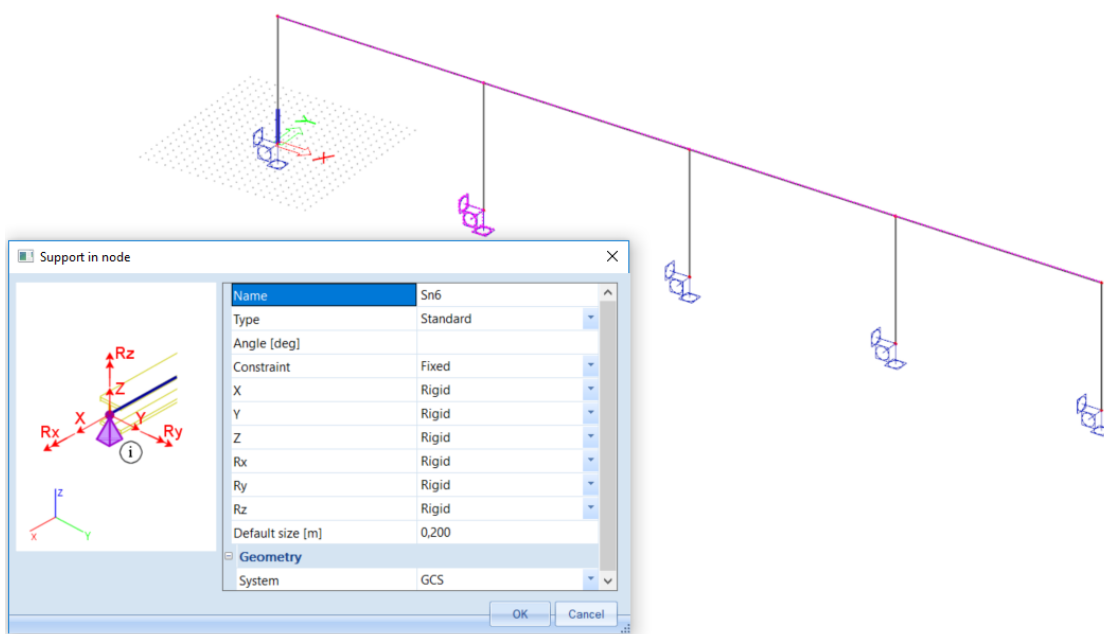
### 3.2 Rakenteen mallintaminen

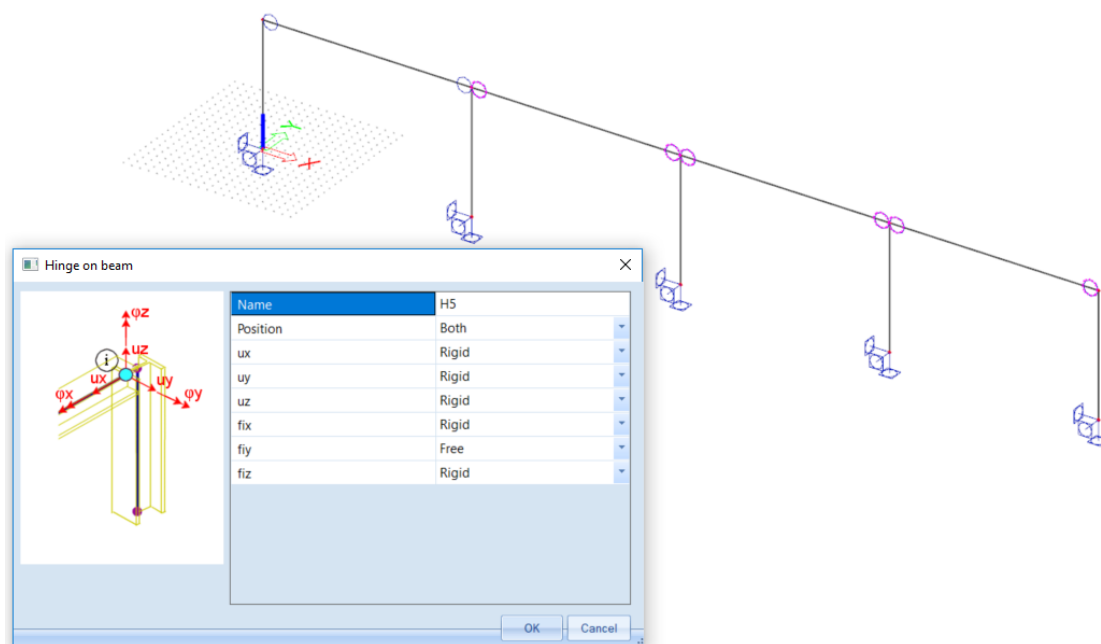
Poikkileikkausten määrittämisen jälkeen rakenteet mallinnetaan oikeisiin koordinaatteihin oikean mittaisina käyttämällä asianmukaista lisästyökalua eli pilari mallinnetaan pilarina ja palkki palkkina.





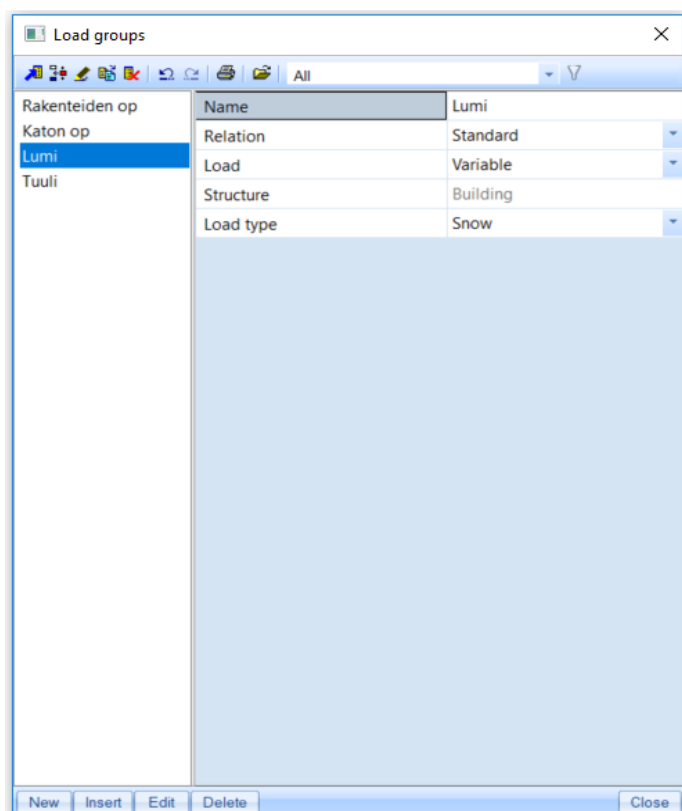
Mallinnuksen jälkeen rakenteisiin lisätään suunnitellun rakennemallin mukaiset tuen-  
nat ja vapautukset. Mastopilarin alapää toimii jäykkänä liitoksena ja pilareiden yläpäi-  
den liitos palkkeihin on nivel, joka toimii saranaliitoksena.



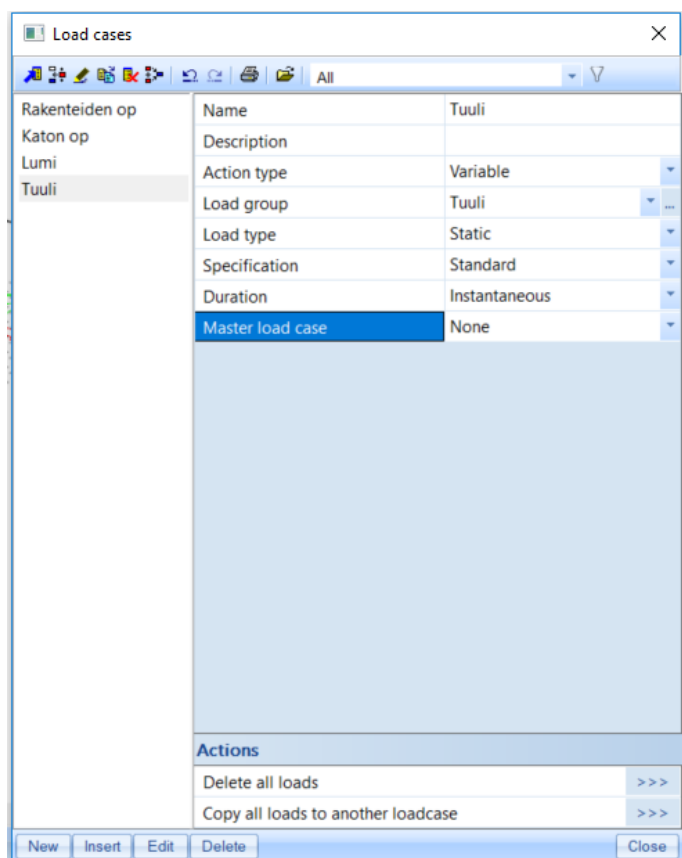


## 4 Kuormat, kuormitustapaukset sekä kuormitusyhdistelmät

Ensimmäisenä määritetään kuormaryhmät ja kuormitustapaukset rakenteisiin vaikuttavien kuormien, niiden tyyppien sekä vaikutusajan pituuksien mukaan.







Kuormaryhmien ja kuormitustapausten jälkeen tehdään rajatiloihin perustuvat kuormitusyhdistelmät, jotka epälinearisessa analyysissä tehdään käsin. On kannattavaa tutkia vain määräviä yhdistelmiä, koska muuten laskennasta tulee erittäin raskas. Linearisessa laskennassa geometrinen epätarkkuus eli pystykuorman epätarkkuus otetaan yleensä huomioon automaattisesti, mutta epälinearisessa laskennassa rakenne täytyy itse asettaa vinoon ja se voidaan huomioida käyttämällä kaltevuutta *Simple inclination* tai vaihtoehtoisesti kaltevuuskäyrän avulla valitsemalla *Inclination functions*, joka täytyy itse määrittää.

Nonlinear combinations - NL-MRT

**Contents of combination**

- ◆ Load case
  - ◆ Rakenteiden op / 0,90
  - ◆ Katon op / 0,90
  - ◆ Lumi / 1,05
  - ◆ Tuuli / 1,50

**List of load cases**

- ◆ Load case
  - ◆ Rakenteiden op
  - ◆ Katon op
  - ◆ Lumi
  - ◆ Tuuli

Name :  Delete Add

Coeff :  Correct Delete All Add All

Type :

Description :

Bow imperfection :

Global imperfection :

dx     dy  mm/m

OK Cancel

Nonlinear combinations

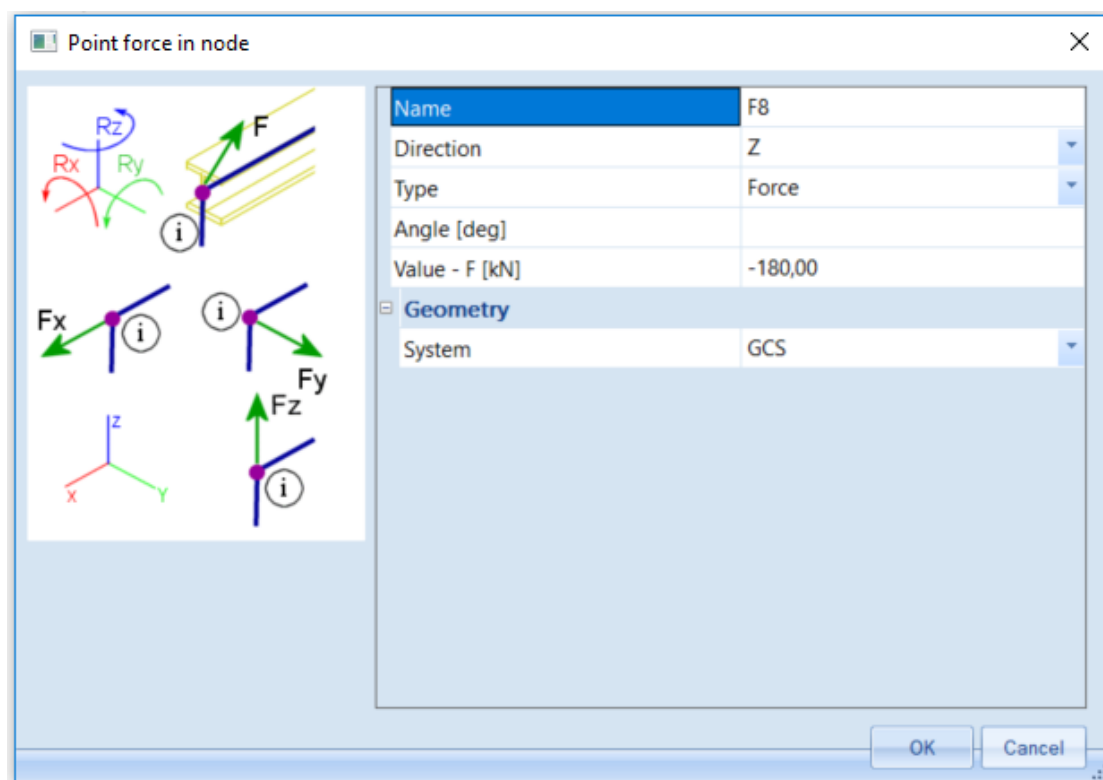
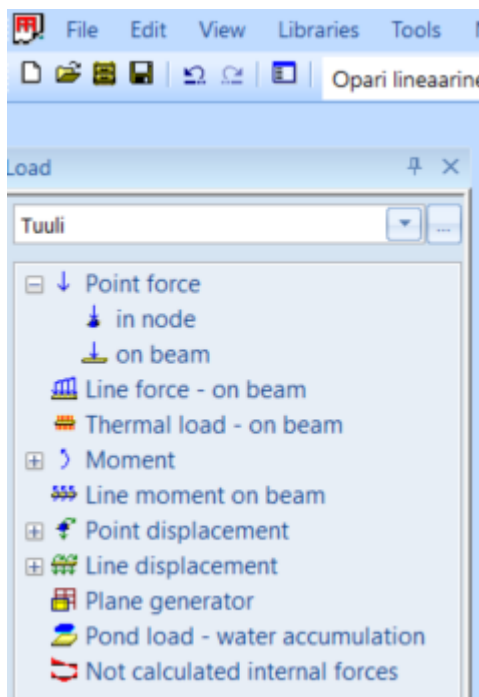
Name	Description	Type
NL-MRT		
NL-MRT4		
NL-MRT1		
NL-MRT2		Ultimate
NL-MRT3		
NL-MRT5		
NL-MRT6		

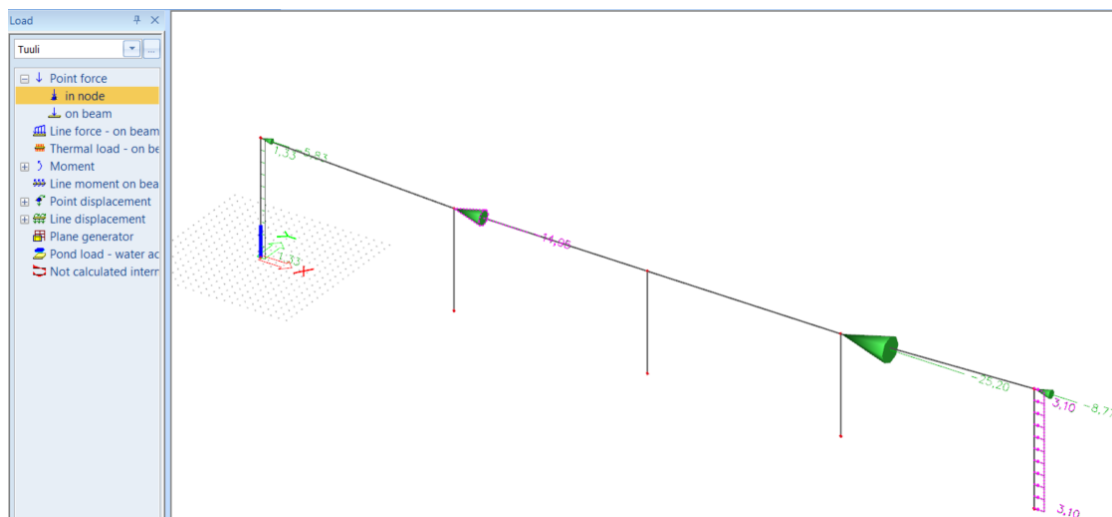
  

Contents of combination	
Rakenteiden op [-]	1,15
Katon op [-]	1,15
Lumi [-]	1,50
Tuuli [-]	0,90
Bow imperfection	None
Global imperfection	Simple inclination
dx [mm/m]	5,0
dy [mm/m]	5,0

New from linear combinations New Insert Edit Delete Close

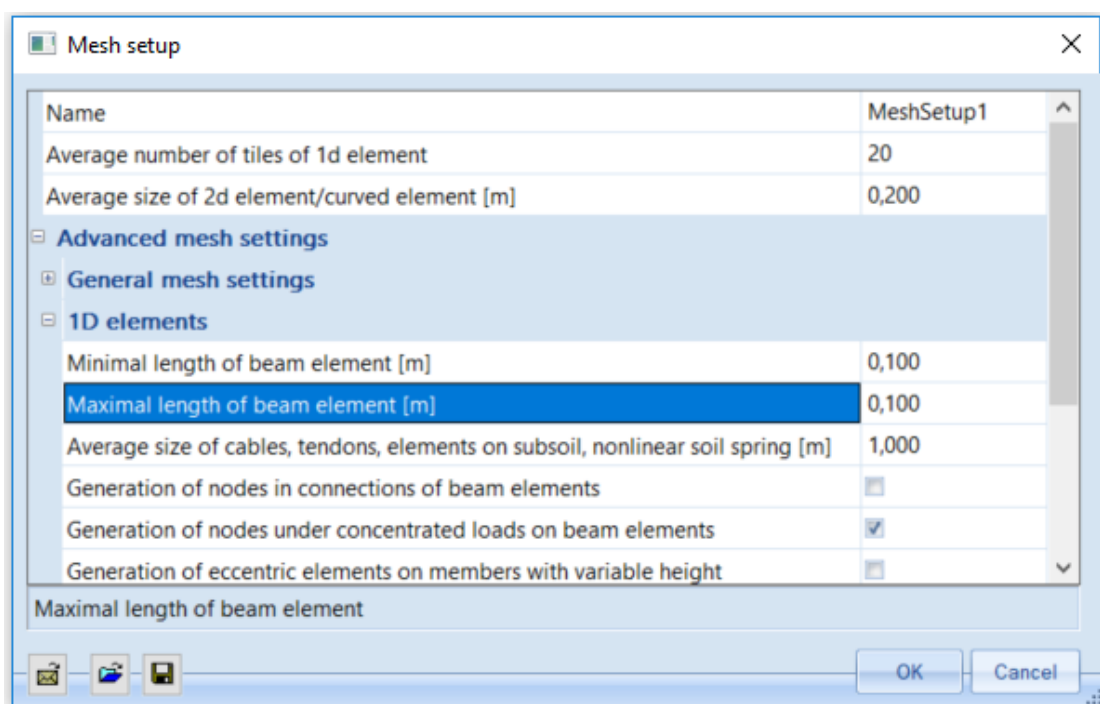
Kuormien lisäys rakenteisiin tapahtuu *load* valinnan alta, josta kuormat voidaan lisätä piste- tai tasaisina kuormina kuormatyypeittäin. Kuormat on syytä lisätä rakenteeseen globaalin koordinaatiston mukaan, koska se kuvaa kuorman todellisempaa jakautumista rakenteen geometrian suhteen.





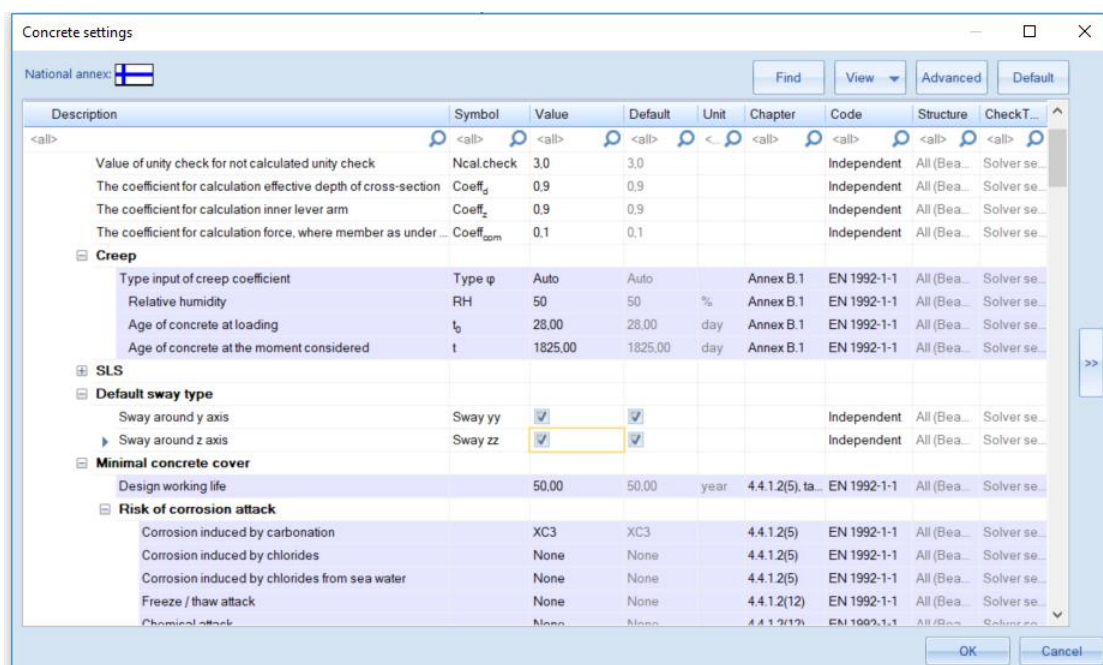
#### 4.1 Elementtiverkon määrittäminen

Laskentatuloksien tarkkuus ja varsinkin jakautumisen tarkkuus rakenteen eri osissa määräytyy FEM- laskennassa käytettävien elementtien koosta ja määrästä. Rakenteen esim. pilari kannattaa jakaa vähintään kymmeneen elementtiin. Elementtiverkko määritetään päävalikosta *Calculation, mesh* -> *mesh setup* polkua pitkin.



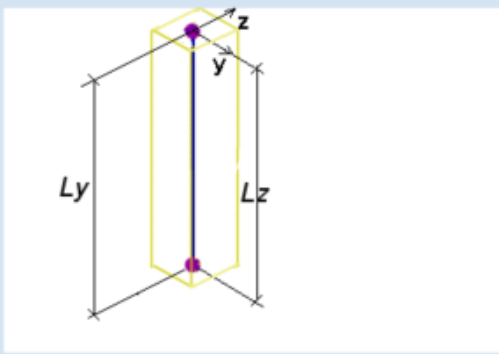
## 4.2 Nurjahdussuunnat ja nurjahduspituudet

Betonilaskennan asetuksista *concrete settings* määritetään, missä suunnassa tarkasteltava rakenne on sivusiirtyvä ja missä ei. Tarkasteltavan hallin pitkän sivun suuntainen (kehän suunnassa poikittainen) jäykistys suoritetaan keskipilareiden kohdalla poikittaissuuntaisella kehärakenteella ja reunapilareilla päädyn tuuliristikoilla. Tässä tapauksessa siis keskipilarit ovat sivusiirtyviä molempiin suuntiin ja reunapilarit vain kehän suuntaan, mutta laskenta suoritetaan silti siten, että kaikki pilarit ovat molempiin suuntiin sivusiirtyviä. Sivusiirtyvyyden määrittäminen vaikuttaa laskuihin vain, jos ohjelmassa on päällä asetus, joka antaa ohjelmalle oikeuden määrittää rakenteiden nurjahduskertoimet. Suositeltava tapa on itse määrittää nurjahduskertoimet rakenteille.



Rakenteiden nurjahdusasetukset määritetään rakenteiden *Buckling data* valinnan kautta, jossa määritetään nurjahduspituuksien asetus siten, että nurjahduspituuden kerroin määritetään käsin arvoon 2,2 molempiin suuntiin eikä siten, että ohjelma las-  
kisi sen itse, koska silloin arvo olisi maksimissaan 2,0.

**Buckling data**



Name	BB2
Number of parts	1
Member	B5
Edit buckling	...
Member(s) material	Concrete
Buckling ky, kz coefficients or b...	user input
All other and LTB coefficients	default from LIB n
<b>Buckling systems relation</b>	
zz	zz
Secondary member	<input type="checkbox"/>
<b>coefficient</b>	
Beta yy	Factor
Beta zz	Factor
Sway yy	Yes
Sway zz	Yes

OK Cancel

**Buckling coefficients**

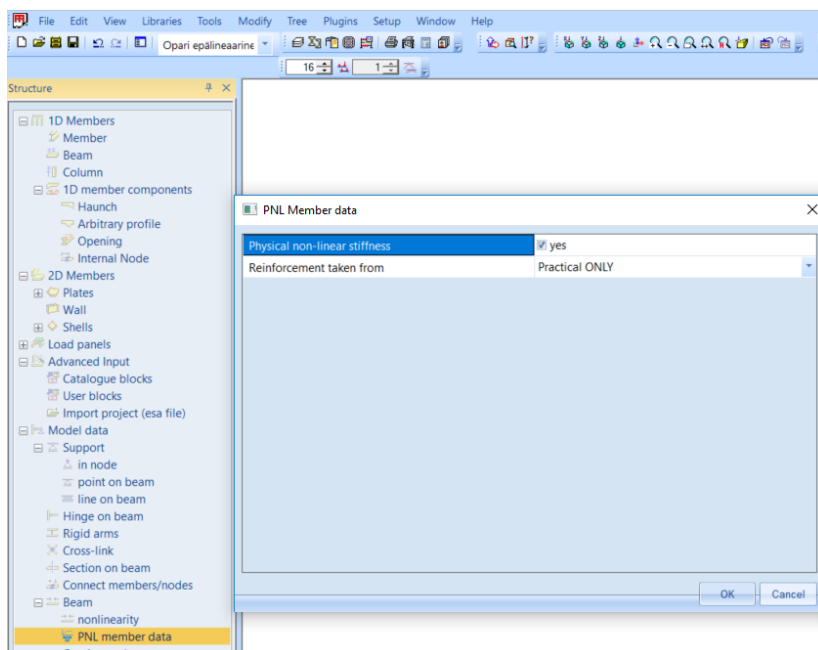
	ky	Ly [m]	ly [m]	Sway yy	kz	Lz [m]	lz [m]	Sway zz	Tot. height	st. height [r]	my	mz
1	2,200	14,700	32,340	Yes	2,200	14,700	32,340	Yes	Calculate	20,000	1,000	1,000

OK Cancel

## 5 Rakenneanalyysi

Ennen epälineaarisen laskennan suorittamista pilareihin määritetään alustavat teräksiset, jotta laskenta voidaan suorittaa. Lineaarisen ja epälineaarisen laskennan tulosten tarkasteluissa on olennaisena erona se, että lineaarisessa tulokset ovat sisäisiä voimia ja reaktioina, kun taas epälinearisessa tulokset ilmoitetaan esim. terästen ja betonin jännityksinä. Jännityksiä verrataan materiaalien laskentalujuuksiin. Teräksien

lisäksi määritetään, mitkä rakenteet lasketaan epälineaarisesti ja tämä tehdään lisäämällä PNL-member data haluttuihin rakenteisiin. PNL- member data valikossa valitaan käytettäväksi epälineaarinen jäykkyys sekä itse määritetyt pilarien teräkset. Määrittysten jälkeen malli voidaan laskea samalla tavoin kuin lineaarinen, mutta valitsemalla laskentatavaksi epälineaarinen analyysi.



PNL-member data saadaan näkyviin polulta *right click* -> *set view parameters for all* -> *labels* -> *nonlinearities* – *display label*.

