

Elementtirakenteisen kerrostalon kantavien elementtiseinien raudoitusten määrittäminen

Olli Voutilainen
Opinnäytetyö

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Koulutusohjelma Rakennustekniikan koulutusohjelma	
Työn tekijä(t) Olli Voutilainen	
Työn nimi Elementtirakenteisen kerrostalon kantavien elementtiseinien raudoitusten määrittäminen	
Päiväys 16.12.2012	Sivumäärä/Liitteet 52/5
Ohjaaja(t) Lehtori Harry Dunkel, Lehtori Vilio Kuusela	
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Rakennussuunnittelutoimisto Sormunen & Timonen Oy	
Tiivistelmä Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli selvittää ulkoseinäelementtien mitoituksen perusteita ja raudoitusten määrittämistä. Työn tarkoituksena oli tuottaa taulukkolaskentapohja betoniseinän ja teräsbetoniseinän mitoitukseen. Työssä tutustuttiin Eurokoodien mukaiseen kuormien laskentaan ja määriteltiin kuusi erilaista kuormitusyhdistelmää. Raudoittamattoman ja raudoitetun seinän mitoitukseen liittyen käsiteltiin rakenteen nurjahduspituutta ja hoikkuutta. Lisäksi tutkittiin ensimmäisen kertaluvun mukaista analyysia. Tämän jälkeen käsiteltiin raudoittamattoman betoniseinän puristuslujuuden määrittämistä ja raudoitetun betoniseinän raudoitusten määrittämistä. Raudoitusten määrittämiseen kuului toisen kertaluvun mukainen analyysi perustuen nimelliskaarevuuden tarkasteluun, sekä yhteisvaikutusdiagrammien käsittely. Työssä laskettiin esimerkkikohteen kolme ulkoseinäelementtiä ja määritettiin niiden raudoittamattoman rakenteen puristuslujuuden kestävyys ja tarvittaessa raudoitus. Opinnäytetyön tuloksena saatiin taulukkolaskentapohja. Sekä tutustumalla eurokoodiperusteiseen betoniseinien laskentaan, että esimerkkilaskelmien avulla havaittiin mihin tekijöihin ja asioihin tulee kiinnittää huomioita laskennan eri vaiheissa.	
Avainsanat Raudoittamaton betoniseinä, teräsbetoniseinä, yhteisvaikutusdiagrammi	
Julkinen	

Field of Study Technology, Communication and Transport			
Degree Programme Degree Programme in Construction Engineering			
Author(s) Olli Voutilainen			
Title of Thesis Structural Analysis of Prefabricated Concrete Walls for Multi-storey Building			
Date	16 December 2012	Pages/Appendices	52/5
Supervisor(s) Mr Harry Dunkel, Lecturer and Mr Viljo Kuusela, Lecturer			
Client Organisation/Partners Rakennussuunnittelutoimisto Sormunen & Timonen Oy			
<p>Abstract</p> <p>The purpose of this thesis was to investigate the structural analysis of concrete walls for a prefabricated residential building. The aim of this study was to create a spreadsheet for calculating structural analysis of concrete walls. The work was commissioned by Sormunen & Timonen Oy.</p> <p>First the methods of load calculations were studied. Also effective length and slenderness were treated. After that theories of structural analysis of concrete wall, determining reinforcements and interaction diagrams were dealt with. Finally three walls of the example building were calculated by hand and using the spreadsheet. All the calculations of this thesis are based on Eurocodes.</p> <p>As a result of this thesis was created a functional spreadsheet. By using the spreadsheet the structural analysis of concrete walls will be accurate and fast.</p>			
Keywords reinforcement of concrete walls, the structural analysis of walls			
Public			

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO.....	7
2	EUROKOODIT.....	8
3	ELEMENTTIRAKENTAMINEN	9
3.1	Valmisosarakentaminen.....	9
3.2	Elementit	10
3.3	Elementtiseinät.....	12
3.4	Suunnittelu	13
4	KUORMAT	15
4.1	Pystykuormat	15
4.1.1	Pysyvät kuormat	15
4.1.2	Hyötykuormat.....	15
4.1.3	Lumikuormat	16
4.2	Vaakakuormat.....	19
4.2.1	Tuulikuormat	19
4.3	Kuormitusyhdistelmät.....	23
4.3.1	Murtorajatila	23
4.3.2	Käyttörajatila	24
5	BETONISEINÄN MITOITUS	25
5.1	Rakenteen hoikkuus ja nurjahduspituus.....	25
5.2	Ensimmäinen kertaluku	26
5.3	Raudoittamaton rakenne	28
5.4	Raudoitettu rakenne	30
5.4.1	Toinen kertaluku	30
5.4.2	Mitoitusmomentti	33
5.4.3	Yhteisvaikutusdiagrammi	34
6	ESIMERKKILASKELMA	40
6.1	Lähtötiedot	40
6.2	Kuormitukset.....	41
6.3	Rakennemalli.....	44
6.4	Ensimmäinen kertaluku	44
6.5	Raudoittamattoman seinän normaalivoimakestävyys.....	45
6.6	Raudoitusten määrittäminen.....	46
7	TULOKSET JA POHDINTA	51
	LÄHTEET	52

LIITTEET

Liite 1 Excel-laskelma 8.krs

1 JOHDANTO

Betonirakenteiden suunnittelussa on tähän asti käytetty RakMk:n B4-osiota tai vuonna 2007 käyttöön otettuja kantavien rakenteiden suunnittelussa käytettäviä yhteiseurooppalaisia Eurokoodi-standardeja. Käynnissä on muutosvaihe siirtymisessä Eurokoodi perusteiseen laskentaan. Suunnittelutoimistot joutuvat näin ollen päivittämään suunnitteluprosessin uusien standardien mukaisiksi. Tästä johtuen on ajankohtaista kehittää ja tutkia Eurokoodipohjaista laskentaa.

Opinnäytetyön tarkoitus on tuottaa taulukkolaskentapohja suunnittelun avuksi. Työssä tutustutaan Eurokoodien mukaiseen teoriaan betoniseinän mitoituksesta ja kuormien määrittämisestä. EN 1992 Betonirakenteiden suunnittelu ei tarjoa suunnitteluohjetta teräsbetoniseinien raudoitusten mitoituksesta, vaan suunnittelu tapahtuu soveltamalla teräsbetonipilareita koskevia ohjeita ja määräyksiä. Teorioiden pohjalta työssä tehdään esimerkkilaskelma. Tässä opinnäytetyössä käsitellään vain elementtirakenteisen kerrostalon kantavien ei-jäykistävien sisäkuorielementtiseinien mitoitusta.

Työn tilaajana toimii Rakennussuunnittelutoimisto Sormunen & Timonen Oy, jonka suunnittelukohdetta käytetään esimerkkinä laskuissa. Tässä työssä viitattaessa yhtiöön käytetään lyhennettä SORTIM Oy. Työssä laadittava Excel-laskentapohja on tarkoitettu suunnittelijoiden avuksi elementtirakenteisten rakennusten kantavien seinien mitoitukseen.

Lähteinä työssä käytetään standardeja 1991-1-1/3/4, 1992-1-1, RIL 201-1-2011, ja Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, by210 sekä elementtisuunnittelu.fi ja eurocodes.fi sivustoa. Kuvioiden lainaamiseen luvan on antanut Suomen Standardisointiliitto SFS ry.

2 EUROKOODIT

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelussa käytettäviä standardeja. Eurokoodit on laatinut eurooppalainen standardointijärjestö CEN, mutta jokainen jäsenmaa on voinut vaikuttaa Eurokoodeihin kansallisen liitteen avulla. Eurokoodit koostuvat 58 osasta ja ne kattavat varmuuden määrittämisperiaatteet eli suunnitteluperusteet eri rakenteille, sekä erilaiset kuormat kuten lumi, hyöty, tuuli ja onnettomuus. Standardien soveltaminen kohdemaassa vaatii kansallisten liitteiden käyttöä. Eurokoodit otettiin käyttöön Suomessa ensimmäisen kerran 1.11.2007 ja niiden täydellinen käyttöönotto on vielä kesken. (Eurocodes.)

Eurokoodi-järjestelmä sisältää seuraavat pääosat:

EN 1990 Eurokoodi 0: Suunnittelun perusteet

EN 1991 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormitukset

EN 1992 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu

EN 1993 Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu

EN 1994 Eurokoodi 4: Teräs-betoniliittorakenteiden suunnittelu

EN 1995 Eurokoodi 5: Puurakenteiden suunnittelu

EN 1996 Eurokoodi 6: Muurattujen rakenteiden suunnittelu

EN 1997 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu

EN 1998 Eurokoodi 8: Rakenteiden suunnittelu kestävyys suhteen maanjäristyksessä

EN 1999 Eurokoodi 9: Alumiinirakenteiden suunnittelu

Työssä käytetään kuormien määrittämiseen standardeja EN 1991, Rakenteiden kuormitukset, sekä raudoitetun ja raudoittamattoman rakenteen mitoittamiseen standardia EN 1992, Betonirakenteiden suunnittelu.

3 ELEMENTTIRAKENTAMINEN

3.1 Valmisosarakentaminen

Valmisosarakentamisella eli elementtirakentamisella pyritään parempaan rakentamisen tuottavuuteen ja laatuun. Elementtirakenteita voidaan käyttää monipuolisesti rakennuksissa ja usein koko rakennuksen runko on elementtirakenteinen. Toteuttamalla kohde elementtirakenteisena voidaan kohteen toteutus suunnitella etukäteen ja pilkkoa kohteen rakentaminen omiin osakokonaisuuksiin ja tuoteosatoimituksiin. Tällä tavoin toimitukset ja aikataulu saadaan suunniteltua tarkasti, jolloin myös rakennusaika lyhenee ja materiaalihukat pienenevät. (Elementtisuunnittelu 2010b.)

Elementit valmistetaan teollisesti sisätiloissa ja suojataan kuljetuksen ja asennuksen ajaksi. Tällöin sään vaikutukset rakentamisen laatuun ja aikatauluun saadaan myös minimoitua. (Elementtisuunnittelu 2010b.)



Kuva 1. Elementtirakenteisen asuinkerrostalon pystytysvaihe. Kuva SORTIM Oy

3.2 Elementit

Elementteinä voidaan toteuttaa rakennuksen rungon ja julkisivun osia, kuten seiniä, laattoja, pilareita ja palkkeja (kuva 1). Käytettäessä elementtirakenteista runkoa säävutetaan nopeampi pystytysnopeus verrattuna paikkavalurakenteisiin. (Elementtisuunnittelu 2010a.)

Rakennuksen perustukset ja varsinkin sokkelit voidaan toteuttaa elementtirakenteisina. Usein kyseeseen tulevat lyötävät teräsbetonipaalut, joilla kuormat saadaan johdettua kantavaan maapohjaan. Sokkelirakenteet toteutetaan yleensä seinämäisinä sandwich-elementteinä. (Elementtisuunnittelu 2010a.)

Rakennuksen kantavana osana käytetään rungossa usein elementtipilareita tai seiniä. Pilarit ovat suorakulmaisia tai pyöreitä teräsbetonipilareita, joiden suositeltu halkaisija on vähintään 280 mm. Pilarit voidaan varustaa erilaisin leuoin (kuva 2) tai piilokonsolein, joilla kannatellaan teräsbetoni- tai teräspalkkeja.

(Elementtisuunnittelu 2010a.)



Kuva 2. Leukapilareilla kannatettu palkisto ja laatasto. Kuva SORTIM Oy

Elementtirakenteiset palkit ovat yleensä teräsbetoni- tai jännebetonipalkkeja. Palkit ovat muodoltaan suorakulmaisia (kuva 2), leukapalkkeja, ristipalkkeja tai HI- ja I-palkkeja. Teräsbetonipalkkeja käytetään lyhyillä jänneväleillä laatastojen tai seinälinjojen kannattelemiseen. HI- ja I-palkkeja käytetään enimmillään 30 m jänneväleillä, suurissa kohteissa ja yleensä yläpohjarakenteissa. (Elementtisuunnittelu 2010a.)



Kuva 3. TT-laatat odottamassa asennusta. Kuva SORTIM Oy

Rakennuksessa käytettävät elementtilaatat ovat massiivi-, kuori-, ontelo tai TT (kuva 3) ja HTT-laattoja. Massiivilaattoja käytetään usein parvekkeissa tai porrastanteissa (kuva 4). Massiivisten elementtilaattojen rakennepaksuus on yleensä 280 mm ja ne ovat yleensä ristiin kantavia. Massiivilaatat tuetaan ja kannatellaan teräspuilla, konsoleilla tai pilareilla. Ontelolaattoja käytetään yleensä asuinrakennusten ala-, väli-, ja yläpohjissa. Ontelolaattojen paksuus valitaan käyttökohteen ja kuormien perusteella. Käytettäessä ontelolaattoja asuinrakennusten välipohjissa on huomioitava niiden ääneneristävyyssyky. HTT- ja TT-laattoja käytetään pitkillä jänneväleillä yläpohjarakenteina enimmillään 25 m jänneväleillä. TT-laattoja käytetään yleensä asuinrakentamisessa paikoitushallien katoissa. (Elementtisuunnittelu 2010a.)



Kuva 4. Massiivielementtilaatta odottamassa asennusta. Kuva SORTIM Oy

3.3 Elementtiseinät

Valmisosarakentamisessa seinäelementtejä käytetään ulkoseininä tai ainoastaan niiden sisäkuorina, väliseininä ja maanpaineseininä (kuva 5). Jossain tapauksissa seinä voidaan suunnitella ja toteuttaa seinämäisenä palkkina. Tässä työssä käsitellään vain sisäkuorielementtejä. Seinät voivat toimia rungon kantavana tai jäykistävänä osana. Rakennetta pidetään seinänä, kun sen leveys on neljä kertaa seinän paksuus. Lisäksi tässä työssä keskitytään vain kantaviin puristettuihin ja taivutettuihin rakenteisiin, eli jäykistäviä seiniä ja niiden leikkauslujuutta ei tutkita.

Elementtiseinät voidaan suunnitella raudoitettuina tai raudoittamattomina betonirakenteina. Elementtiseinissä käytetään yleensä C30/37 betonia ja B500K verkkoa. Raudoittamattomia seiniä voidaan käyttää kohteissa, joissa kuormitukset ovat pieniä ja epäkeskeiset kuormat eivät ole liian suuria keskeisiin kuormiin nähden. Tämä johtuu siitä, että raudoittamaton seinä kestää vain vähän taivutusta. Raudoittamattomiin seiniin suunnitellaan pielirauditus, vähintään 2T10. Myös mahdolliset aukkojen ylitykset ja kapeat pielet on raudoitettava tarvittaessa. Raudoitettujen seinien teräsmäärän on vastattava vähintään minimiteräksen määrää, jotta rakennetta voidaan pitää

teräsbetoniseinäinä. Raudoitusten pitää olla symmetrisesti seinän poikkileikkaukseen nähden. (Elementtisuunnittelu 2010a.)



Kuva 5. Seinäelementtejä odottamassa asennusta. Kuva SORTIM Oy

3.4 Suunnittelu

Arkkitehti suunnittelee kohteen ulkonäön ja rakenteiden ulkomitat. Arkkitehti myös määrittelee elementtien pintakäsittelyt ja -materiaalit, muodot ja ulkonäölliset mitat. Rakennesuunnittelija päättää lähtötietojen perusteella rakenteisiin ja elementteihin liittyvät runko- ja rakenneratkaisut. Näiden piirustusten ja lähtötietojen perusteella mahdollinen elementtisuunnittelija laatii mallielementit ja elementtikaaviot. Elementtikaavioihin lisätään läpiviennit ja reiät LVIS-suunnitelmien pohjalta. Tämän jälkeen suunnitellaan, ja piirretään tai mallinnetaan elementit. Elementtisuunnittelija varmistaa vielä elementin rakenteellisen toimivuuden mitoittamalla esimerkiksi aukkojen ylityspalkit ja pielet.

Elementtisuunnittelijan tehtäviin kuuluu myös mahdollisten ontelolaatastojen ja teräsprofiilipalkkien mittakuvien teko, joiden pohjalta rakennusosien valmistajat mitoittavat

ja valmistavat tuotteet. Elementtisuunnittelija toimittaa lopulliset elementtikuvat ja -kaaviot elementtitehtaalle ja työmaalle.

Tässä työssä keskitytään vain elementtiseinien kestävyden tutkimiseen eli ei tarkastella rakennuksen kokonaisstabiiliteettia. Tällöin seinien mitoituksen työjärjestys on seuraava:

1. kuormien määrittäminen, kuormien laskenta ja kuormitusyhdistelmät
2. rakennemalli ja materiaaliominaisuudet
3. ensimmäisen kertaluvun mukainen analyysi
4. raudoittamattoman seinän mitoitus
5. jos rakenne ei kestä raudoittamattomana tutkitaan se raudoitettuna rakenteena
6. toisen kertaluvun mukainen analyysi
7. määritetään mitoitusmomentti
8. tarkastetaan rakenteen kestävyys yhteisvaikutusdiagrammista.

4 KUORMAT

4.1 Pystykuormat

4.1.1 Pysyvät kuormat

Rakenteiden omapaino, täytemaat, sekä vesikatoilla tai terassilla sijaitsevat maa-kuormat ovat pysyviä kuormia. Jos kyseessä on väliaikainen tai liikkuva rakenne, rakenne huomioidaan lisähyötykuormassa. (SFS-EN 1991-1-1,10.)

4.1.2 Hyötykuormat

Hyötykuormat ovat rakennuksen käytöstä syntyviä muuttuvia kuormia. Henkilökuormat, ajoneuvot, siirrettävät kohteet kuten säiliöt, liikuteltavat väliseinät, sekä huonekalut ovat esimerkkejä hyötykuormista. Taulukossa 1 on esitetty yleisimpiä hyötykuormien ominaisarvoja. (SFS-EN 1991-1-1,2.)

Taulukko 1. Hyötykuormien ominaisarvoja (SFS-EN 1991-1-1, 44)

Luokka	Käyttötarkoitus	Hyötykuorma q_k (kN/m ²)	Pistekuormat Q_k (kN/m)
A	Asuin- ja majoitustilat:		
	välipohjat	2,0	2,0
	portaat	2,0	2,0
	parvekkeet	2,5	2,0
B	Toimistotilat	2,5	0,5
C1	Kokoontumistilat		
	välipohjat	2,5	3,0
	portaat	3,0	3,0
	parvekkeet	2,5	3,0
C3	Kokoontumistilat		
	välipohjat	4,0	4,0
	portaat	3,0	4,0
	parvekkeet	4,0	4,0
D1	Myymälätilat		
	välipohjat	4,0	4,0
	portaat	3,0	4,0
	parvekkeet	6,0	4,0
E1	Varastotilat		
	välipohjat	7,5	7,0
	portaat	3,0	7,0
H	Vesikatot	0,4	1,0

Seiniin tai pilareihin vaikuttavaa kokonaishyötykuormaa voidaan pienentää käyttämällä pienennyskerrointa eli kerrosvähennyskerrointa α_n , jos rakenteeseen kohdistuu

useasta kerroksista tulevia hyötykuormia kuormaluokista A-D. Pienennyskerrointa α_n ei käytetä yhdistelykertoimen ψ tai pienennystekijän α_A kanssa. Pienennyskerroin saadaan kaavasta (SFS-EN 1991-1-1,2.)

$$\alpha_n = \frac{2+(n-2)\psi_0}{n} \quad (1)$$

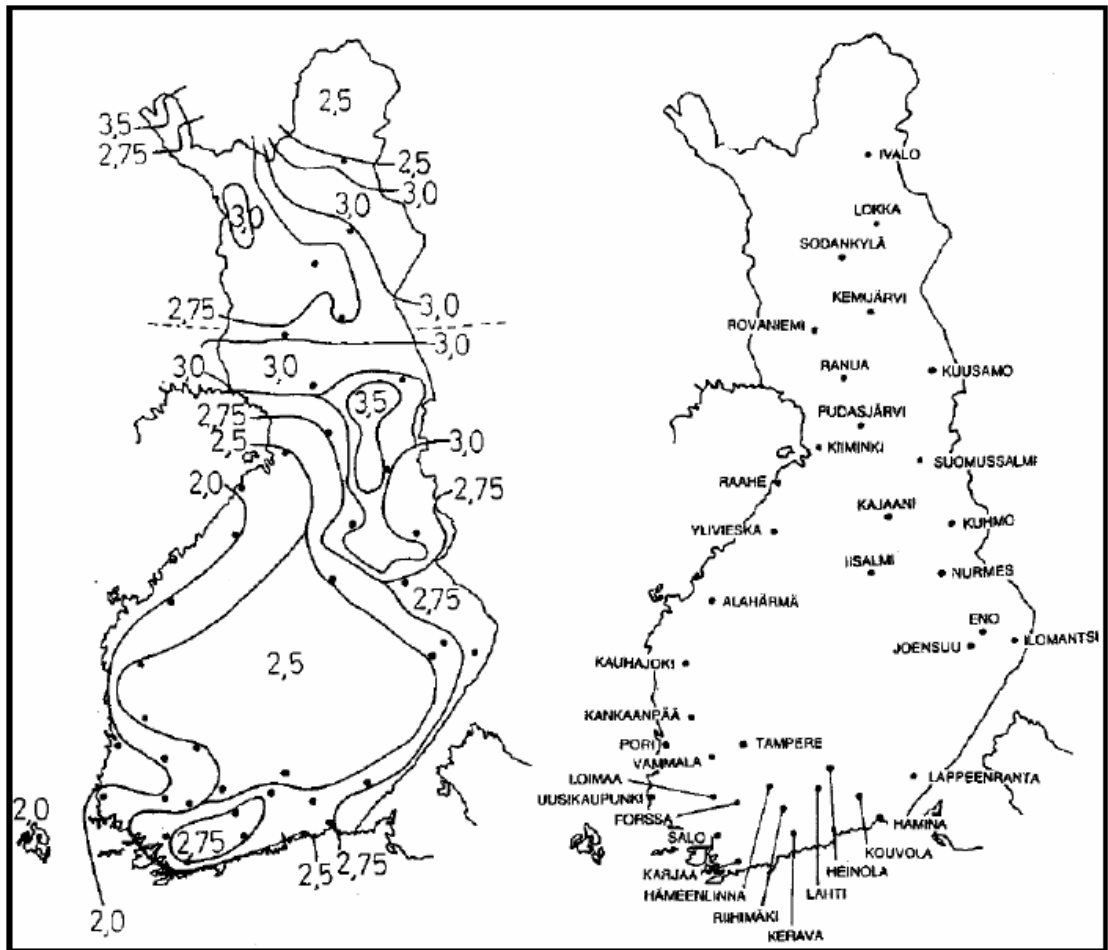
,jossa

n on rakenteen yläpuolella olevien kerrosten lukumäärä, kuitenkin $n > 2$, joissa kuormitukset kuuluvat samaan luokkaan

ψ_0 on kuormaluokan mukaan määräytyvä yhdistelykerroin (taulukko 6)

4.1.3 Lumikuormat

Lumikuormien laskennassa on huomioitava lumen kinostumiseen vaikuttavat tekijät, kuten katonmuoto, tuuliolosuhteet, lämpötilatekijät ja maassa olevan lumen ominaisarvo. Maanpinnalla olevan lumen ominaiskuorma s_k saadaan kuviosta 1 olevasta kartasta. (SFS-EN 1991-1-3,11.)



Kuvio 1. Lumikuorma maanpinnalla (SFS-EN 1991-1-1,3)

Katon lumikuorma s saadaan kaavasta (SFS-EN 1991-1-3,14)

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (2)$$

jossa,

μ_i on lumikuormanmuotokerroin, taulukko 2

s_k on maassa olevan lumikuorman ominaisarvo (kN/m^2), kuvio 1

C_e tuulensuojakerroin. Kun kyseessä on tuulinen maastotyyppi, tällöin kerroin C_e on 0,8. Muulloin kerroin C_e on 1,0.

C_t lämpötilakerroin, jonka arvo tavallisesti on 1,0. Voidaan pienentää tarkemman selvityksen perusteella.

Taulukko 2. Lumikuorman muotokertoimia (SFS-EN 1991-1-3,16)

Katonkaltevuus α	μ_1	μ_2
$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	0,8	$0,8 + 0,8 \alpha / 30$
$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$0,8(60 - \alpha) / 30$	1,6
$\alpha > 60^\circ$	1,6	1,6

Korkeamman rakenteen vieressä olevan katon lumen kinostumaa tutkittaessa on otettava huomioon seuraavat muotokerroimet (SFS-EN 1991-1-3,19):

μ_1 on alemman katon muotokerroin, taulukko 2
 μ_2 on ylemmän katon sekä tuulen huomioon ottava muotokerroin.
 Määritetään seuraavasta kaavasta

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w \quad (3)$$

,jossa

μ_s on ylemmältä katolta liukuvan lumen aiheuttama lumikuorman muotokerroin. Kun

$\alpha \leq 15^\circ$ $\mu_s = 0$
 $\alpha > 15^\circ$ μ_s määritetään lisäkuormasta, joka on puolet ylemmän katon lasketusta maksimilumikuormasta, kun katolla ei ole liukuesteit

μ_w on tuulesta syntyvän lumikuorman muotokerroin. Muotokerroin saadaan kaavasta

$$\mu_w = b_1 + b_2/2h < \gamma h/s_k \leq 2,5 \quad (4)$$

,jossa

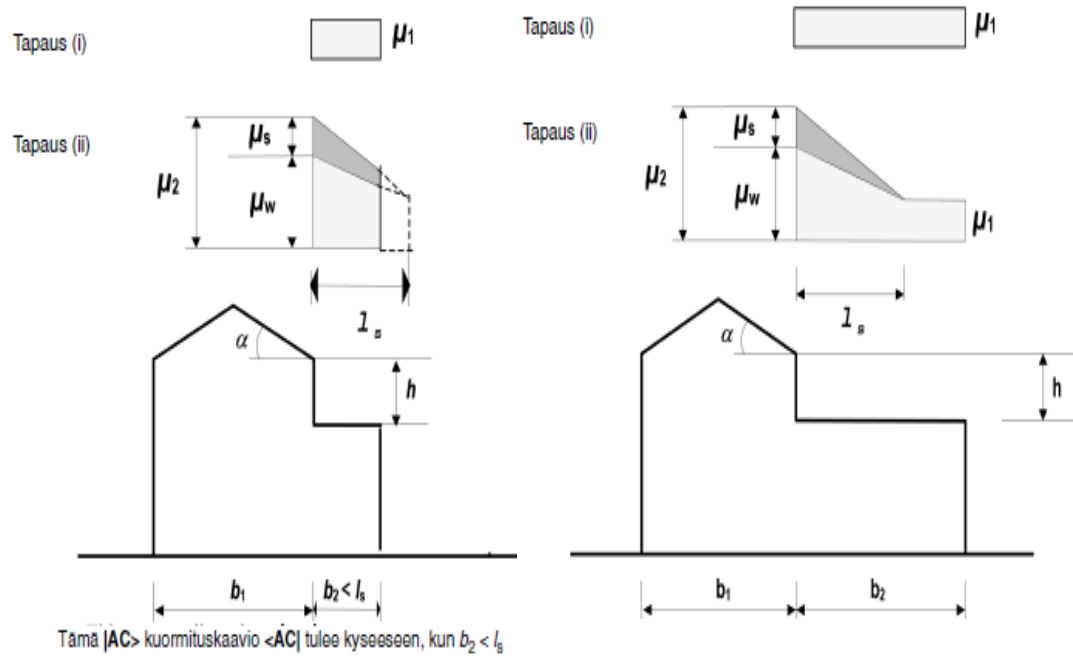
b_1 ja b_2 ovat rakennusosien mitat, kuvio 2
 h on rakenteiden tasoero
 γ on lumen tilavuuspaino, voidaan käyttää arvoa $2,0 \text{ kN/m}^3$
 s_k on maassa olevan lumen ominaiskuorma (kN/m^2), kuvio 1

Kinostumapituus l_s saadaan kaavasta

$$l_s = 2h; 2m \leq l_s \leq 6m \quad (5)$$

,jossa

h on rakenteiden tasoero



Kuvio 2. Korkeampaa rakennuskohdetta vasten olevien kattojen lumikuorman muotokertoimet (SFS-EN 1991-1-3,21)

4.2 Vaakakuormat

4.2.1 Tuulikuormat

Tuulikuormien laskennassa käytetään paineiden ja kuormien joukkoa, joka vaikuttaa samalla tavalla kuin suurimmat puuskat. Tämä johtuu siitä, että tuulen kuormitus vaihtelee. Tuulikuorman suuruus määräytyy pääasiassa maastoluokan mukaan. Maastoluokat ja niiden maastoparametrit on esitetty taulukossa 3. Parametri z_0 on rosoisuusmitta ja K_r on maastokerroin. (SFS-EN 1991-1-4,16.)

Taulukko 3. Maastoluokat ja maastoparametrit (SFS-EN 1991-1-4,19)

Maastoluokka	z_0 (m)	K_r
0 – Avomeri tai merelle avoin rannikko (kerroin k_r NA:n mukaan)	0,003	0,18
I – Järvet tai tasanko, jolla on enintään vähäistä kasvillisuutta eikä tuuliesteitä	0,01	0,17
II – Alueet, joilla on matalaa heinää tai siihen verrattavaa kasvillisuutta ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), joiden etäisyys toisistaan on vähintään 20 kertaa esteen korkeus	0,05	0,19
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)	0,3	0,22
IV – Alueet, joiden pinta-alasta vähintään 15% on rakennusten peitossa ja niiden keskimääräinen korkeus ylittää 15 m	1,0	0,24

Tässä työssä tutkitaan vain yksittäisiin rakenneosiin vaikuttavaa tuulikuormaa ja ai-noastaan tuulesta aiheutuvan imun vaikutuksia rakenteisiin. Yksittäiseen seinään tuulesta syntyvä kuormitus eli tuulenpaine saadaan kaavasta (SFS-EN 1991-1-1,21.)

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad (6)$$

,jossa

w_e on korkeudella z_e vaikuttava ulkoinen paine

z_e ulkoisen paineen nopeuspaine korkeus, kuvio 3

c_{pe} ulkoisen paineen painekerroin, kuviosta 4 määritellään seinän paineelle altistuva seinävyöhyke ja h/d-suhde. Tällöin painekerroin saadaan taulukosta 4. Taulukon parametri $c_{pe,10}$ on rakennekokonaisuuksia suunniteltaessa käytettävä kerroin ja $c_{pe,1}$ käytetään rakenneyksityiskohtien kanssa.

$q_p(z_e)$ puuskanopeuspaine korkeudella, joka saadaan kaavasta

$$q_p(z_e) = k_r^2 * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) * \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7 \right] * \frac{v^2}{1600} \quad (7)$$

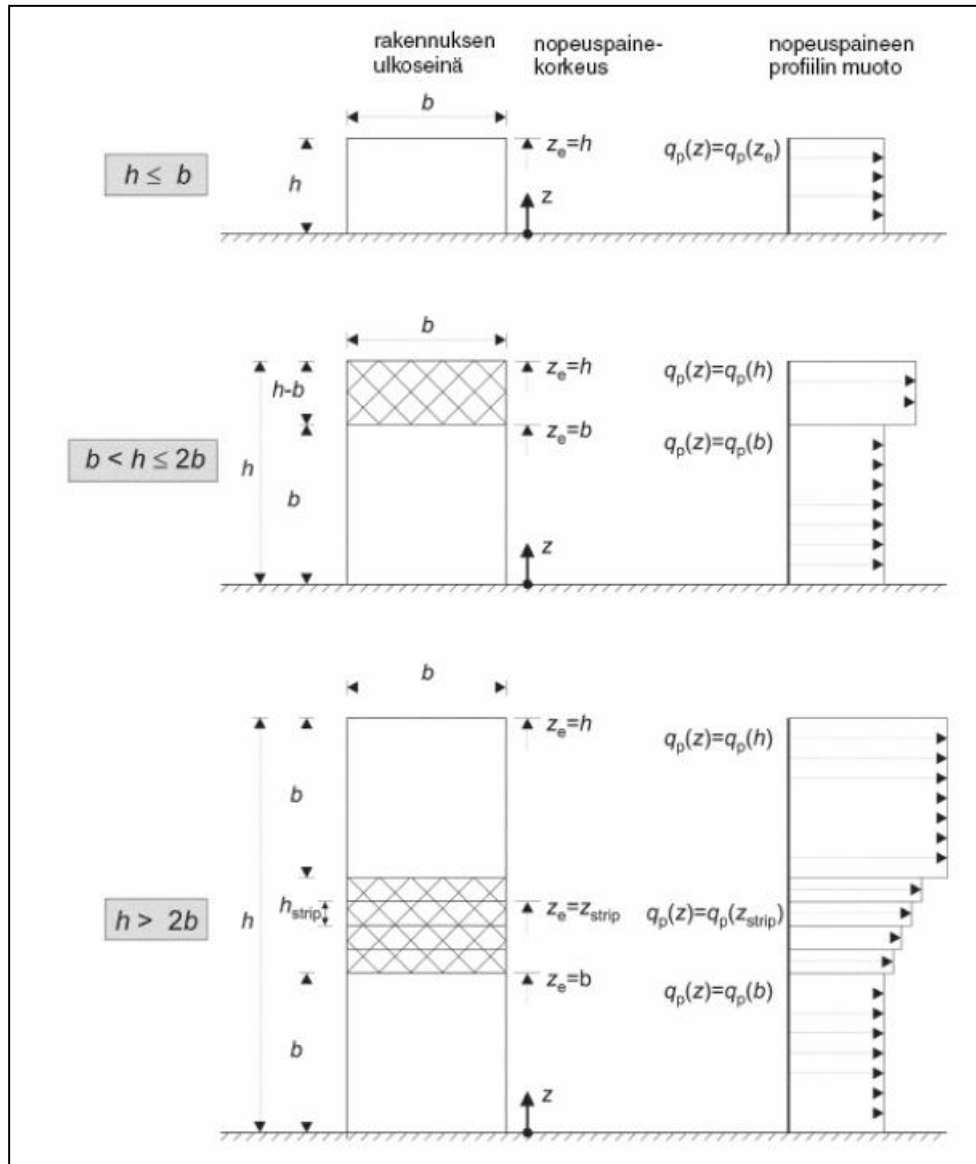
,jossa

k_r on maastokerroin, taulukko 5

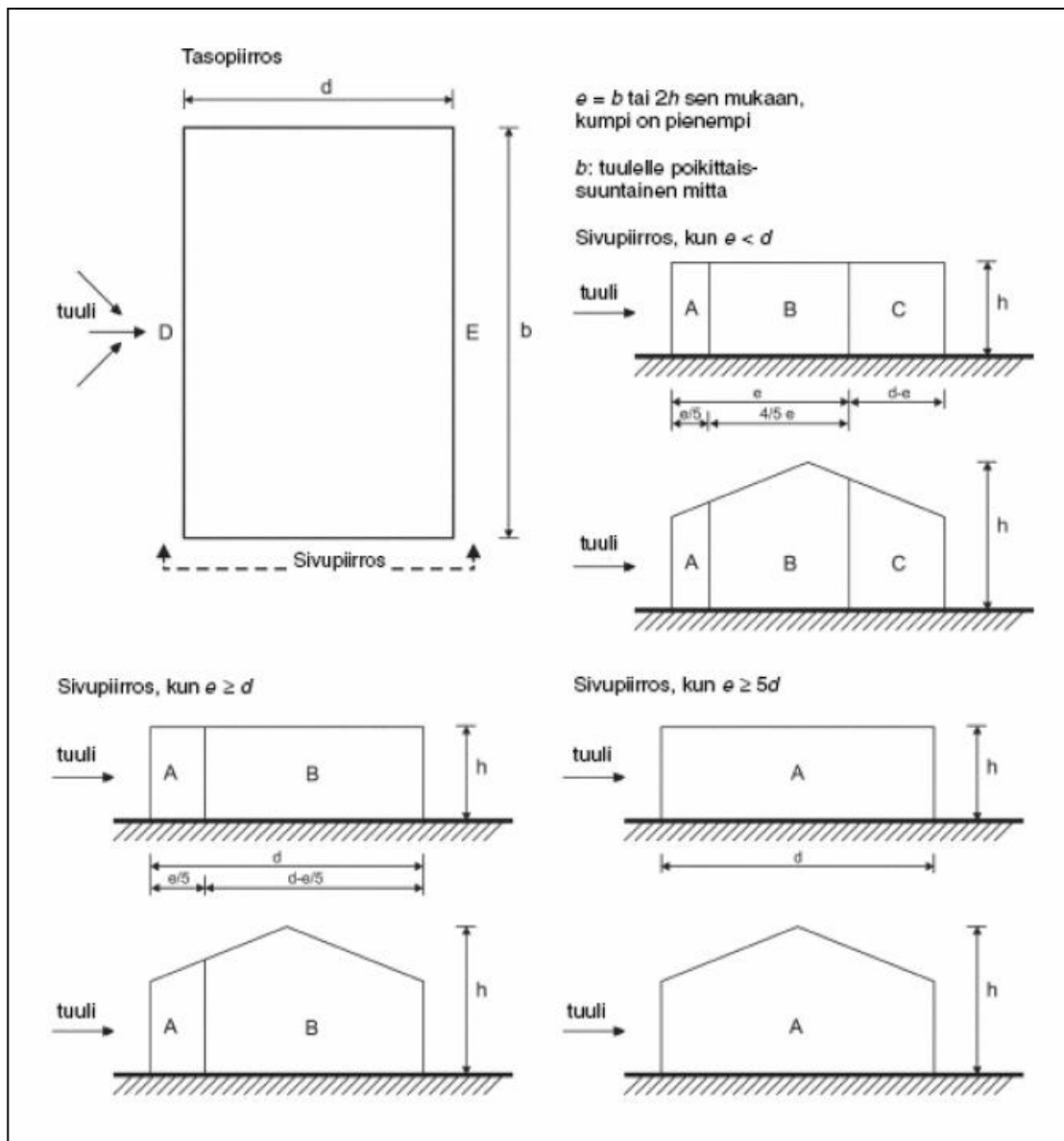
z_0 on rosoisuusmitta, taulukko 5

v on referenssituulen nopeus, 21 m/s manneralueet ja 22 m/s merenranta

Kaava 7 perustuu oletukseen, että rakennus ei sijaitse korkealla mäellä, vieressä ei ole muita rakennuksia, ilmantiheys on $1,25 \text{ kg/m}^3$ ja turbulenssikerroin on 1.



Kuvio 3. Tuulikuorman määrittäyskorkeus (SFS-EN 1991-1-4,31)



Kuvio 4. Pystyiseiniä koskeva vyöhykekaavio (SFS-EN 1991-1-4,32)

Taulukko 4. Ulkopuolisten painekertoimien suositusarvot suorakaiteen muotoisille pystyrakenteille (SFS-EN 1991-1-4,32)

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

4.3 Kuormitusyhdistelmät

4.3.1 Murtorajatila

Tässä työssä tarkastellaan tilannetta, jossa rakenteeseen syntyy sisäinen vaurioituminen tai liian suuri siirtymätila, kun rakenteen rakennusmateriaalien lujuus on määräävä. Tällöin rakenteen kestävyys on RIL-201-1-2011, 35 mukaan

$$\frac{1,15K_{FI}}{0,9} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \right.$$

vähintään (RIL-201-1-2011, 38)

(8)

$$\frac{1,35K_{FI}}{0,9} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right.$$

,jossa

$G_{k,j}$ on pysyvät kuormat

$Q_{k,1}$ on määräävä muuttuva kuorma

$Q_{k,j}$ on muut muuttuvat kuormat

P on esijännitysvoima

K_{FI} on kuormakerroin, joka määräytyy seuraamusluokan mukaan (taulukko 5). Seuraamusluokat käsittelevät seuraamuksia, mitkä aiheutuvat rakenteen mahdollisesta vaurioitumisesta. Kuormakertoimella K_{FI} otetaan huomioon luotettavuusluokka ja seuraamusluokka.

ψ on yhdistelykerroin (taulukko 6). Yhdistelykerroin on kansallisesti määriteltävissä oleva parametri, mikä riippuu rajatilasta, kuormituksesta.

Taulukko 5. Seuraamusluokat (RIL-201-1-2011, 37)

Seuraamusluokka	Kuormakerroin K_{FI}
CC3	1,1
CC2	1,0
CC1	0,9

Taulukko 6. Kuormien yhdistelykertoimia (RIL-201-1-2011, 36)

Kuorma	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Hyötykuorma rakennuksissa, luokka			
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	0,3
Luokka E:varastotilat	1,0	0,9	0,3
Luokka F:liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Luokka G:liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Luokka H:vesikatot	0	0	0
Lumikuormat, kun			
$s_k < 2,75\text{kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k > 2,75\text{kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma (jäänpainosta johtuva)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila	0,6	0,5	0

4.3.2 Käyttörajatila

Tässä työssä tutkitaan käyttörajatilaa vain pitkäaikaisyhdistelmällä. Kuormien pitkäaikaisyhdistelmää käytetään pitkäaikaisvaikutuksille ja tutkittaessa vaikutusta rakenteen ulkonäköön. Tällöin rakenteen kuormitusyhdistelmä on (RIL-201-1-2011, 42.)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

jossa,

$G_{k,j}$ on pysyvät kuormat

$Q_{k,1}$ on määräävä muuttuva kuorma

$Q_{k,j}$ on muut muuttuvat kuormat

P on esijännitysvoima

K_{FI} on kuormakerroin, joka määräytyy seuraamusluokan mukaan (taulukko 5)

ψ on yhdistelykerroin (taulukko 6)

5 BETONISEINÄN MITOITUS

5.1 Rakenteen hoikkuus ja nurjahduspituus

Tässä työssä käsitellään elementtiseiniä erillisarakenteena, jolloin rakennetta pidetään erillissauvana, joka on tuettu nivelellisesti molemmista päistä (kuvio 5). Lisäksi työssä laskenta toteutetaan käsin, jolloin nurjahduspituus on (SFS-EN 1992-1-1, 65.)

$$l_0 = l$$

,jossa

l_0 on rakenteen pituus

Seinän hoikkuus lasketaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1, 65)

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (10)$$

,jossa

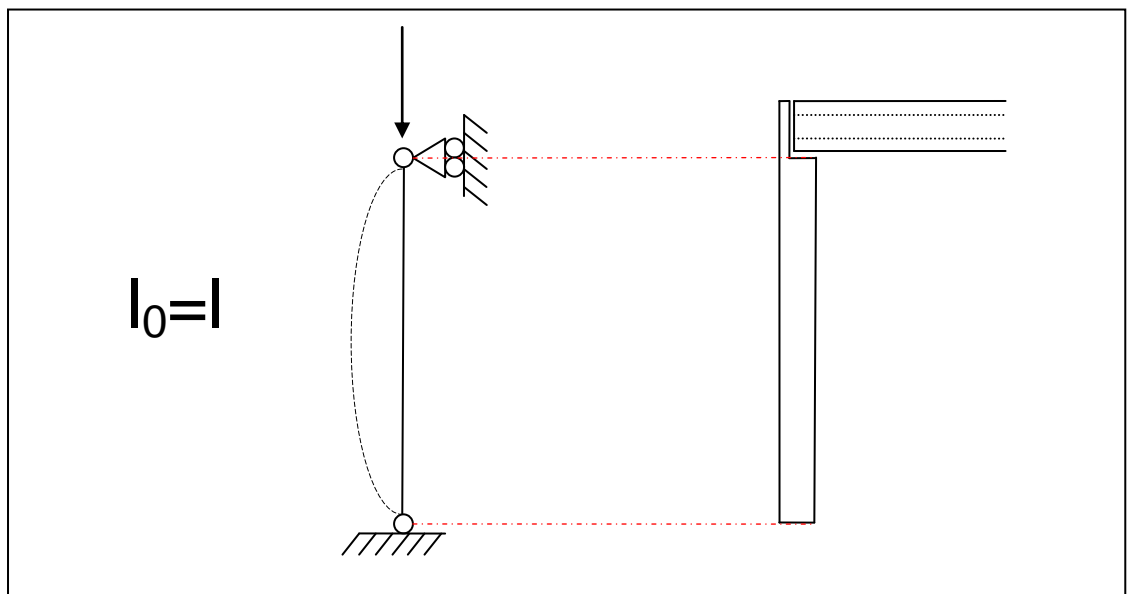
l_0 seinän nurjahduspituus

i on jäyhyys säde, saadaan yhtälöstä

$$i = h_w / \sqrt{12} \quad (11)$$

,jossa

h_w on seinän poikkileikkauksen kokonaispaksuus



Kuvio 5. Erillissauvan nurjahduspituus

5.2 Ensimmäinen kertaluku

Ensimmäisen kertaluvun analyysissä otetaan huomioon rakenteen mittaepätarkkuudet sekä kuormien epäedullinen sijainti. Epätarkkuuksia ei tarvitse ottaa huomioon käyttörajatilan mukaisessa tarkastelussa. (SFS-EN 1992-1-1, 54.)

Analyysiin kuuluu alkuepäkeskisyys e_0 , johon sisältyy kuormien epäkeskisyys, vaakuormien vaikutukset ja sekä mahdolliset kiinnitysmomentit. Alkuepäkeskisyys on

$$e_0 = \max \begin{cases} M_d / N_{ed} \\ h / 30 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (12)$$

,jossa

M_d on taivutusmomentti

N_{ed} on normaalivoima

h on seinän poikkileikkauksen korkeus

Ensimmäisen kertaluvun analyysissä huomioidaan myös lisäepäkeskisyys e_i , joka kattaa mittaepätarkkuuksien vaikutukset. Elementtirakenteissa sallitaan tiettyjä mitta-poikkeamia mittatarkkuusluokissa N ja E. Lisäepäkeskisyys lasketaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1, 54.)

$$e_i = \theta_i * l_0 / 2 \quad (13)$$

,jossa

θ_i on rakenteen vinous

$$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m \quad (14)$$

,jossa

θ_0 on perusarvo, 1/200

α_h on rakenteen korkeuteen perustuva pienennyskerroin

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \quad (15)$$

,jossa

l on rakenteen todellinen pituus, kun tutkitaan vaikutusta erilliseen rakenneosaan.

α_m on rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin

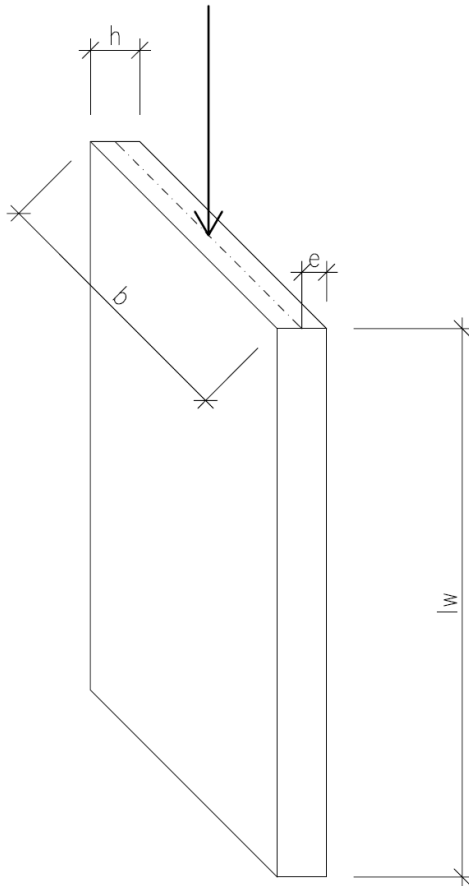
$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * (1 + \frac{1}{m})} \quad (16)$$

,jossa

m on kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenneosien määrä. Kun tutkitaan vaikutusta erilliseen rakenneosaan, $m=1$.

5.3 Raudoittamaton rakenne

Betoniseinää pidetään raudoittamattomana, kun raudoitusta on vähemmän kuin teräsbetonin edellyttämä minimiteräsmäärä. Seinään kohdistuvan normaalivoiman epäkeskisyys ei saa olla sellainen, että seinään syntyisi vetoa. Lisäksi on varmistettava, että hoikkuus λ ei ole yli 90. (SFS-EN 1992-1-1, 189.)



Kuvio 6. Raudoittamattoman seinän kuormitus

Tässä työssä tutkitaan vain raudoittamattoman betoniseinän mitoitusta puristukselle, joten seinän leikkauslujuuden kestävyyttä ei tutkita. Tällöin voidaan käyttää yksinkertaistettua menettelyä, jossa betoniseinän normaalivoimakestävyys lasketaan kaavasta

$$N_{Rd} = b * h_w * f_{cd,pl} * \Phi \quad (17)$$

,jossa

b on poikkileikkauksen kokonaisleveys

h_w on seinän poikkileikkauksen kokonaispaksuus

- $f_{cd,pl}$ on puristuslujuuden tehollinen mitoitusarvo
- Φ on epäkeskisyyden huomioiva kerroin, jossa on mukana toisen kertaluvun ja viruman vaikutukset (SFS-EN 1992-1-1, 193.)

Puristuslujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (18)$$

,jossa

- $\alpha_{cc,pl}$ on kerroin, jolla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät. Kun kyseessä on raudoittamaton betoni, jolta puuttuu raudoitettun betonin sitkeys, on lujuuden kerroin $0,8\alpha_{cc}$. (SFS-EN 1992-1-1, 189.)
- f_{ck} on betonin lujuus
- γ_c on betonin osavarmuusluku

Epäkeskisyyden huomioon ottava kerroin lasketaan kaavasta

$$\Phi = 1,14 * \left(1 - \frac{2 * e_{tot}}{h_w}\right) - 0,02 * \frac{l_0}{h_w} \leq \left(1 - 2 * \frac{2 * e_{tot}}{h_w}\right) \quad (19)$$

,jossa

- h_w on seinän poikkileikkauksen kokonaispaksuus
- l_0 on seinän nurjahduspituus
- e_{tot} on epäkeskisyyksien summa, joka saadaan kaavasta

$$e_{tot} = e_0 + e_i \quad (20)$$

,jossa

- e_0 on ensimmäisenkertaluvun mukainen alkuepäkeskisyyys, johon sisältyvät N_{Ed} epäkeskisyyys ja vaakasuuntaisten kuormien vaikutukset (kaava 12)
- e_i on lisäepäkeskisyyys, joka kattaa mittaepätarkkuuksien vaikutukset (kaava 13) (SFS-EN 1992-1-1,193.)

5.4 Raudoitettu rakenne

Elementtiseinä pidetään teräsbetoniseinä silloin, kun raudoitus täyttää minimi-raudoituksen vaatimukset

$$A_{s,min} = 0,002 * h * b \quad (21)$$

Seinän rakenteen tulee olla symmetrinen, eli raudoitus täytyy olla molemmissa pinoissa. Tällöin teräkset sijoitetaan niin, että puolet mitoittavasta teräsalasta tulee molemmille poikkileikkauksen reunoille. Pystyteräsväli ei saa ylittää kolminkertaista poikkileikkauksen paksuutta tai 400 mm. Vaakateräksillä ei saa ylittää 400 mm teräsjakoa. (SFS-EN 1992-1-1,161.)

Raudoitettu betoniseinä mitoitetaan kuten hoikkapilari, eli seinän oletetaan olevan erillinen puristettu ja taivutettu sauva. Rakenteen poikkileikkauksen leveys b ja korkeus h ovat vakioita, eli laskuissa $b=1000$ mm ja h määräytyy seinän paksuuden mukaan.

Seinärakenteen ollessa symmetrinen mitoitus tapahtuu nimelliskaarevuuteen perustuvalla analyysillä. Tämä analyysi sopii erillirakenteille, joihin vaikuttaa vakion suuruinen normaalivoima ja joiden nurjahduspituus l_0 tiedetään. (SFS-EN 1992-1-1, 171.)

5.4.1 Toinen kertaluku

Toisen kertaluvun vaikutus tarkoittaa geometrinen epälineaarisuutta, jolloin taivutusmomentti kasvaa normaalivoimaa nopeammin. Geometrinen epälineaarisuus syntyy kun epäkeskinen kuormitus aiheuttaa rakenteeseen momenttia ja taivuttaa rakennetta. Tällöin normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus muuttuu epälineaarisesti. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 226)

Kun kyseessä on muuttumaton poikkileikkaus ja symmetrinen rakenne, toisen kertaluvun analyysi perustuu kaarevuuden tarkasteluun. Taipuma ja lisäepäkeskisyys e_2 saadaan sijoittamalla kaarevuuden $1/r$ kaava (SFS-EN 1992-1-1, 72.)

$$1/r = K_r * K_\varphi * 1/r_0 \quad (22)$$

, jossa

K_r on korjauskerroin, mikä riippuu normaalivoimasta. Lasketaan kaavasta

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1 \quad (23)$$

, jossa

$$n_u = 1 + \omega \quad (24)$$

, jossa

ω on mekaaninen raudoitussuhde, joka ratkaistaan kaavasta

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd}) \quad (25)$$

, jossa

A_s on raudoituksen kokonaisala

f_{yd} on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo

A_c on betonin poikkileikkauksen pinta-ala

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

n on suhteellinen normaalivoima, joka saadaan yhtälöstä

$$n = N_{ed} / (A_c f_{cd}) \quad (26)$$

, jossa

N_{ed} on normaalivoima

A_c on betonin poikkileikkauksen pinta-ala

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

n_{bal} on suhteellisen normaalivoiman n arvo, kun taivutuskestävyydellä on maksimiarvo. Tällöin käytetään arvoa 0,4

K_φ on viruman huomioon ottava kerroin, joka lasketaan kaavasta

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (27)$$

,missä

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150 \quad (28)$$

,missä

f_{ck} on betonin lujuus
 λ on hoikkuusluku, kaava 16

φ_{ef} on virumisaste, mikä saadaan kaavasta

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) * (M_{0Epq}/M_{0Ed}) \quad (29)$$

,missä

$\varphi(\infty, t_0)$ on virumaluku, joka saadaan EN 1992-1-1 s.38 kuva 3.1 nomogrammissa. Kaaviossa ilman suhteellinen kosteus RH on vakio, sisällä 50 % ja ulkona 80 %. Betonin ikä kuormituksen alkaessa sekä lujuusluokka ja sementtityyppi on selvitettävä. Virumalukua varten tarvitaan myös betonin poikkileikkauksen muunnettupaksuus h_0 , mikä saadaan yhtälöstä

$$h_0 = 2 A_c/u \quad (30)$$

,missä

A_c on betonin poikkileikkauksen pinta-ala
 u on kuivumisen piiri, on piiri miltä rakenne pääsee kuivumaan.

$1/r_0$ on kaarevuuden perusarvo, mikä ratkaistaan kaavasta

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd}/(0,45d) \quad (31)$$

,missä

d on tehollinen korkeus, eli

$$d = h - d_c \quad (32)$$

,missä

d_c on teräksen keskiön etäisyys betonin reunasta

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s \quad (33)$$

,missä

f_{yd} on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo

E_s on teräksen kimmokerroin

taipuman e_2 kaavaan

$$e_2 = (1/r) l_0^2 / c \quad (34)$$

,missä

$1/r$ on kaarevuus, kaava 19

l_0 on nurjahduspituus

c on kokonaiskaarevuuden jakautumasta riippuva kerroin. Vakio poikkileikkauksilla käytetään c :llä arvo 10.

Tällöin taipuman e_2 kaava saadaan muotoon

$$e_2 = K_r * K_\varphi * (f_{yd}/E_s) / 4,5d * l_0^2 \quad (35)$$

5.4.2 Mitoitusmomentti

Kun käytetään nimelliseen kaarevuuteen perustuvaa menetelmää, saadaan mitoittava taivutusmomentti kaavasta (SFS-EN 1992-1-1, 71.)

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (36)$$

,missä

M_{0Ed} on ensimmäisen kertaluvun mukaisen analyysin mukainen momentti, joka saadaan kaavasta

$$M_{0Ed} = N_{Ed} * (e_0 + e_i) \quad (37)$$

,missä

N_{Ed} on normaalivoima

e_0 on alkuepäkeskisyyss, kaava 18

e_i on mittaepätarkkuudet huomioon ottava epäkeskisyys, kaava 12
 M_2 on toisen kertaluvun mukaisen analyysin mukainen momentti, joka lasketaan kaavasta

$$M_2 = N_{Ed} * e_2 \quad (38)$$

,missä

N_{Ed} on normaalivoima

e_2 on toisen kertaluvun mukaisen analyysin mukainen epäkeskisyys, mikä saadaan kaavasta 31.

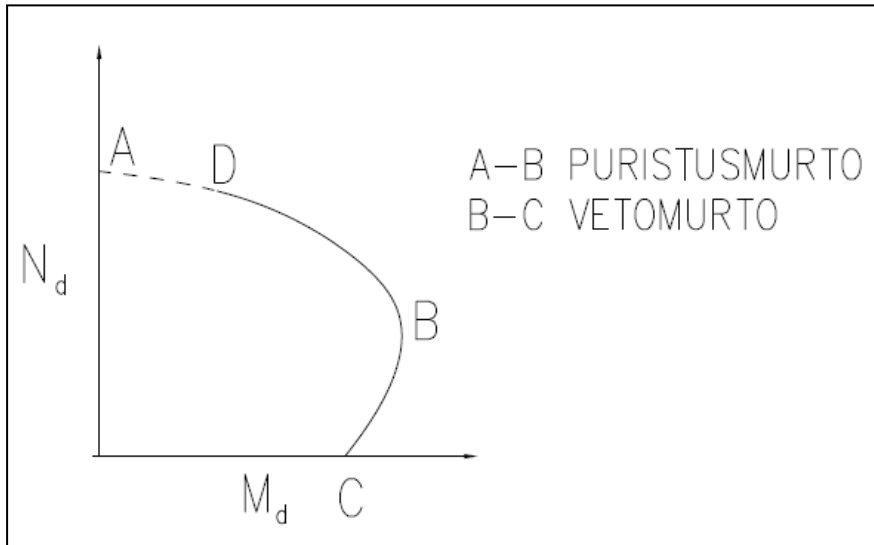
5.4.3 Yhteisvaikutusdiagrammi

Yhteisvaikutusdiagrammeja tarvitaan seinien mitoituksessa. Diagrammissa esitetään normaalivoiman N_{Ed} ja taivutusmomentin M_{Ed} yhteisvaikutus. Yhteisvaikutusdiagrammi on perusmuodoltaan kuvion 7 kaltainen. Diagrammissa normaalivoima tai sen johdannainen γ on pystyakselilla ja vaaka-akselilla momentti tai sen johdannainen μ . Suhteellisen momentin μ ja suhteellisen normaalivoiman γ arvot esitetään dimensiottomassa koordinaatistossa. Suhteellinen normaalivoima saadaan kaavasta (Betoni-rakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 217.)

$$\gamma = N_{Ed}/bh f_{cd} \quad (39)$$

ja suhteellinen momentti kaavasta

$$\mu = M_{Ed}/bh^2 f_{cd} \quad (40)$$



Kuvio 7. Yhteisvaikutusdiagrammi

Yhteisvaikutusdiagrammiin liittyy neljä erilaista erikoispistettä A, B, C ja D, joiden sijainti on yksikäsitteisesti tunnettu ja niiden avulla saadaan laadittua yhteisvaikutusdiagrammi. Diagrammin käyrä esittää ne arvoparit, mitkä toteuttavat murtoehdon. Joten, jos mitoitusmomentti ja normaalivoiman yhdistelmä jää käyrän sisäpuolelle, rakenne ei murru. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 216.)

Pisteessä A vaikuttaa keskeinen normaalivoima N_{ed} ja taivutusmomenttia M_{ed} ei ole. Puristuspuolella toimii koko poikkileikkaus ja tästä johtuen murtopuristuma syntyy koko poikkileikkauksen alueelle. Tällöin A pisteen pysty akselin koordinaatit dimensiotomissa koordinaateissa voidaan esittää kaavassa (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 217.)

$$\gamma_A = 1 + (\omega + \omega_c) - (\rho + \rho_c) \quad (41)$$

,missä

- ω on vetopuolen mekaaninen raudoitussuhde
- ω_c on puristuspuolen mekaaninen raudoitussuhde
- ρ on vetopuolen geometrinen raudoitussuhde
- ρ_c on puristuspuolen geometrinen raudoitussuhde

Kun tutkitaan symmetrisesti raudoitettua rakennetta, voidaan kaava sieventää muotoon

$$\gamma_A = 1 + 2 * (\omega - \rho) \quad (42)$$

,missä

$$\rho = \rho_C = A_s/bh \quad (43)$$

,missä

A_s on terästen poikkileikkaus ala, $A_c=A_s$

h on seinän poikkileikkauksen korkeus

b on seinän poikkileikkauksen leveys

$$\omega = \omega_c = \rho (f_{yd}/f_{cd}) \quad (44)$$

,missä

f_{yd} on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Tällöin yhteisvaikutusdiagrammin pisteen A pysty akselin koordinaatin N_{Rd} kaava voidaan johtaa muotoon

$$N_{Rd,A} = bhf_{cd}(\gamma_A) \quad (45)$$

,missä

γ_A on suhteellisen normaalivoima pisteessä A

h on seinän poikkileikkauksen korkeus

b on seinän poikkileikkauksen leveys

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Pisteiden A-D välillä oletetaan, että normaalivoimakestävyys muuttuu lineaarisesti eli puristus siirtyy voiman mukana kohti toista reunaa. Pisteessä D poikkileikkauksen toinen reunapuristumista on nolla ja vastakkaisella reunalla tapahtuu murtopuristuma. Tällöin D pisteen pysty akselin koordinaatit dimensiottomissa koordinaateissa voidaan esittää kaavassa (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 217.)

$$\gamma_D = \lambda + \omega \quad (46)$$

,missä

λ on 0,8 kun $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$

ω on mekaaninen raudoitussuhde

Tällöin yhteisvaikutusdiagrammin pisteen D pystyakselin koordinaatin N_{Rd} kaava voidaan johtaa muotoon

$$N_{Rd,D} = bhf_{cd}(\gamma_D) \quad (47)$$

tai

$$N_{Rd,D} = \lambda bhf_{cd} + A_{sc}f_{yd} \quad (48)$$

,missä

λ on 0,8 kun $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$

h on seinän poikkileikkauksen korkeus

b on seinän poikkileikkauksen leveys

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

A_c on puristuspuolen terästen poikkileikkausala

Pisteen D vaaka-akselin koordinaatit dimensiottomissa koordinaateissa saadaan yhtälöstä

$$\mu_D = 0,125 - (\lambda - 0,5)^2 / 2 + \omega(1/2 - d_c/h) \quad (49)$$

,missä

λ on 0,8 kun $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$

ω on mekaaninen raudoitussuhde

d_c on teräksen keskiön etäisyys betonin reunasta

h on seinän poikkileikkauksen korkeus

Tällöin pisteen D vaaka-akselin M_{Rd} koordinaatit saadaan yhtälöstä

$$M_{Rd,D} = bhf_{cd}(\mu_D) \quad (50)$$

tai

$$M_{Rd,D} = (0,125 - (\lambda - 0,5)^2/2)bh^2f_{cd} + (h/2 - d_c)A_{sc}f_{sd} \quad (51)$$

Pisteessä B syntyy tasapainomurto eli epäkeskisyyks on kasvanut niin suureksi, että poikkileikkauksen puristetussa reunassa tapahtuu murtopuristuma ja samaan aikaan vedetyllä puolella vetoteräkset myötäävät. Tällöin pisteen B pysty akselin koordinaatit dimensiottomissa koordinaateissa saadaan muotoon (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 218.)

$$\gamma_B = \lambda \varepsilon_{cu} E_s / (f_{yd} + \varepsilon_{cu} E_s) d/h \quad (52)$$

,missä

λ	on 0,8 kun $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$
ε_{cu}	on betonin murtopuristuma
E_s	on betonin kimmokertoimen mitoitusarvo
f_{yd}	on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo
h	on seinän poikkileikkauksen korkeus
d	on

$$d = h - d_c \quad (53)$$

Pisteen B vaaka-akselin koordinaatit dimensiottomissa koordinaateissa voidaan esittää

$$\mu_B = \gamma_B / 2 (1 - \gamma_B) + \omega (1 - 2 d_c / h) \quad (54)$$

,missä

γ_B	on suhteellinen normaalivoima pisteessä B
ω	on mekaaninen raudoitussuhde
d_c	on teräksen keskiön etäisyys betonin reunasta
h	on seinän poikkileikkauksen korkeus

Nyt B pisteen M_{Rd} ja N_{Rd} arvot voidaan johtaa muotoon

$$M_{Rd,B} = bh^2f_{cd}(\mu_B) \quad (55)$$

ja

$$N_{Rd,B} = bhf_{cd}(\gamma_B) \quad (56)$$

Pisteen B ja C välillä esiintyvät yhdistelmät, joissa syntyy vetomurto, koska näissä yhdistelmissä on suuri epäkeskisyys. Pisteessä C ei ole ollenkaan normaalivoimaa N_{Ed} :tä ja pisteessä vaikuttaa vain momentti, eli kyseessä on puhdas taivutus. Tällöin $M_{Rd,C}$ on poikkileikkauksen puhdas taivutuskestävyys ja rakenne murtuu vedosta. Koska $N_{Rd,C}$ ja γ_C ovat nollia, voidaan pisteen C vaakakoordinaatti dimensiottomissa koordinaateissa johtaa muotoon (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 217.)

$$\mu_C = \omega(1 - d_c/d) \quad (57)$$

,missä

ω on mekaaninen raudoitussuhde

d_c on teräksen keskiön etäisyys betonin reunasta

Nyt C pisteen M_{Rd} saadaan kaavasta

$$M_{Rd,C} = bh^2f_{cd}(\mu_C) \quad (58)$$

6 ESIMERKKILASKELMA

6.1 Lähtötiedot

Laskennassa käytetään esimerkkikohteena kahdeksankerroksista elementtikerrostaloa. Kohteen rakenne- ja elementtisuunnittelun on toteuttanut Rakennussuunnittelu- toimisto Sormunen & Timonen Oy. Rakennuksen runko koostuu ontelolaatastosta, mikä tukeutuu kantaviin ulko- ja väliseiniin, kuten kuviosta 8 nähdään. Esimerkkilaskelmissa mitoitetaan yhden seinälinjan kantavat julkisivuelementit kerroksissa yksi, seitsemän ja kahdeksan. Nämä kerrokset valikoituivat laskentaan, koska ylimmässä kerroksessa on vain ontelolaatastosta tulevia epäkeskeisiä kuormia vaikuttamassa seinään. Muissa kerroksissa epäkeskeiset kuormat pysyvät yhteneväisen välipohjarakenteen takia vakiona, vain keskeinen normaalivoima kasvaa siirryttäessä alempiin kerroksiin. Kohde suunnitellaan seuraamusluokka CC2:ssa ja toteutusluokassa 2. Betonina käytetään C30/37, B500K teräsverkkoja ja betonin suojapeitepaksuus on 20 mm.



Kuvio 8. Esimerkkikohteen pystyleikkaus Kuva SORTIM Oy

6.2 Kuormitukset

Kohde sijaitsee Vantaalla jolloin lumikuorman ominaisarvo

$$s_k = 2,5 \text{ kN/m}^2, \text{ (kuvio 1)}$$

Kohde on tasakattoinen ja laskettavan seinälinjan kohdalla ei sijaitse kinostumista aiheuttavia rakenteita. Tällöin lumikuorma katolla kaavan 1 mukaan on

$$s = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 2,5 \text{ kN/m}^2 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Esimerkkikohteessa lasketaan vain tuulen imun aiheuttamaa vaakakuormitusta erillisrakenteeseen. Taulukossa 7 on esitetty tuulikuorman mitoitusarvot.

Taulukko 7. Tuulen mitoitusarvot

Maastoluokka	III
z_0 (m)	0,3
k_r	0,22
v (m/s)	21
b	18
h	24
	$b \leq h \leq 2b$
c_{pe}	-0,517

Kun kuvio 3 mukainen rakennuksen mittojen suhde on $b \leq h \leq 2b$, on tuulen nopeuspaine määritettävä korkeudessa b ja h , jolloin tuulen nopeuspaine kaavan 7 mukaan on

$$q_p(h) = 0,22^2 * \ln\left(\frac{24 \text{ m}}{0,3 \text{ m}}\right) * \left[\ln\left(\frac{24 \text{ m}}{0,3 \text{ m}}\right) + 7\right] * \frac{(21 \text{ m/s})^2}{1600} = 0,665 \text{ kN/m}^2$$

ja

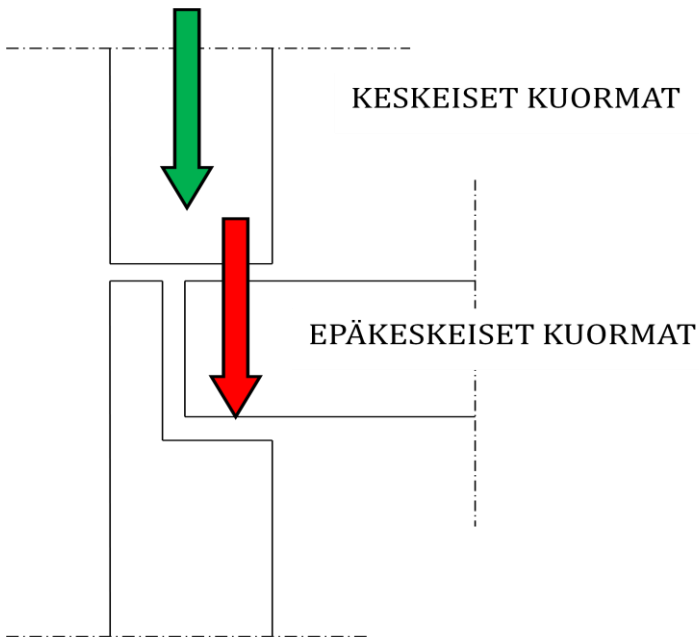
$$q_p(b) = 0,22^2 * \ln\left(\frac{18 \text{ m}}{0,3 \text{ m}}\right) * \left[\ln\left(\frac{18 \text{ m}}{0,3 \text{ m}}\right) + 7\right] * \frac{(21 \text{ m/s})^2}{1600} = 0,606 \text{ kN/m}^2$$

Nyt tuulikuorma saadaan kaavasta 6

$$w_{e(h)} = q_p(h) * c_{pe} = -0,344 \text{ kN/m}^2$$

ja

$$w_{e(b)} = q_p(b) * c_{pe} = -0,313 \text{ kN/m}^2$$



Kuvio 9. Kuormien jako keskeisiin ja epäkeskeisiin

Rakennuksen pysyvät kuormat ja hyötykuormat on esitetty taulukossa 8. Taulukkoon on lisäksi koottu kaikki seiniin vaikuttavat kuormitukset ja ne on jaoteltu epäkeskeisiin ja keskeisiin kuormiin kuvion 9 mukaan. Pysyvät kuormat on laskettu rakennepiirustusten pohjalta ja hyötykuormat on saatu taulukosta 3. Esimerkkilaskussa ei käsitellä mahdollisia törmäys- ja onnettomuuskuormia. Kaikki tasoilta seiniin vaikuttavat kuormat on laskettu 6,5 metrin kuormituspituudella.

Kuormista tehdään kuormitusyhdistelmät taulukon 9 mukaan. Taulukkoon on koottu rakenteen kannalta vaarallisimmat kuormitustapaukset murtorajatilassa. Tässä esimerkkilaskussa tutkitaan kuutta erilaista kuormitusyhdistelmää. Kuormitusyhdistelmät tehdään murtorajatilatarkastelun mukaan, missä rakenteeseen syntyy murtuma tai liian suuri muutostila (kaava 8). Myös käyttörajilatarkastelun mukaiset pitkäaikaisyhdistelmät tulee tutkia (kaava 9).

Taulukko 8. Rakennuksen kuormat

KRS	8	7	1	
EPÄKESKEISET				
gk,laatta	3,8	5,1	5,1	kN/m ²
gk,muut	4,8	1,25	1,25	kN/m ²
qk,lumi	2	0	0	kN/m ²
qk,hyöty	0	2	2	kN/m ²
KESKEISET				
gk,laatta	0	3,8	34,4	kN/m ²
gk,muut	0	4,8	12,3	kN/m ²
qk,lumi	0	2	2	kN/m ²
qk,hyöty	0	0	12	kN/m ²
EPÄKESKEISET				
Gk,laatta	12,4	16,6	16,6	kN/m
Gk,muut	15,6	4,1	4,1	kN/m
Qk,lumi	6,5	0	0	kN/m
Qk,hyöty	0	6,5	6,5	kN/m
KESKEISET				
Gk,laatta	0	12,4	112	kN/m
Gk,muut	0	25,6	50	kN/m
Qk,lumi	0	6,5	6,5	kN/m
Qk,hyöty	0	0	39	kN/m

Taulukko 9. Kuormitusyhdistelmät, MRT

KY	PYSYVÄKUORMA
1	$1,35 \cdot 1,0 \cdot (G_k, \text{laatta} + G_k, \text{muut})$
KY	PYSYVÄKUORMA+HYÖTYKUORMA MÄÄRÄÄVÄ+ LUMI+ TUULI
2	$1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_k, \text{laatta} + G_k, \text{muut}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_k, \text{hyöty} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot (0,7 \cdot Q_k, \text{lumi} + 0,6 \cdot Q_k, \text{tuuli})$
KY	PYSYVÄKUORMA+LUMI MÄÄRÄÄVÄ+HYÖTYKUORMA+TUULI
3	$1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_k, \text{laatta} + G_k, \text{muut}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_k, \text{lumi} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot (0,7 \cdot Q_k, \text{hyöty} + 0,6 \cdot Q_k, \text{tuuli})$
KY	PYSYVÄKUORMA+TUULI MÄÄRÄÄVÄ+LUMI+HYÖTYKUORMA
4	$1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_k, \text{laatta} + G_k, \text{muut}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_k, \text{tuuli} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot (Q_k, \text{lumi} + Q_k, \text{hyöty})$
KY	PYSYVÄKUORMA+TUULI MÄÄRÄÄVÄ +HYÖTYKUORMA
5	$1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_k, \text{laatta} + G_k, \text{muut}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_k, \text{tuuli} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot Q_k, \text{hyöty}$
KY	PYSYVÄKUORMA+TUULIMÄÄRÄVÄ
6	$0,9 \cdot 1,0 \cdot (G_k, \text{laatta} + G_k, \text{muut}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_k, \text{tuuli}$

6.3 Rakennemalli

Esimerkkilaskussa tutkitaan elementtiseinää, jota pidetään erillisrakenteena, mikä on tuettu molemmista päistä nivelellisesti kuvio 5 mukaan. Tällöin seinän nurjahduspituus on seinän tukien välinen etäisyys. Tukina toimivat seinän yläpäässä ontelolaa- tasto ja alareunassa alemmat rakenteet, joten 8. ja 7. kerroksen seinien nurjahduspituus on

$$l_0 = 2585 \text{ mm}$$

ja 1. kerroksen seinäelementin nurjahduspituus on

$$l_0 = 3750 \text{ mm}$$

Seinän raudoitusten määrittämiseksi täytyy lisäksi tietää rakenteen hoikkuus, johon vaikuttaa nurjahduspituus ja jäyhyys säde. Kohteen laskettavien seinien poikkileikkauksen korkeus on vakio jokaisessa kerroksessa. Tällöin seinien jäyhyys säde lasketaan kaavasta 11

$$i = 160 \text{ mm} / \sqrt{12} = 46,2 \text{ mm}$$

ja seinien hoikkuudet lasketaan kaavasta 10

$$\lambda_{1.krs} = \frac{3750 \text{ mm}}{46,2 \text{ mm}} = 81,2$$

$$\lambda_{7.krs} = \lambda_{8.krs} = \frac{2585 \text{ mm}}{46,2 \text{ mm}} = 56$$

6.4 Ensimmäinen kertaluku

Aluksi tutkitaan seinäelementtien e_0 alkuepäkeskisyydet kaavan 12 mukaan. Momentti M_{Ed} koostuu epäkeskisistä kuormista, sekä tuulen aiheuttamasta momentista. Laskenta-arvot on esitetty taulukossa 10.

Taulukko 10. Ensimmäisen kertaluvun mukaisia laskenta-arvoja

	$N_{ed,epäk}$ (kN)	$N_{ed,kesk}$ (kN)	N_{ed} (kN)	e (mm)	M_{ed} (kNm)	M_{ed}/N_{ed} (mm)	e_0 (mm)
1 krs, KY 2	33	252	285	60	2,38	8	20
7 krs, KY 5	24	50	74	60	2,19	30	30
8 krs, KY 6	25	0	25	60	1,94	84	84

Ensimmäisen kertaluvun analyysissä on lisäksi tarkasteltava mittaepätarkkuudet huomioivaa kerrointa e_i . Ensimmäiseksi on laskettava rakenteiden vinous kaavalla 14

$$\theta_i = \frac{1}{200} * 1 * 1 = 0,005$$

ja lisäepäkeskisyydet saadaan kaavasta 13

$$e_{i,1.krs} = 0,005 * \frac{3750}{2} = 9,38 \text{ mm}$$

$$e_{i,7.krs} = e_{i,8.krs} = 0,005 * \frac{2585}{2} = 6,46 \text{ mm}$$

6.5 Raudoittamattoman seinän normaalivoimakestävyys

Ennen raudoitusten määrittämistä on testattava kestäkö rakenne raudoittamattomana. Raudoittamaton rakenne mitoitetaan normaalivoimakestävyydelle. Jotta normaalivoimakestävyys voidaan laskea, on määritettävä betonin puristuslujuus kaavasta 18

$$f_{cd,pl} = 0,8 * \frac{0,85 * 37 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

sekä kertoimen Φ arvo kaavasta 19. Laskenta-arvot nähdään taulukosta 11.

Taulukko 11. Φ arvot

	e_0 (mm)	e_i (mm)	e_{tot} (mm)	l_0 (mm)	h_w (mm)	Φ
1 krs, KY 2	20	9,38	29	3750	160	0,253
7 krs, KY 5	30	6,46	36,5	2585	160	0,231
8 krs, KY 6	84	6,46	90,46	2585	160	-0,374

Kertoimen Φ arvon muuttuessa negatiiviseksi voidaan todeta, että seinärakenteeseen vaikuttavan normaalivoiman epäkeskisyyks on liian suuri ja rakennetta ei voi toteuttaa

raudoittamattomana. Seuraavaksi tässä työssä tutkitaan kerrosten 1. ja 7. normaali-voimakkestävyys kaavasta 17. Taulukossa 12 on esitetty laskennan tulokset ja seinien käyttöasteet huonoimman kestävyuden tuottavassa kuormitusyhdistelmässä.

Taulukko 12. Raudoittamattoman seinän normaalivoimakkestävyys

	b (mm)	h (mm)	Φ	N_{Rd} (kN)	N_{Ed} (kN)	%
1 krs, KY 2	1000	160	0,253	678	285	42
7 krs, KY 5	1000	160	0,231	504	74	15

6.6 Raudoitusten määrittäminen

Esimerkkilaskelmassa raudoitukset määritetään vain 8. kerroksen seinäelementille, koska kyseinen seinä ei kestänyt raudoittamattomana. Raudoitusten määrittämisessä tarvitaan toisen kertaluvun mukaista analyysia, mikä perustuu tässä tapauksessa kaarevuuden tarkasteluun. Jotta toisen kertaluvun mukainen lisäepäkeskisyyttä ja taipuma e_2 saadaan ratkaistua, on selvitettävä kaarevuuteen vaikuttavat lisäkertoimet K_r ja K_φ , sekä kaarevuuden perusarvo $1/r_0$. Ensimmäiseksi selvitetään seinän vähimmäisraudoitus kaavasta 21

$$A_{s,min} = 0,002 * 160mm * 1000mm = 320mm^2$$

,jolloin valitaan raudoitukseksi K6-150# (B500K)

$$A_s = 377mm^2$$

Tällöin mekaaninen raudoitussuhde kaavan 25 mukaan on

$$\omega = \frac{377 mm^2 * 435 N/mm^2}{1,6 * 10^5 mm^2 * 21 N/mm^2} = 0,0488$$

ja lasketaan kaavasta 24

$$n_u = 1 + 0,0479 = 1,0488$$

Lasketaan kerroin β kaavan 28 mukaan

$$\beta = 0,35 + 37/200 - 56/150 = 0,1617$$

Lisäksi on selvitettävä virumaluku ja tähän tarvitaan betonipoikkileikkauksen muunneltu paksuus, mikä saadaan kaavasta 30

$$h_0 = 2 * 1,6 * 10^5 \text{ mm}^2 / 2 * 1000 \text{ mm} = 160 \text{ mm}$$

Määritellään myös betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa t_0 ja sementtityyppi. Kun kyseessä on elementtirakenne, käytetään tyyppin R sementtiä ja kuormitus ajankohtana 14 vrk. Tällöin virumaluku EN 1992-1-1, 38 kuva 3.1 mukaan on

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,3$$

Nyt tarvittavat laskenta-arvot voidaan sijoittaa taulukkoon (taulukko13)

Taulukko 13. Laskenta-arvoja.

	N_{Ed}	n (kaava 26)	K_r (kaava 23)	$M_{Ed,KTR}$ (kNm)	$M_{Ed,MRT}$ (kNm)	φ^{eff} (kaava 29)	K_φ (kaava 27)
KY1	37,7	0,0112	1,00	1,68	2,51	1,72	1,28
KY2	38,97	0,0126	1,00	1,76	2,85	1,57	1,25
KY3	41,89	0,0125	1,00	1,76	3,04	1,47	1,24
KY4	38,97	0,0116	1,00	1,76	3,02	1,47	1,24
KY5	32,14	0,0096	1,00	1,68	2,57	1,65	1,27
KY6	25,16	0,0075	1,00	1,68	2,10	2,00	1,32

Seuraavaksi ratkaistaan taipuma, jota varten tarvitaan teräksen kimmokerroin, $E_s=210 \text{ GPa}$ ja kaavan 32 perusteella tehollinen korkeus on

$$d = 160 \text{ mm} - 29 \text{ mm} = 131 \text{ mm}$$

Näin ollen taipuma saadaan kaavasta 34. Taipuman e_2 avulla lasketaan toisen kertaluvun mukainen momentti $M_{Ed,2}$ ja mitoitusmomentti M_{Ed} . Lisäksi taulukossa on esitetty suhteellinen normaalivoima ja momentti kaavojen 39 ja 40 mukaan. Laskenta-arvot on esitetty seuraavassa taulukossa (taulukko 14)

Taulukko 14. Toisen kertaluvunmukaisia laskenta-arvoja

	N_{Ed}	e_2 (mm)	$M_{Ed,2}$ (kNm)	M_{Ed} (kNm)	μ	ν
KY1	37,7	31,5	1,19	3,70	0,00689	0,01125
KY2	38,97	30,9	1,20	4,05	0,00755	0,01162
KY3	41,89	30,5	1,28	4,32	0,00805	0,01249
KY4	38,97	30,5	1,19	4,21	0,00784	0,01162
KY5	32,14	31,2	1,00	3,57	0,00665	0,00958
KY6	25,16	32,6	0,82	2,92	0,00545	0,00750

Tämän jälkeen laskenta-arvot sijoitetaan yhteisvaikutusdiagrammiin (kuvio 9). Jotta mitoitusarvot saadaan sijoitettua ja rakenteen kestävyyttä tarkasteltua on yhteisvaikutusdiagrammin pisteet selvitettävä. Yhteisvaikutusdiagrammin piste A saadaan kaavasta 47

$$N_{Rd,A} = 1,6 * 10^5 \text{mm}^2 * 21 \text{N/mm}^2 (1 + 2 * (0,0244 - 188,5 \text{mm}^2 / 1000 \text{mm} * 160 \text{mm}))$$

$$N_{Rd,A} = 3516 \text{kN}$$

ja

$$M_{Rd,A} = 0 \text{kNm}$$

Pisteen D koordinaatit saadaan ratkaisemalla kaava 48

$$N_{Rd,D} = 0,8 * 1,6 * 10^5 \text{mm}^2 * 21 \text{N/mm}^2 + 188,5 \text{mm}^2 * 435 \text{N/mm}^2$$

$$N_{Rd,D} = 2769 \text{kN}$$

ja kaava 51

$$M_{Rd,D} = (0,125 - (0,8 - 0,5)^2 / 2) * 1000 \text{mm} * (160 \text{mm})^2 * 21 \text{N/mm}^2 + (160 \text{mm} / 2 - 32 \text{mm}) * 188,5 \text{mm}^2 * 435 \text{N/mm}^2$$

$$M_{Rd,D} = 46,9 \text{kNm}$$

Diagrammin pisteen B koordinaatteja varten on selvitettävä kaavasta 52

$$\gamma_B = 0,8 * 0,0035 * 210000 \text{N/mm}^2 / (435 \text{N/mm}^2 + 0,0035 * 210000 \text{N/mm}^2) *$$

$$131 \text{mm} / 160 \text{mm}$$

$$\gamma_B = 0,4115$$

sekä kaavasta 54

$$\mu_B = 0,4115/2 * (1 - 0,4115) + 0,0244 * (1 - 2 * 29\text{mm}/160\text{mm})$$

$$\mu_B = 0,1366$$

Tällöin kaavasta 55 saadaan

$$M_{Rd,B} = 1000\text{mm} * (160\text{mm})^2 * 21\text{N/mm}^2 * 0,1366$$

$$M_{Rd,B} = 73,4\text{ kNm}$$

ja kaavasta 56 ratkaistaan

$$N_{Rd,B} = 1,6 * 10^5\text{mm}^2 * 21\text{N/mm}^2 * 0,4115$$

$$N_{Rd,B} = 1382\text{ kN}$$

Pisteen C koordinaatit saadaan selvittämällä kaavasta 57

$$\mu_C = 0,0244(1 - 29\text{mm}/131\text{mm})$$

$$\mu_C = 0,0190$$

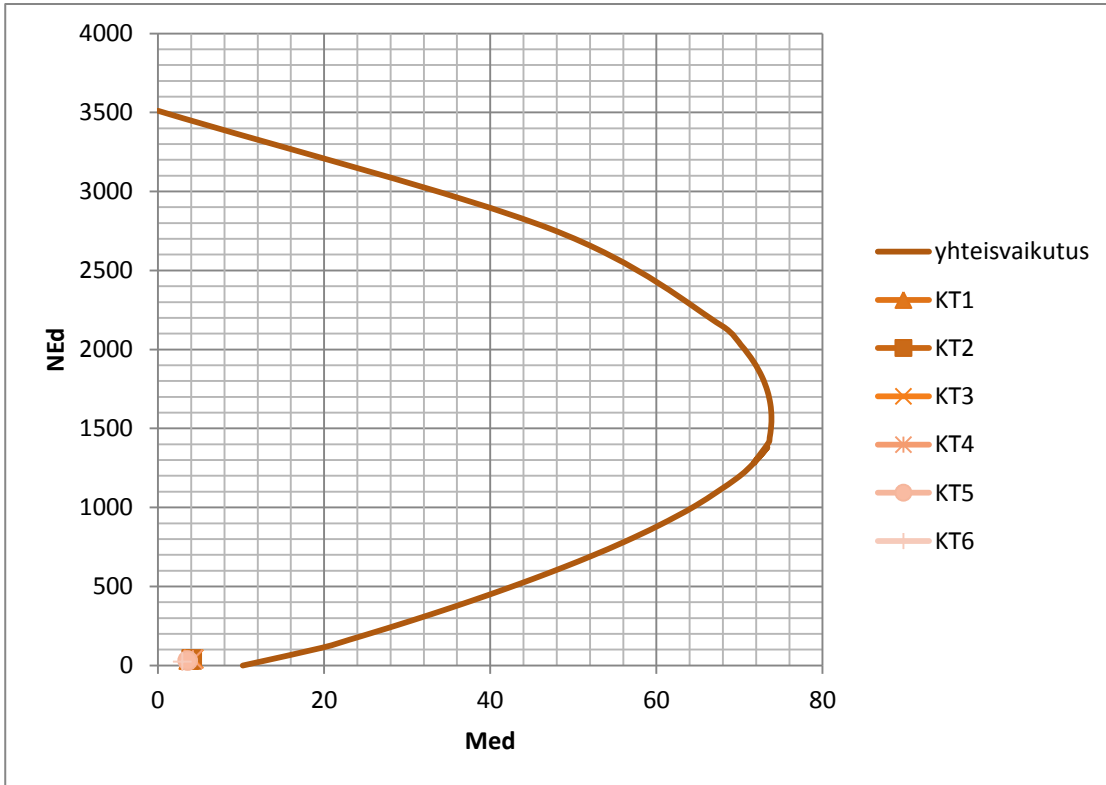
ja ratkaisemalla kaava 58

$$M_{Rd,C} = 1000\text{mm} * 160\text{mm}^2 * 21\text{N/mm}^2 * 0,0273$$

$$M_{Rd,C} = 10,2\text{ kNm}$$

C pisteessä normaalivoima on

$$N_{Rd,C} = 0\text{ kN}$$



Kuvio 9. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi

Kuten yhteisvaikutusdiagrammista nähdään, seinä kestää siihen kohdistuvat kuormitukset kaikilla kuormitusyhdistelmillä.

7 TULOKSET JA POHDINTA

Opinnäytetyön tavoitteena oli tutkia elementtirakenteisen kerrostalon betoniseinäelementtien Eurokoodiperusteista raudoitusten määrittämistä ja seinän mitoitusta. Lisäksi tarkoituksena oli tehdä toimiva taulukkolaskentapohja seinien mitoitukseen. Työssä tutkittiin aluksi mitoitukseen vaikuttavia kuormia ja niiden yhdistelmiä. Keskeistä oli käsitellä raudoittamattoman ja raudoitetun betoniseinän mitoitusta. Näiden tietojen pohjalta toteutettiin esimerkkilaskelmat. Työn tavoitteisiin päästiin eli Eurokoodipohjainen seinänmitoitus sisäistettiin ja Excel-laskentapohja saatiin toteutettua.

Kuormien laskennassa ja yhdistelemisessä on otettava huomioon rakenteen kestävyiden kannalta pahimmat mahdolliset tilanteet. Kun mitoitetaan erillirakenteena seinäelementtiä, on huomioitava tuulen imun vaikutuksesta syntyvä kuormitus. Tuulen imu aiheuttaa ulkoseinärakenteessa taivutusmomenttia ja rakenteen taipumaa yleensä samaan suuntaan epäkeskisten kuormien kanssa.

Normaalivoimien ja kuormien jakaminen oikein epäkeskisiin ja keskeisiin kuormiin on olennaista oikean lopputuloksen kannalta. Keskeisten ja epäkeskeisten kuormien suhde vaikuttaa raudoittamattoman rakenteen lujuuteen radikaalisti, kuten esimerkkilaskelmissa ja liitteessä 1 huomataan. 8. kerroksen seinään vaikuttava epäkeskinen kuormitus on pieni, noin 25 kN/m, ja seinään ei vaikuta keskeisiä kuormia. Tällöin seinä ei kestä raudoittamattomana. Tarkasteltaessa 1. kerroksen seinää huomataan, että epäkeskisten kuormien ollessa 30 kN/m ja keskeisten noin 250 kN/m seinä kestää raudoittamattomana. Suuri keskeinen kuormitus pienentää alkuepäkeskisyyden arvoa, jolloin betoniseinään ei synny liikaa taivutusta tai vetoa.

Teräsbetoniseinän raudoitusten määrittäminen koostuu monesta osatekijästä. Pelkästään toisen kertaluvun mukaisen mitoitusmomentin määrittäminen nimelliskaarevuuteen perustuen koostuu monesta selvitettävästä muuttujasta. Tässä työssä käsinelaskennassa virumisluku määritettiin suoraan taulukosta, mutta tarkempia ja käyttökelpoisempia arvoja saadaan, jos virumaluvun määrittäminen ohjelmoidaan taulukkolaskentaohjelmaan. Olennainen osa teräsbetoniseinien mitoituksessa on yhteisvaikutusdiagrammit. Tässä opinnäytetyössä keskityttiin vain tutkimaan A, D, B ja C pisteitä. Jos halutaan tarkempia diagrammeja, tulisi tarkastella myös näiden pisteiden välisiä arvoja.

LÄHTEET

Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, by 210. 2006. Helsinki. Suomen betoniyhdisys r.y.

Elementtisuunnittelu. *Runkorakenteet*. 2010 a. [viitattu 1.12.2012]. Betoniteollisuus Ry. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet>.

Elementtisuunnittelu. *Valmisosarakentaminen*. 2010 b. [viitattu 1.12.2012]. Betoniteollisuus Ry. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/valmisosarakentaminen>.

Eurocodes. [viitattu 1.12.2012]. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/>

RIL-201-1-2011, Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. 2011. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

SFS EN 1991-1-1+AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, omapaino ja rakenusten hyötykuormat. 2011. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS RY.

SFS EN 1991-1-3+AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. 2011. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS RY.

SFS EN 1991-1-4+AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. 2011. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS RY.

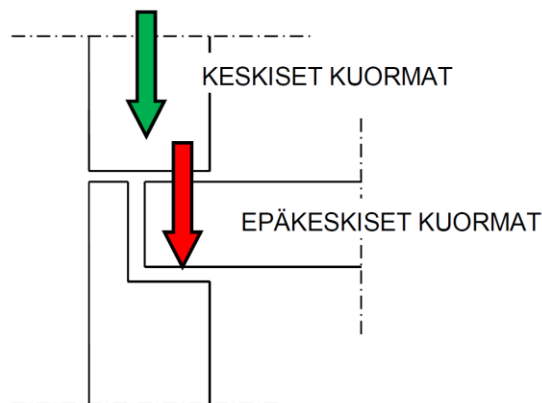
SFS EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2007. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS RY.

LIITE 1. Excel-laskelma 8.krs

KOHDE	SUUN	Ovo	PVM
Koivukylä MOD. LINJA 1-A	TARK		1.12.2012

8.krs

KUORMAT		
EPÄKESKISET		
G _k ,laatta	12,4	kN/m
G _k ,muut	15,6	kN/m
Q _k ,lumi	6,5	kN/m
Q _k ,hyöty	0	kN/m
KESKISET		
G _k ,laatta	0	kN/m
G _k ,muut	0	kN/m
Q _k ,lumi	0	kN/m
Q _k ,hyöty	0	kN/m
SEINÄ		
G _k ,seinä	10,3	kN/m
TUULI		
Q _k ,tuuli	0,344	kN/m ²



KY	PYSYVÄKUORMA
1	$1,35 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,laatta} + G_{k,muut})$
KY	PYSYVÄKUORMA+HYÖTYKUORMA MÄÄRÄÄVÄ+ LUMI+ TUULI
2	$1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,laatta} + G_{k,muut}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_{k,hyöty} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot (0,7 \cdot Q_{k,lumi} + 0,6 \cdot Q_{k,tuuli})$
KY	PYSYVÄKUORMA+LUMI MÄÄRÄÄVÄ+HYÖTYKUORMA+TUULI
3	$1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,laatta} + G_{k,muut}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_{k,lumi} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot (0,7 \cdot Q_{k,hyöty} + 0,6 \cdot Q_{k,tuuli})$
KY	PYSYVÄKUORMA+TUULI MÄÄRÄÄVÄ+LUMI+HYÖTYKUORMA
4	$1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,laatta} + G_{k,muut}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_{k,tuuli} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot (Q_{k,lumi} + Q_{k,hyöty})$
KY	PYSYVÄKUORMA+TUULI MÄÄRÄÄVÄ +HYÖTYKUORMA
5	$1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,laatta} + G_{k,muut}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_{k,tuuli} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot Q_{k,hyöty}$
KY	PYSYVÄKUORMA+TUULIMÄÄRÄVÄ
6	$0,9 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,laatta} + G_{k,muut}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_{k,tuuli}$

SEURAAMUSLUOKKA -> K_{FI}	1	
RAKENNELUOKKA	2	
betonin osa varmuuskerroin	1,5	
teräksen osa varmuuskerroin	1,15	
f_{ck} , betonin lujuus	37	MPa
f_{yk} , teräksen lujuus	500	MPa
f_{cd} , betonin mitoitus lujuus	21,0	N/mm ²
f_{yd} , teräksen mitoitus lujuus	435	N/mm ²
t , tukipinta	40	mm ± 10 mm
h , pl. korkeus	160	mm
b , pl. Leveys	1000	mm
e , Ned epäkeskisyy	60	mm
e_{min}	20,0	mm
θ_0	0,005	
l_0 , nurjahduspituus	2585	mm
$\alpha_{h,}$ korkeuteen perustuva kerroin	1,00	
m , rakennusosien lkm.	1	
α_m , rakennusosien mukainen kerroin	1	
θ_i , rakenteen vinous	0,005	
e_i , lisäepäkeskisyy	6,462500	
e_{tot}	66,462500	mm
$a_{cc,pl}$	0,8	
$f_{cd,pl}$, rauodoittamattoman betonin lujuus	16,77333333	N/mm ²
i , rakenteen jäyhyyssäde	46,18802154	mm
λ , rakenteen hoikkuus	55,96689172	

RADOITTAMATON RAKENNE

KUORMITUSYHDISTELMÄ	N_{Ed} YP (kN/m)	M_{TUULLI} (kNm/m)	M_{Ed}
KT1	37,80	0	2,27
KT2	39,03	0,2586	2,60
KT3	41,95	0,2586	2,78
KT4	39,03	0,4310	2,77
KT5	32,20	0,4310	2,36
KT6	25,20	0,4310	1,94
	e_0	e_{tot}	ϕ
KT1	60,000	66,46	-0,130
KT2	66,627	73,09	-0,225
KT3	66,165	72,63	-0,218
KT4	71,044	77,51	-0,288
KT5	73,385	79,85	-0,321
KT6	77,103	83,57	-0,374
KT1	-349,4640	Nrd (kN/m)	EI KESTÄ
KT2	-602,8855	Nrd (kN/m)	EI KESTÄ
KT3	-585,2154	Nrd (kN/m)	EI KESTÄ
KT4	-771,8331	Nrd (kN/m)	EI KESTÄ
KT5	-861,3570	Nrd (kN/m)	EI KESTÄ
KT6	-1003,5495	Nrd (kN/m)	EI KESTÄ

RADOITUSTEN MÄÄRITTÄMINEN:

VIRUMA		
RH, ilmansuhteellinen kosteus	50	%
b, pl. Leveys	1000	mm
h, pl. Korkeus	160	mm
A _c , pl. Pinta-ala	160000	mm ²
u, kuivumisen piiri	2000	mm
h _o , muunnettupaksuus	160	mm
t ₀ betonin ikä kuormituksen alkaessa	14	vrk
Sementti	R	
VIRUMALUKU $\varphi(t,t_0)$	2,30	
Pystyraudoitus	T6k150	
Vaakaraudoitus	Ø 6 mm	
Suojapeite	20	mm
A _s ,min	320	mm ²
A _s , raudoitus, koko pl.	377,0	mm ²
ω , mekaaninen raudoitussuhde, koko pl	0,0489	
n _u	1,0489	
β	0,1619	
d _c , terästen keskiöetäisyys pinnasta	29	mm
d, tehollinen korkeus	131	mm

KUORMITUSYHDISTELMÄ	N_{ed}	n	K_r
KT1	37,80	0,0113	1,000
KT2	39,03	0,0116	1,000
KT3	41,95	0,0125	1,000
KT4	39,03	0,0116	1,000
KT5	32,20	0,0096	1,000
KT6	25,20	0,0075	1,000
KUORMITUSYHDISTELMÄ	$M_{ed,KTR} \text{ YP}$	φ_{eff}	K_φ
KT1	1,68	1,703703704	1,275808143
KT2	1,76	1,555092774	1,251749908
KT3	1,76	1,456764999	1,235831881
KT4	1,76	1,458393103	1,236095451
KT5	1,68	1,635207049	1,264719399
KT6	1,68	1,988673708	1,321941193
KUORMITUSYHDISTELMÄ	e_2	Med	
KT1	31,44	3,70	kNm/m
KT2	30,85	4,06	kNm/m
KT3	30,45	4,32	kNm/m
KT4	30,46	4,21	kNm/m
KT5	31,17	3,57	kNm/m
KT6	32,58	2,93	kNm/m
KUORMITUSYHDISTELMÄ	μ	ν	
KT1	0,00689	0,01127	
KT2	0,00756	0,01163	
KT3	0,00806	0,01250	
KT4	0,00785	0,01163	
KT5	0,00666	0,00960	
KT6	0,00545	0,00751	

Yhteisvaikutusdiagrammin pisteet:

ρ	0,001178
ω , mekaaninen raudoitussuhde	0,024430
ϵ_{cu}	0,0035
E_s , kimmokerroin	210000
λ	0,8

PISTE	μ	ν
A	0	1,046503856
D	0,087787071	0,824430025
B	0,136662513	0,411550827
C	0,019021852	0

PISTE	M_d	N_d
A	0,00	3510,67
D	47,12	2765,69
B	73,35	1380,62
C	10,21	0,00

