

Saimaan ammattikorkeakoulu  
Tekniikka Lappeenranta  
Rakentamisen koulutusohjelma  
Ylempi ammattikorkeakoulututkinto

Marina Viitala

## **Venäläisten normien mukainen betonirakenteiden suunnitteluohje**

Opinnäytetyö 2015

# ALKUSANAT

Tämä työ ei syntyisi ilman lukuisten ihmisten apua ja kannustamista. Erikoisesti haluaisin kiittää työkavereitani Aleksey Krishtalevichia avusta venäläisen normiston kiemurointien selvittämisessä sekä Pekka Knuutista, joka toimi useasti koekaniinina kun luetutin hänellä tämän työn vastakirjoitetut osiot.

Haluan kiittää ohjaajiani Kim Sundströmiä ja Petri Himmiä työni suunnan antamisesta sekä kaikkia muita kollegojani Sweco Rakennetekniikka Oy:sta, jotka omilla kysymyksillään ja arvokkailla palautteillaan autoivat minua saamaan tekstistä ymmärrettävän myös muille kuin itselleni.

Äitini ja edesmennyt isäni olivat sitä mieltä, että kerran aloitettu opiskelu pitää saada suoritetuksi. Heidän kannustamana en jättänyt tätä tehtävää kesken.

Suurimmat kiitokset kuuluvat rakkaille aviomiehelleni Jarmolle ja kolmevuotiaalle pojalleni Eemilille, jotka rakastivat minua vaikeinakin hetkinä. Koko opiskeluni aikana Jarmo kannusti, neuvoi ja tuki minua, hoiti perhettämme ja antoi toivoa että saan opintoni suoritettua määräaikana. Pienelle pojalleni erityiskiitos siitä, että hän jaksoi urheasti, vaikka äitinsä joutui olemaan paljon poissa kotoa iltaisin ja viikonloppuisin.

Lappeenrannassa  
01.06.2015

Marina Viitala

## Tiivistelmä

Marina Viitala

Venäläisten normien mukainen betonirakenteiden suunnitteluohje, 252 sivua

Saimaan ammattikorkeakoulu

Tekniikka Lappeenranta

Rakentamisen koulutusohjelma

Ylempi ammattikorkeakoulututkinto

Opinnäytetyö 2015

Ohjaajat: Petri Himmi DI, Saimaan ammattikorkeakoulu, projektipäällikkö Kim

Sundström, Sweco Rakennetekniikka Oy

Vuonna 2005 Venäjä ja EU allekirjoittivat asiapaperin, jonka mukaan Venäjä pyrkii lähestymään eurooppalaista normistoa omissa teknisissä säädöksissään. Samalla Venäjällä käydään kiivasta keskustelua muutoksista rakennusalan lainsäädännössä. Osa asiantuntijoista haluaa poistaa vanhoihin neuvostonormeihin pohjautuvan lainsäädännön kokonaan tai muuttaa sen ei-pakolliseksi, osa taas ehdottaa, että otetaan käyttöön Eurokoodi -standardit ja luodaan omat kansalliset liitteet.

Tässä vaiheessa tilanne on kuitenkin sellainen, että Eurokoodi-standardiin pohjautuvat kansalliset liitteet ovat hyvin keskeneräisiä ja Venäjällä edelleen käytetään neuvostoajan SNiP-normistoon pohjautuvia normeja ja standardeja. Kuitenkin vanha neuvostoajalta peritty Venäjän Federaation teknillisten normien järjestelmä ei ole enää sellaisenaan voimassa. Sen tilalle on luotu toinen, jonka pohjana ovat Federaation Laki 30.12.2009 № 384-ФЗ ”Rakennusten ja rakennelmien turvallisuudesta” ja Säädösten Kokoelmat (SP). Muuttuneesta normistosta ei vielä löydy paljon oppimateriaalia, joten tämä opinnäytetyö on ajankohtainen.

Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli tehdä suunnitteluohje niille suomalaisille rakennesuunnittelijoille, jotka eivät aikaisemmin ole suunnitelleet venäläisten normien mukaisesti, tai ovat suunnitelleet käytöstä poissa olevan SNiP-normiston mukaisesti. Toisena tavoitteena oli myös luoda venäläisen normiston mukaiset laskentapohjat betonirakenteiden palkin, pilarin ja anturan mitoitukselle Mathcad-ohjelmalla. Tarkoituksena oli myös tutkia venäläisen ja Eurokoodi-normiston eroavuudet.

Suoritettut laskelmat osoittivat, että venäläinen normisto ja Eurokoodi-standardit eivät ole suoraan verrattavissa toisiinsa, jos kyseessä on kokonaisen rakennuksen tai rakennelman suunnittelu. Mitoitustulokseen vaikuttavat mm. mitoittavat, varmuuskertoimet, hyötykuormien arvot, tuuli- ja lumikuormien alueet Venäjällä. Saadut tulokset voivat eroa huomattavasti Eurokoodi-standardien mukaisesti tehtyjen laskelmien tuloksista. Päättääkseen kumman normiston käyttö osoittautuu taloudellisesti järkevämmäksi, pitää alustavasti tutkia koko rakennus ja selvittää, mitkä seikat vaikuttavat eniten suunnittelutuloksiin ja mitä rakenteita on enemmän.

**Asiasanat:** betonirakenteet, venäläinen normisto, SP, suunnitteluohje

## **Abstract**

Marina Viitala

Designer guide of concrete structure calculation based on Russian construction norms, 252 pages

Saimaa University of Applied Sciences

Technology, Lappeenranta

Construction Technology

Master's Degree

Master's Thesis 2015

Instructors: Mr Petri Himmi (DI), Saimaa University of Applied Sciences; Mr Kim Sundström (Project Manager), Sweco Rakennetekniikka Oy

In 2005, Russia and the EU signed a document according to which Russians try to accommodate European Standards in their own building structures. At the same time, there is ongoing a hot-tempered discussion about the changes to be made in building legislation in Russia. Some experts want to either remove the whole old legislation based on old Soviet norms or change it to “non-compulsory” while others propose that EU standards shall be introduced in the code of practice along with Russia’s own national annexes.

At this point, the situation is such that the Russian national annexes based on Eurocode Standards are incomplete and Russians are continuing to use the construction standards and norms from the Soviet period – SNiPs. However, the engineering standards the Russian Federation inherited from the old Soviet era are no longer valid. A new system was created and based on the Law of Federation 30 December 2009 number 384-F3 “The safety of buildings and constructions” and The Acts on Collection (AC). This thesis acts as an aid to provide learning material to the engineers highlighting the changed norms.

The primary aim of the thesis is to help the Finnish construction engineers who have not used the Russian norms or who have used the invalid SNiP standards in the planning and designing of structures. The second aim is to introduce a calculation model consisting of column, column footing and concrete beam Mathcad software built according to the Russian standards, the purpose being to investigate the differences between Russian standards and Eurocode.

Calculations showed that the two standards (Russian and Eurocode) cannot be directly compared in case of planning or designing an entire structure. The results are influenced by sizing methods, safety factors, the values of live loads, wind and snow loads that differ in different regions of Russia. The results based on Russian standards may significantly differ from the results of calculations according to Eurocode. However, the decision of standards to be considered is to be made, after a preliminary economic study on the size of the building, environment and other influencing factors.

**Keywords:** designer guide, concrete structures, Russian construction standards and norms



# SISÄLLYSLUETTELO

ALKUSANAT .....	2
1. JOHDANTO .....	7
2. LUOTETTAVUUDEN HALLINTA JA RAJATILAMITOITUS .....	11
2.1 Rajatilamitoitukset .....	13
2.2 Kuormien luokitus.....	13
2.2.1 Pysyvät kuormat .....	14
2.2.2 Väliaikaiset kuormat.....	14
2.3 Varmuuskertoimet, kuormien yhdistelyyn liittyvät pienennyskertoimet ja kuormien yhdistelmät.....	21
2.3.1 Varmuuskertoimet.....	21
2.3.2 Kuormayhdistelmät .....	23
2.3.3 Pienennyskertoimet .....	25
2.4 Lumikuormat.....	27
2.5 Tuulikuormat.....	32
2.6 Siirtymät .....	47
2.6.1 Paikallinen satunnainen epäkeskisyys.....	47
2.6.2 Rungon sivusiirtymät.....	48
2.6.3 Rakenteiden taipumat .....	51
2.6.4 Rakenteiden sivusiirtymät .....	57
3. MATERIAALIOMINAISUUDET JA BETONIRAKENTEIDEN SÄILYVYYS....	59
3.1 Betoni .....	59
3.1.1 Betoniluokat, merkinnät ja olosuhteet .....	59
3.1.2 Betonin lujuus .....	75
3.1.3 Puristuslujuuden ja vetolujuuden mitoitusarvot .....	76
3.1.4 Betonin muodonmuutokset .....	80
3.2 Raudoitus .....	85
3.2.1 Teräksen ominaisuudet ja muodonmuutokset.....	86
3.2.2 Teräksen lujuuksien mitoitusarvot.....	89
3.3 Raudoituksen ankkurointi, limitys, tankojen välinen etäisyys ja sijainti poikkileikkauksessa.....	91
3.3.1 Raudoituksen minimi- ja maksimietäisyydet.....	91
3.3.2 Teräsbetonirakenteiden minimiraudoitus .....	94
3.3.3 Raudoituksen ankkurointi.....	96
3.3.4 Raudoituksen jatkaminen.....	98
3.3.5 Tankojen taivutustelan sallitut halkaisijat .....	100
3.4 Rakenteiden poikkileikkaukset ja betonirakenteiden säilyvyys .....	101
3.4.1 Rakenteiden poikkileikkaukset.....	101
3.4.2 Perusbetonipeitteet.....	101
3.4.3 Paloturvallisuus.....	102
3.4.4 Halkeamat.....	105
3.4.5 Taipumat.....	117
4. RAKENNEOSIEN MITOITUS VENÄLÄISTEN NORMIEN MUKAISESTI ...	121
4.1 Palkki.....	121
4.1.1 Vetoraudoitettu suorakaidemuotoinen poikkileikkaus .....	124
4.1.2 Veto- ja puristusraudoitettu suorakaidemuotoinen poikkileikkaus...	125
4.1.3 Laattapalkki eli T- ja I- profiili .....	127
4.1.4 Leikkaus.....	128
4.2 Pilari .....	132

4.2.1 Poikkileikkauksen koko ja epäkeskisyydet.....	133
4.2.2 Puristettujen sauvojen tuentatavat.....	135
4.2.3 Raudoittamaton rakenne.....	137
4.2.4 Raudoitettu poikkileikkaus .....	139
4.3 Laatan lävistys.....	140
4.4 Pilariantura .....	143
4.4.1 Perustamissyvyys .....	146
4.4.2 Sallittu pohjapaine.....	148
4.4.3 Pohjapaine .....	150
4.4.4 Lävistysleikkaus, tapaus: pilari asennetaan peruspilarin päälle .....	153
4.4.5 Pilarianturan momenttiteräket .....	156
5. LASKELMAT .....	157
5.1 Rakenteiden kuvaus .....	157
5.2 Rakenteisiin kohdistuvat kuormat, Säädösten Kokoelma (SP) .....	159
5.2.1 Lumikuormat .....	160
5.2.2 Tuulikuormat .....	162
5.2.3 Yläpohjarakenteet.....	164
5.2.4 Välitason kuormat .....	165
5.3 Rakenneosien laskenta, Säädösten Kokoelma (SP) .....	165
5.3.1 Yläpohjan palkin mitoitus .....	167
5.3.2 Pilarin mitoitus.....	187
5.3.3 Pilarianturan mitoitus .....	199
5.4 Rakenteisiin kohdistuvat kuormat, Eurokoodi-standardi .....	209
5.4.1 Lumikuormat .....	209
5.4.2 Tuulikuormat .....	210
5.4.3 Muut rakenteisiin vaikuttavat kuormat.....	211
5.5 Rakenneosien laskenta, Eurokoodi-standardi .....	211
5.5.1 Yläpohjan palkin mitoitus .....	213
5.5.2 Pilarin mitoitus.....	218
5.5.3 Pilarianturan mitoitus .....	223
6 TULOSTEN VERTAILU JA ANALYSOINTI.....	228
6.1 Yleiset seikat .....	228
6.2 Palkki.....	229
6.3 Pilari .....	231
6.4 Pilariantura .....	233
6.5 Poikkileikkauksen mitoituksen kaavat SP/Eurokoodi.....	235
7 PÄÄTELMÄT.....	238
MERKINNÄT .....	243
LÄHTEET .....	248

# 1. JOHDANTO

Vuonna 2005 Venäjä ja EU allekirjoittivat asiapaperin, jonka mukaan Venäjä pyrkii lähestymään eurooppalaista normistoa omissa teknisissä säädöksissään. Toisin sanoen Venäjän kilpailukyky eurooppalaisilla markkinoilla riippuu paljon siitä, kuinka lähellä sen rakennusstandardit ovat eurooppalaisia ja kuinka kilpailukykyisiä tuotteita Venäjä pystyy tarjoamaan. Samalla Venäjällä käydään kiivasta keskustelua muutoksista rakennusalan lainsäädännössä. Osa asiantuntijoista haluaa poistaa vanhoihin neuvostonormeihin pohjautuvan lainsäädännön kokonaan tai muuttaa sen ei-pakolliseksi, osa taas ehdottaa, että otetaan käyttöön Eurokoodi -standardit ja luodaan omat kansalliset liitteet.

Tässä vaiheessa tilanne on kuitenkin sellainen, että Eurokoodi-standardiin pohjautuvat kansalliset liitteet ovat hyvin keskeneräisiä ja Venäjällä edelleen käytetään neuvostoajan SNiP-normistoon pohjautuvia normeja ja standardeja. Kuitenkin alla esitetty, vanha neuvostoajalta peritty Venäjän Federaation teknillisten normien järjestelmä (14) ei ole enää sellaisenaan voimassa (asiakirjat on mainittu pätevyysjärjestyksessä):

- Venäjän federaation normiasiakirjat
  - o Venäjän Federaation rakennusnormit ja –määräykset (SNiP)
  - o Venäjän Federaation rakennusalan standardit (GOST R)
  - o Rakennusalan Säädösten Kokoelmat (SP)
  - o Normiasiakirjajärjestelmien ohjaavat asiakirjat (RDS)
- Venäjän federaation subjektien<sup>1)</sup> normiasiakirjat
  - o alueelliset rakennusnormit (TSN)
- Tuotanto- ja toimialakohtaiset normiasiakirjat (STP, STO)

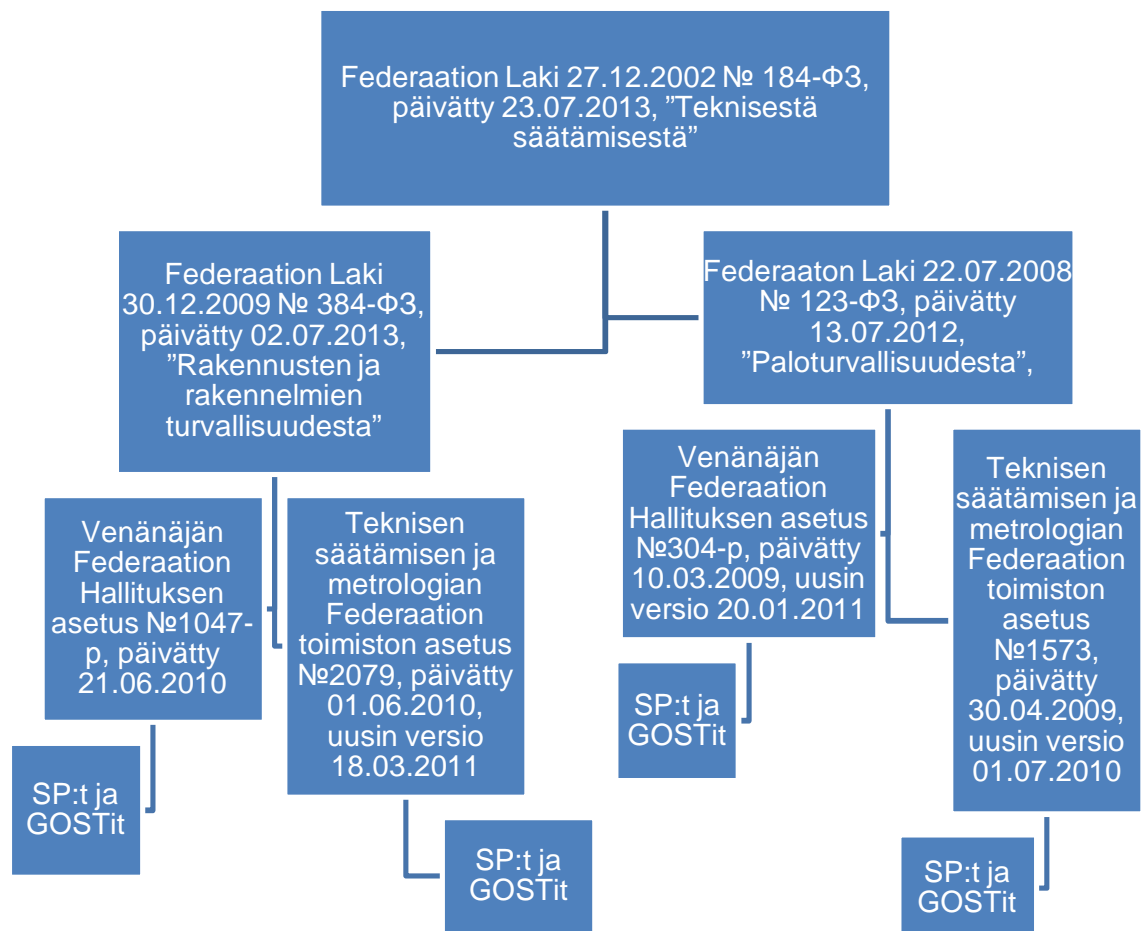
---

<sup>1</sup> Venäjän Federaatio koostuu 1.3.2008 alkaen 83 federaation **subjektista**. Ne ovat syntyneet historiallisesti eri tavoin, ja siitä johtuvat myös niiden erilaiset hallinnolliset nimet. Subjektien asema suhteessa maan keskushallintoon on kaikilla sama. Federaatioon kuuluu 46 aluetta (oblast), 21 tasavaltaa, neljä autonomista piirikuntaa (avtonomnyi okrug), yhdeksän aluepiiriä (krai), yksi autonominen alue sekä Moskovan ja Pietarin kaupungit. Yhteisnimenä niistä käytetään suomeksi sanaa alue tai subjekti. (20)

Nykyhetkellä määräävänä asiakirjana on Federaation Laki 27.12.2002 № 184-Φ3, päivätty 28.12.2013, "Teknisestä säätämisestä" (ks. kuva 1.0) (15). Lain tavoitteena on järjestää uudelleen neuvostoaikainen tuotteiden sertifiointi ja standardisointi. Uusi laki asettaa tuotteiden, tuotannon, käytön, varastoinnin, kuljetuksen, myynnin ja kierrätyksen teknologioille kahdentasoiset vaatimukset: tekniset asetukset ja standardit. Lain ilmestymishetkestä lähtien 11 vuoden aikana on kehitetty 13 Teknistä säädöstä, joista kaksi koskee rakennusalaan:

- 1) Federaation Laki 22.07.2008 № 123-Φ3, päivätty 13.07.2012 (16), "Paloturvallisuudesta", joka määrää paloturvallisuusvaatimukset rakennusten suunnittelu-, rakennus- ja käyttövaiheissa.
- 2) Federaation Laki 30.12.2009 № 384-Φ3, päivätty 02.07.2013, "Rakennusten ja rakennelmien turvallisuudesta" (17), joka koskee kaikkia rakennuksia ja rakennelmia, niihin kuuluvia LVIS-järjestelmiä, tutkimus- ja suunnittelutöitä, rakennustöitä, asennus-, käyttö- sekä purkutöitä. Lain noudattaminen edellyttää standardien ja Säädösten Kokoelmien (SP) ehdotonta käyttöä.

Suurin osa Säädösten Kokoelmista (SP) on päivitettyjä SNiP-normien painoksia, joten vanhat SNiP-normit sellaisinaan eivät ole enää voimassa. Laissa määrätty standardit ja Säädösten Kokoelmat on lueteltu Kansallisten standardien ja säädösten kokoelmien luettelossa (18). On olemassa myös Venäjän Hallituksen ja Teknisen säätämisen ja metrologian Federaation toimiston kaksi asetusta, joissa luetellaan, mitkä Säädösten Kokoelmat ovat pakollisia (26) ja mitkä voidaan käyttää vapaaehtoisesti (27), kuitenkin niin, että Federaation Laki Rakennusten ja rakennelmien turvallisuudesta tulee noudatetuksi (19).



**Kuva 1.0** Venäjän rakennusalan normisto (19)

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on tutustuttaa lukija venäläisten normien maailmaan kuormien ja betonirakenteiden mitoituksen osalta, jotta hänelle muodostuu käsitys miten kannattaa ryhtyä suunnittelutyöhön. Laskentaesimerkkinä käytetään yksinkertaista varaston mallirakennusta ja rakenneosaesimerkeiksi valitaan suorakaidemuotoinen palkki, pilari ja pilariantura. Laskelmat suoritetaan betonirakenteiden venäläisten normien ja Eurokoodi-normiston suomalaisen kansallisliitteen mukaisesti ja työn lopussa tehdään suunnittelutyön tulosten vertailuanalyysi rakenteiden kestävyys sekä siitä johtuvien poikkileikkausten mittojen, materiaalien laadun ja määrän

kannalta. Kumpaakin normistoa käyttäessä on otettava huomioon paikallisten rakennusmateriaalien ominaisuuksien eroavuudet, normeissa esitetyt kuormitustapaukset ja -yhdistelmät, varmuuskertoimien suuruudet ja niiden tapauskohtainen käyttö.

## 2. LUOTETTAVUUDEN HALLINTA JA RAJATILAMITOITUS

Samoin kuin Eurokoodissa on luotettavuusluokat, Venäjän normeissa on vastaavasti vastuuluokat, joita yhteensä on neljä (4, s.15–17; 21, pykälä 48.1; 13, s.23).

Rakennusten vastuuluokka ja sitä kautta laskelmissa käytettävä varmuuskerroin ovat pääsuunnittelijan määräämät ja ne on hyväksyttävä tilaajalla. Rakennuksen eri rakenneosille on sallittu antaa eri vastuuluokkia. Korkeimpien vastuuluokkien rakennusten suunnittelulle on järjestettävä tieteellinen seuranta ja valvonta rakennustöiden sekä käytön yhteydessä.

Vastuuluokan varmuuskertoimella kerrotaan rakenteisiin kohdistuvien kuormien arvot, mikäli suoritetaan laskelmat rajatilojen ensimmäisen ryhmän mukaan (ks. kohta 2.1). Mikäli kyseessä on mitoitus rajatilojen toisen ryhmän mukaan, kertoimen  $\gamma_n$  arvona sallitaan käyttää 1. Vastaavasti Eurokoodi-standardin kuormayhdistelmissä pysyvien ja hyötykuormien arvot kerrotaan kertoimella  $K_{FI}$ .

**1a-vastuuluokkaan** kuuluvat erittäin tärkeät rakennukset ja rakennelmat, kuten ydinvoimalat, vesivoimalat, korkeajännitteiset linjat, televisiotornit, yms. kaupunkien ja asutusten toimintaa ylläpitävät kohteet sekä rakennukset, joiden jänneväli on yli 100 m. Tähän listaan kuuluvat myös vaaralliset tuotannot, jotka on rekisteröitävä Venäjän Federaation lainsäädännön mukaisesti. Tähän joukkoon kuuluvat mm. vaarallisia kemikaaleja, rauta- ja värimetallisulatteita käsittelevät tuotannot ja räjähdysmenetelmiä käyttävät kaivokset. Tämän luokan rakennusten suunnittelussa varmuuskertoimen  $\gamma_n$  arvona käytetään 1,2.

**16-vastuuluokkaan** kuuluvat mm. katetut urheilukentät ja kauppahallit, teatterit, museot, opiskelulaitokset sekä rakennukset, joiden jänneväli on yli 60 m. Niiden suunnittelussa varmuuskertoimen  $\gamma_n$  arvona käytetään 1,1.

**2-vastuuluokkaan** (normaali vastuutaso) kuuluvat alle 75-metriset asuinrakennukset ja muut julkiset rakennukset, jotka eivät kuulu luokkiin 1a, 1b tai 3. Niiden suunnittelussa varmuuskertoimen  $\gamma_n$  arvona käytetään 1.

**3-vastuuluokkaan** (alennettu vastuutaso) kuuluvat mm. väliaikaiset varastot, kasvihuoneet, vartiointikopit ja muut vastaavat rakennukset, joiden käyttöikä on rajoitettu. Niiden suunnittelussa varmuuskertoimen  $\gamma_n$  arvona käytetään 0,8.

**Taulukko 2.0.1** Säästösten Kokoelman (SP) mukaiset vastuuluokat

SP	$\gamma_n$
vastuuluokka 1a	1,2
vastuuluokka 1b	1,1
vastuuluokka 2	1
vastuuluokka 3	0,8

**Taulukko 2.0.2** Eurokoodi-standardin mukaiset luotettavuusluokat

Eurokoodi, FI	$K_{FI}$
RC3	1,1
RC2	1
RC1	0,9



## 2.1 Rajatilamitoitukset

Rajatila on sellainen rakenteen tila, jonka ylittäessä rakenne ei enää vastaa sille esitettyjä käyttövaatimuksia. Venäläiset rakennusnormit käsittelevät kahta rajatilaa: ensimmäinen ryhmä ja toinen ryhmä. **Rajatilojen ensimmäinen ryhmä** (eli Murtorajatila vastaavasti Eurokoodi-standardissa) käsittelee rakenteiden tarvittavaa kantavuutta, lujuutta ja kestävyyttä sekä sopivuutta käyttöön. Rajatilamitoitus **rajatilojen ensimmäisen ryhmän** mukaisesti suoritetaan kertomalla normikuormat vastaavanlaisilla varmuuskertoimilla  $\gamma_f$ .

**Rajatilojen toinen ryhmä** (eli Käyttörajatila vastaavasti Eurokoodi-standardissa) käsittelee rakenteiden sopivuutta normaalikäyttöön, joka määritellään prosessien tai elinehtojen mukaisesti.

**Rajatilojen toisen ryhmän** mukaisesti suoritettavat laskelmat määräytyvät rakenteiden rajamuodonmuutosten, halkeilun ja värähtelyn mukaisesti. Toisen ryhmän rajatila sallii rakenteiden normaalia käyttöä ja muodonmuutokset määritellään normikuormien vaikutuksen mukaisesti. Tässä tapauksessa varmuuskertoimen  $\gamma_f$  arvo on 1, mikäli suunnittelunormeissa ei ole määritelty toisin. Täten rajatilojen toisen ryhmän mukaisesti suoritettavissa laskelmissa on noudatettava muun muassa seuraavaa ehtoa:

$$f \leq f_{ult}, \quad (1)$$

jossa

$f$  – rakenteisiin vaikuttavien kuormien aiheuttama muodonmuutos

$f_{ult}$  – maksimi sallittu muodonmuutos.

## 2.2 Kuormien luokitus

Venäläisessä normistossa rakenteisiin vaikuttavat kuormat on jaettu kahteen ryhmään: pysyvät kuormat  $P_d$  ja väliaikaiset kuormat. Väliaikaiset kuormat on

vuorostaan jaettu kolmeen alaryhmään: pitkäaikaiset  $P_l$ , lyhytaikaiset  $P_t$  ja erikoiskuormat  $P_s$  (1, s.2-3).

### **2.2.1 Pysyvät kuormat**

**Pysyviin kuormiin ( $P_d$ ) kuuluvat seuraavat kuormat:**

- a) rakenteiden painot, mm. kantavien ja suojaavien rakenteiden kuormat
- b) maaperäkuormat (penkereet ja täytöt), kalliokuormat
- c) vesipaineesta syntyvät kuormat

Perustukseen tai rakenteeseen jäävä jännitysvoima on otettava huomioon pysyvänä kuormana.

### **2.2.2 Väliaikaiset kuormat**

Väliaikaisiin kuormiin kuuluvat pitkäaikaiset, lyhytaikaiset ja erikoiskuormat.

**Pitkäaikaisiin kuormiin ( $P_l$ ) kuuluvat seuraavat kuormat:**

- a) väliaikaisten väliseinien paino, laitteiston alle tulevat betonivalut
- b) pysyvän laitteiston (koneiden, moottoreiden, säiliöiden, putkistojen, liukuhihnojen, nostolaitteiden sekä laitteiston sisällä olevien nesteiden ja kovien aineiden) paino
- c) säiliöissä ja putkistoissa olevien kaasujen, nesteiden ja kuivien aineiden paine ja paino sekä kuilujen tuuletuksen yhteydessä syntyvän ilman yli- ja alapaine
- d) varastojen, kylmähuoneiden, vilja- sekä kirjavarastojen, arkistojen ja vastaavien tilojen välipohjiin kohdistuvat varastoiduista materiaaleista ja varastohyllyistä syntyneet kuormat

- e) pysyvän laitteiston toiminnasta syntyvät lämpökuormat
- f) vaakasuorassa oleviin päällysteisiin kohdistuva veden paino
- g) tuotantopölyn paino, mikäli sen kasautuminen ei ole estetty
- h) ihmisten, eläinten ja laitteiston paino, joka kohdistuu asuin-, maatalous- ja julkisten rakennusten välipohjiin. Painona käytetään pienennettyä normiarvoa (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 2.2.1)
- i) ikeiroudan sulamisesta sekä perustusten muodonmuutoksesta johtuvat kuormat, joita ei seuraa maaperän pysyviä muutoksia
- j) materiaalien kosteuden muutoksista, painumisesta ja virumisesta johtuvat kuormat

**Lyhytaikaisiin kuormiin ( $P_t$ ) kuuluvat seuraavat kuormat:**

- a) kuormat, jotka syntyvät laitteiston käynnistämisestä, pysäyttämisestä, koeajoaikana sekä siirtämisen ja vaihtamisen yhteydessä
- b) ihmisten ja korjausmateriaalien paino laitteiston huollon ja korjausten alueilla
- c) ihmisten, eläinten ja laitteiston paino, joka kohdistuu asuin-, maatalous- ja julkisten rakennusten välipohjiin, paitsi kohdissa a), b), d), e) mainitut kuormat (Pitkäaikaiset kuormat). Kuormana käytetään täysnormiarvoa (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 2.2.1)
- d) liikkuvista nostolaitteista syntyvät kuormat (kuormaaajat, pinoamistrukit, siltanosturit, riippunosturit jne.). Kuormana käytetään täysnormiarvoa.
- e) ilmastoin aiheuttamat kuormat (lumi-, tuuli-, lämpö- ja jääkuormat). Kuormana käytetään täysnormiarvoa (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 2.2.1)

**Erikoiskuormiin kuuluvat ( $P_s$ ) seuraavat kuormat:**

- a) seismiset kuormat
- b) räjähdyskuormat
- c) kuormat, jotka aiheutuvat äkillisestä tuotantoprosessin häiriöstä tai laitteiden väliaikaisesta rikkoutumisesta
- d) kuormat, jotka aiheutuvat maaperän pysyvästä muodonmuutoksesta
- e) palokuormat
- f) törmäyskuormat

Erikoiskuormien arvot määritellään vastaavissa normiasiakirjoissa tai suunnittelutehtävässä.

***Taulukko 2.2.1 Väliaikaisten normikuormien täys- ja pienennetyt arvot (SP) sekä vertailuksi esitetyt Eurokoodi-standardin mukaiset arvot (1, s.8, taulukko 8.3; 13, s.67, taulukko 6.1S)***

Rakennukset ja tilat	Kuormien normiarvot, kN/m <sup>2</sup> (SP)		Eurokoodi, kN/m <sup>2</sup>
	täysarvo (kok.)	pienennetty arvo (pienn.)	
1. Kerrostalojen asunnot, päiväkotien ja oppilaitosten asuntoloiden makuutilat; hotellien, parantoloiden ja kylpylöiden majoitustilat, sairaaloiden potilashuoneet, terassit	1,5	0,5	välipohjat 2,0 portaat 2,0 parvekkeet 2,5 (luokka A)

Rakennukset ja tilat	Kuormien normiarvot, kN/m <sup>2</sup> (SP)		Eurokoodi, kN/m <sup>2</sup>
	täysarvo (kok.)	pienennetty arvo (pienn.)	
2. Virastojen ja yritysten toimistotilat, oppilaitosten luokkatilat, tuotantolaitosten ja julkisten rakennusten naulakko-, suihku-, WC- ja muut tilat	2,0	0,7	toimistotilat 2,5 (luokka B) koulut 2,5 (luokka C1)
3. Terveystieteiden laitosten toimistot ja laboratoriot, tiede- ja koulutuslaitosten laboratoriot, julkisten rakennusten keittiöt, tekniset kerrokset, kellaritilat	Vähintään 2,0	Vähintään 0,7	
4. Salit:			
a) lukusalit	2,0	0,7	2,5 (luokka C1)
b) ruokailusalit (kahviloissa, ravintoloissa, ruokaloissa)	3,0	1,1	2,5 (luokka C1)
c) neuvottelusalit, kokoontumistilat, odotustilat, urheilu-, elokuva- ja konserttikatsomot, puntti- ja biljardisalit	4,0	1,4	3,0 (luokka C2)
d) myyntihallit ja näyttelysalit	Vähintään 4,0	Vähintään 1,4	4,0 (luokka C3) 5,0 (luokka D2)

Rakennukset ja tilat	Kuormien normiarvot, kN/m <sup>2</sup> (SP)		Eurokoodi, kN/m <sup>2</sup>
	täysarvo (kok.)	pienennetty arvo (pienn.)	
5. Kirjavarastot ja arkistot	Vähintään 5,0	-	7,5 (luokka E1)
6. Näyttämöt	Vähintään 5,0	Vähintään 1,8	5,0 (luokka C4)
7. Katsomot:			
a) kiinteät istuimet	4,0	1,4	3,0 (luokka C2)
b) seisomapaikat	5,0	1,8	6,0 (luokka C5)
8. Ullakot	0,7	-	
9. Päällysteet alueilla:			
a) joilla tungos on mahdollista (ihmiset lähtee pois tuotantotiloista, saleista, luokista)	4,0	1,4	6,0 (luokka C6)
b) jotka käytetään lepoa varten	1,5	0,5	3,0 (luokka C2)
c) muut	0,5	-	
10. Parvekkeet (ranskalaiset parvekkeet) ottaen huomioon kuorma:			
a) tasainen viivakuorma 0,8 m:n leveydellä parvekkeen kaidetta pitkin.	4,0	1,4	

Rakennukset ja tilat	Kuormien normiarvot, kN/m <sup>2</sup> (SP)		Eurokoodi, kN/m <sup>2</sup>
	täysarvo (kok.)	pienennetty arvo (pienn.)	
b) tasainen pintakuorma, jonka vaikutus on epäedullisempi kuin kohdassa 10, a)	2,0	0,7	
11. Tuotantotiloissa sijaitsevat laitteiston huolto- ja remonttialueet	Vähintään 1,5	-	
12. Aulat, portaat ja niihin kuuluvat käytävät, jotka liittyvät seuraavissa kohdissa mainittuihin tiloihin:			
a) 1, 2 ja 3	3,0	1,1	4,0 (luokka C3)
b) 4, 5, 6 ja 11	4,0	1,4	6,0 (luokka C5)
c) 7	5,0	1,8	6,0 (luokka C5)
13. Rautatieasemien laiturit	4,0	1,4	6 (luokka C5)
14. Eläinsuojat:			
pienikokoinen karja	Vähintään 2,0	Vähintään 0,7	
isokokoinen karja	Vähintään 5,0	Vähintään 1,8	

Kuormien pienennetyt arvot saadaan kertomalla normiarvo luvulla 0,35. Kohdissa 5, 8, 9 c) ja 11 esitetyille normiarvoille pienennettyjä arvoja ei käytetä

ollenkaan. Normiarvon pienennettyä arvoa käytetään mm. taipumien laskennassa (ks. tämän opinnäytetyön kohta 2.6 Rakenteiden siirtymät).

**Taulukko 2.2.2** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset varastokuormat (1, s.7, taulukko 8.1)

Rakennukset ja tilat	Normipintakuormat, $P_t$ , kN/m <sup>2</sup>	Normipistekuormat, $Q_t$ , kN
Kauppavarastot	Vähintään 5,0	Vähintään 6,0
Tuotantorakennukset ja tuotantovarastotilat	Rakentamistehtävän mukaan, kuitenkin vähintään	Rakentamistehtävän mukaan, kuitenkin vähintään 3,0
	3,0 – laatoille ja sekundääripalkeille	
	2,0 – primääripalkeille, pilareille ja perustuksille	

**Taulukko 2.2.3** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset pysäköintitalojen väli-,  
ylä- ja alapohjiin kohdistuvat pinta- ja pistekuormat (1, s.11, taulukko 8.4)

Nº	Rakennuksen tilat	Normipintakuormat, $P_t$ , kN/m <sup>2</sup>	Normipistekuormat, $Q_t$ , kN
Sisäparkkitilat autoille, joiden paino on $\leq 3$ tn			
1	parkkialue	3,5	20,0
2	sisäänajorampit ja -tasot	5,0	25
Sisäparkkitilat autoille, joiden paino on 3-16 tn			
3	parkkialue	vähintään 5,0	vähintään 90,0
4	sisäänajorampit ja -tasot	vähintään 7,0	vähintään 100,0
5	Parkkitilat autoille, joiden paino on yli 16 tn	Rakentamistehtävän mukaan	

Yläpohjien, välipohjien, portaiden ja parvekkeiden rakenteet tarkistetaan myös normipistekuormalle, jonka arvo on:



- välipohjat ja portaat – 1,5 kN
- ullakot, yläpohjat ja parvekkeet – 1,0 kN
- yläpohjat, joiden päällä liikkuminen tapahtuu kulkusiltojen avulla – 0,5 kN

Portaiden ja parvekkeiden kaiteisiin kohdistuville vaakakuormille annetaan seuraavat normiviivakuormat:

- kerrostalot, päiväkodit, kylpylät, sairaalat ym. – 0,3 kN/m
- katsomot ja urheilusalit – 1,5 kN/m
- muut rakennukset ja tilat, mikäli ei ole mitään erikoisvaatimuksia – 0,8 kN/m.

## 2.3 Varmuuskertoimet, kuormien yhdistelyyn liittyvät pienennyskertoimet ja kuormien yhdistelmät

### 2.3.1 Varmuuskertoimet

Rakenteiden ja perustusten mitoituksessa on suoritettava laskelmat ottaen huomioon kuormien epäedullisimmat vaikutukset rakenteisiin (1, s.5–11). Laskelmissa käytetään tämän opinnäytetyön taulukossa 2.3.1. esitetyt pysyvien ja väliaikaisten kuormien varmuuskertoimet  $\gamma_f$ .

**Taulukko 2.3.1** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset rakenteiden ja maa-aineksen varmuuskertoimet  $\gamma_f$  omalle painolle (1, s.5, taulukko 7.1)

Rakenteet ja maa-aines	Kuorman varmuuskerroin $\gamma_f$
- Metallirakenteet	1,05
- Betonirakenteet (betonin keskitiheys on enemmän kuin 16 kN/m <sup>3</sup> ), teräsbetonirakenteet, muurausrakenteet, puurakenteet	1,1

<b>Rakenteet ja maa-aines</b>	<b>Kuorman varmuuskerroin <math>\gamma_f</math></b>
- Betonirakenteet (betonin keskitiheys on 16 kN/m <sup>3</sup> tai vähemmän), eriste-, tasaus- ja viimeistelykerrokset (laatat, rullamateriaalit, täytöt, betonivalut jne.), jotka käsitellään:	
• tehdasolosuhteissa	1,2
• rakennustyömaalla	1,3
- Maa-aines:	
• luonnossa	1,1
• täytöt	1,15

Mikäli metallirakenteiden omapainon osuus kokonaiskuormassa ylittää 50 %, on käytettävä varmuuskertoimen  $\gamma_f$  arvona 1,1.

**Taulukko 2.3.2** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset materiaalien ja laitteiston varmuuskertoimet  $\gamma_f$  omalle painolle (1, s.7, taulukko 8.2)

<b>Laitteisto ja materiaalit</b>	<b>Varmuuskertoimen <math>\gamma_f</math> arvo</b>
Pysyvästi asennettu laitteisto	1,05
Pysyvästi asennetun laitteiston eristeet	1,2
Laitteiston täyttävä aine:	
- nesteet	1,0
- kuivat aineet ja lieteet	1,1
Kuormaajat ja sähkötrikit	1,2
Varastoitavat materiaalit ja tuotteet	1,2

Tuuli- ja lumikuorman varmuuskerroin  $\gamma_f$  on 1,4.

Muille väliaikaisille kuormille varmuuskerroin  $\gamma_f$  on:

$\gamma_f = 1,3$ , mikäli täysnormikuorma  $< 2 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_f = 1,2$ , mikäli täysnormikuorma  $\geq 2 \text{ kN/m}^2$

Yläpohjien, välipohjien, portaiden ja parvekkeiden normipistekuormien ja normiviivakuormien varmuuskertoimen  $\gamma_f$  arvo on 1,2.

Mikäli tarkastellaan rakenteiden kaatumisvarmuutta, liukumista tai pinnalle nousemista sekä muissa tapauksissa, joissa rakenteiden painon pienentäminen vaikuttaa rakenteisiin epäedullisella tavalla, rakenteiden omapainosta aiheutuvan kuorman varmuuskertoimen  $\gamma_f$  arvona käytetään 0,9.

Nosturikuormista on tarkasti kirjoitettu Säädösten Kokoelman SP 20.13330.2011 "Kuormat ja vaikutukset" luvussa 9.

### **2.3.2 Kuormayhdistelmät**

Rakenteiden mitoitus suoritetaan rajatilan ensimmäisen ja toisen ryhmän mukaan ottaen huomioon epäedullisimmat kuormayhdistelmät (1, s.4–5). Laskelmissa otetaan huomioon seuraavat kuormayhdistelmät:

1) Peruskuormayhdistelmä, johon kuuluvat pysyvät kuormat, pitkäaikaiset ja väliaikaiset kuormat:

$$C_m = P_d + \left( \psi_{l1} P_{l1} + \psi_{l2} P_{l2} + \psi_{l3} P_{l3} + \dots \right) + \left( \psi_{t1} P_{t1} + \psi_{t2} P_{t2} + \psi_{t3} P_{t3} + \dots \right), \quad (2)$$

jossa

$C_m$  – peruskuormayhdistelmä

$P_d$  – pysyvät kuormat

$P_l$  – pitkäaikaiset kuormat

$P_t$  – lyhytaikaiset kuormat

$\psi_{ti}$  ( $i = 1, 2, 3 \dots$ ) – pitkäaikaisten kuormien kertoimet

$\psi_{ti}$  ( $i = 1, 2, 3 \dots$ ) – lyhytaikaisten kuormien kertoimet

Peruskuormayhdistelmässä tasaisesti jakautuvien pitkäaikaisten kuormien yhteydessä käytetään seuraavat  $\psi_{ti}$  -kertoimen arvot:

$\psi_{t1} = 1$  (pääkuorma)

$\psi_{t2} = \psi_{t3} = \dots = 0,95$  (muut pitkäaikaiset kuormat)

$\psi_l$  kertoimet nostureille on tarkasti määrätty SP:n luvussa 9

$\psi_l = 1$  (muut kuormat)

Peruskuormayhdistelmässä lyhytaikaisten kuormien yhteydessä käytetään seuraavat  $\psi_{ti}$  -kertoimen arvot:

$\psi_{t1} = 1$  (pääkuormalle)

$\psi_{t2} = 0,9$  (vaikutukseltaan toiselle kuormalle)

$\psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7$  (muut lyhytaikaiset kuormat)

2) Erikoiskuormayhdistelmä, johon kuuluvat pysyvät kuormat, pitkäaikaiset ja väliaikaiset kuormat sekä yksi erikoiskuorma:

$$C_s = C_m + P_s, (3)$$

jossa

$C_s$  – erikoiskuormayhdistelmä

$C_m$  – peruskuormayhdistelmä

$P_s$  – erikoiskuormat

Erikoiskuormien yhdistelmissä lyhytaikaisten kuormien kertoimien arvoksi annetaan 0,8 lukuun ottamatta tapauksia, jotka on määrätty suunnittelunormeissa (mm. seismiset alueet). Lyhytaikaisia kuormia ei oteta

lainkaan huomioon tapauksissa, jolloin erikoiskuormana on tulipalo, törmäys, räjähdys.

Perus- ja erikoiskuormien yhdistelmissä yhdeksi kuormaksi lasketaan yhdestä lähteestä tulevaa kuormaa (esim. lumi-, tuuli-, paine-, lämpötilakuormat, yhdestä kuormaaajasta, silta- tai puominosturista aiheutuva kuorma yms.). Muutamasta lähteestä tulevaksi kuormaksi lasketaan laitteistosta, ihmisistä ja varastoiduista materiaaleista välipohjille aiheutuvaa kuormaa ottaen huomioon kertoimet  $\varphi_1 - \varphi_4$  (ks. tämän opinnäytetyön luku 2.3.3.) (1, s.14) tai tuuli ja jää –yhdistelmä (1, s.26).

### **2.3.3 Pienennyskertoimet**

Yhden välipohjan kuormia ottavien pää- ja sekundääriripalkkien, laattojen, pilareiden ja perustusten mitoituksessa täydet normiarvot, jotka on esitetty tämän opinnäytetyön taulukossa 2.2.1, saa pienentää riippuen pinta-alasta  $A$  vähennyskertoimen  $\varphi_1$  tai  $\varphi_2$  avulla (1, s.9–10):

a) tämän opinnäytetyön taulukon 2.2.1 kohdissa 1, 2, 12a esitetyille tiloille, mikäli  $A > A_1 = 9 \text{ m}^2$

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A / A_1}} \quad (4)$$

b) tämän opinnäytetyön taulukon 2.2.1 kohdassa 4, 11, 12b esitetyille tiloille, mikäli  $A > A_2 = 36 \text{ m}^2$

$$\varphi_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A / A_2}} \quad (5)$$

Kahden tai usean välipohjan kuormia ottavien pilareiden, seinien ja perustusten mitoituksessa täydet normiarvot, jotka on esitetty tämän opinnäytetyön taulukossa 2.2.1, saa pienentää vähennyskertoimien  $\varphi_3$  tai  $\varphi_4$  avulla:

a) tämän opinnäytetyön taulukon 2.2.1 kohdissa 1, 2, 12a esitetyille tiloille

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}} \quad (6)$$

b) tämän opinnäytetyön taulukon 2.2.1 kohdassa 4, 11, 12b esitetyille tiloille

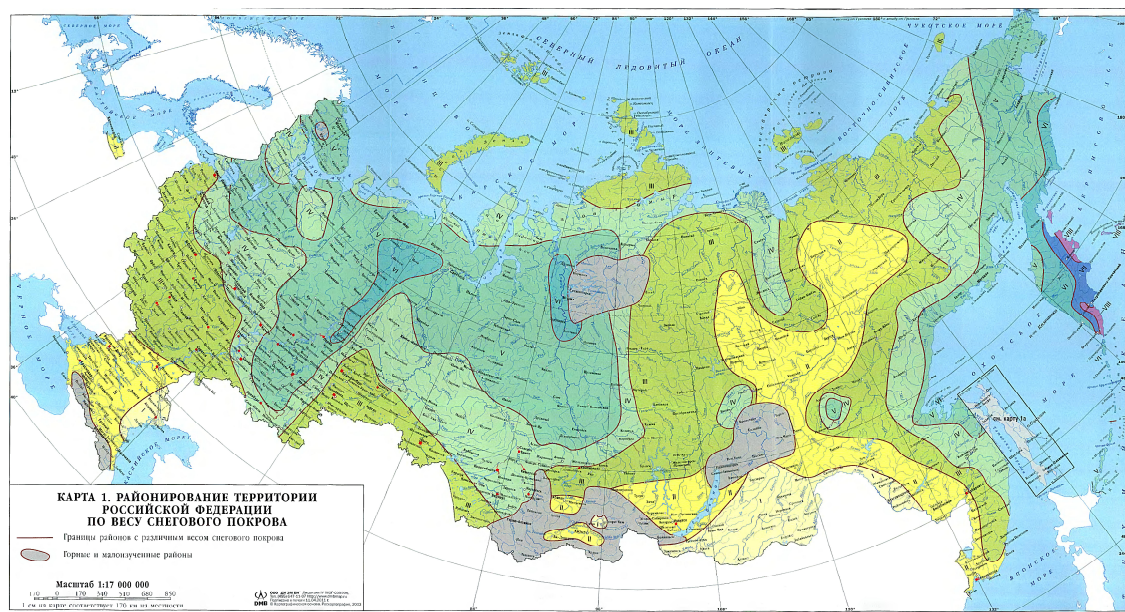
$$\varphi_4 = 0,5 + \frac{\varphi_2 - 0,5}{\sqrt{n}}, \quad (7)$$

jossa

$n$  – välipohjien määrä

## 2.4 Lumikuormat

Lumikuormat riippuvat lumipeitteen paksuudesta ja vesikaton muodosta. Lumipeitteen paksuus määritellään alueittain alla olevan kartan mukaisesti.



**Kuva 2.4.1** Venäjän lumialuekartta (1, liite Ж, kartta 1)

**Taulukko 2.4.1** Venäjän lumialueiden mukainen lumikuorman ominaisarvo (1, s.15, taulukko 10.1)

Venäjän lumialueet (ks. yllä oleva kuva 2.4.1)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_g$ , kN/m <sup>2</sup>	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6

Lumikuorman perusarvo lasketaan seuraavan kaavan mukaisesti:

$$S_0 = 0,7c_e c_t \mu S_g, \quad (8)$$

jossa

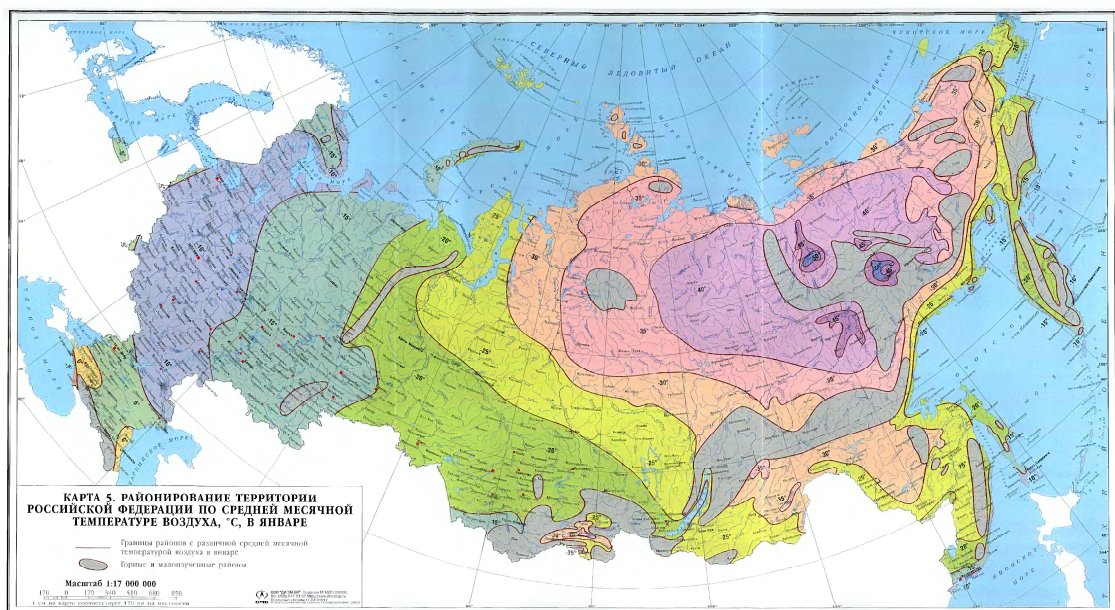
$c_e$  – kerroin, jolla otetaan huomioon tuulen siirtämä lumi

$c_t$  – lämpötilakerroin

$\mu$  – lumikuorman muuntokerroin, jonka avulla muutetaan maassa olevan lumen kuorma katolle kohdistuvaksi kuormaksi

$S_g$  – yllä olevan kartan ja taulukon määräämän alueen mukainen maassa olevan lumikuorman ominaisarvo [ $\text{kN/m}^2$ ]

Mikäli rakennus sijaitsee alueella, jolla tammikuun keskilämpötila on alle  $-5^\circ\text{C}$ , lumikuorman laskenta-arvo alennetaan kertomalla se 0,7:llä. Alueilla, joilla tammikuun keskilämpötila on yli  $-5^\circ\text{C}$ , lumikuorman laskenta-arvoa ei alenneta. (ks. tämän opinnäytetyön kuva 2.4.2).



**Kuva 2.4.2** Venäjän tammikuun keskilämpötilakartta (1, liite Ж, kartta 5)

$c_e$  -kerroin määritetään seuraavasti:

- a) loiville katoille ilman kattolyhtyjä, joiden kaltevuus on alle 12 % tai  $f/l \leq 0,05$ , ja jotka sijaitsevat alueilla, joilla tuulen keskinopeus kolmena kylmimpinä kuukausina on  $V \geq 2 \text{ m/s}$  (ks. kuva 2.4.3)

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 + 0,002b), \quad (9)$$

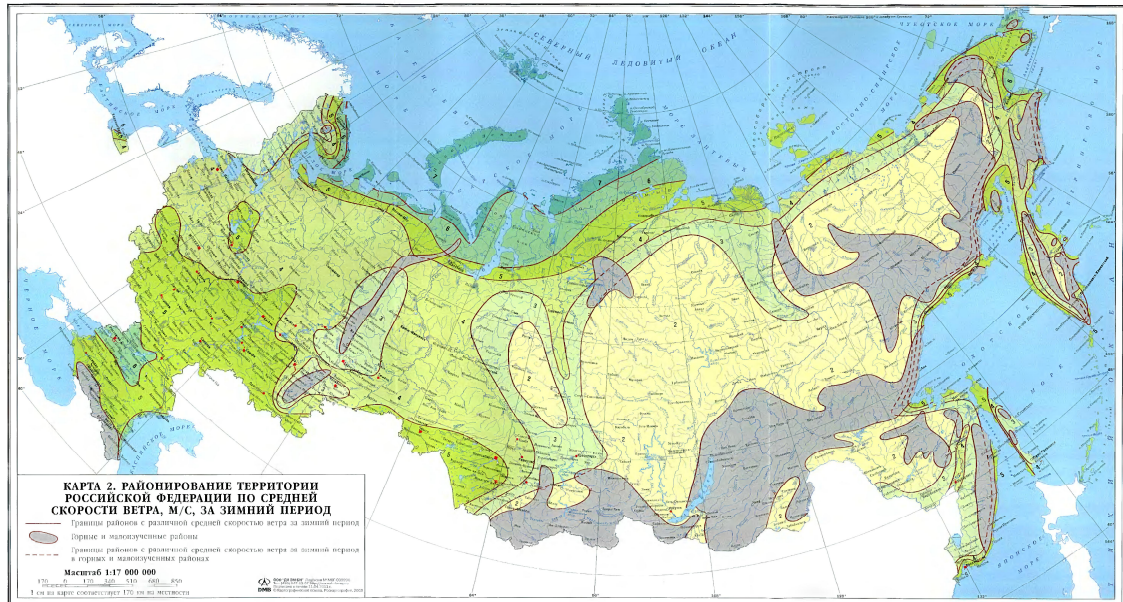
jossa

kerroin  $k$  määritellään taulukon 2.5.2 mukaan

$b$  – katon leveys, enintään 100 m



- b) katoille (ilman kattolyhtyjä), joiden kaltevuus on 12-20 % ja jotka sijaitsevat alueilla, joilla tuulen keskinopeus kolmena kylmimpinä kuukausina on  $V \geq 4 \text{ m/s}$  (ks. kuva 2.4.3),  $c_e = 0,85$ .



**Kuva 2.4.3** Venäjän alueella talviaikana puhaltavan tuulen keskinopeuskartta (1, liite Ж, kartta 2)

- c) yli 75 m korkeiden rakennusten katoille, joiden kaltevuus on alle 20 %, sallitaan  $c_e = 0,7$
- d) kupoli- ja kartiomaisten kattojen lumikuormalaskelmissa kerroin  $c_e$  riippuu kupolin halkaisijasta

$$c_e = 0,85, \text{ kun } d \leq 60 \text{ m}$$

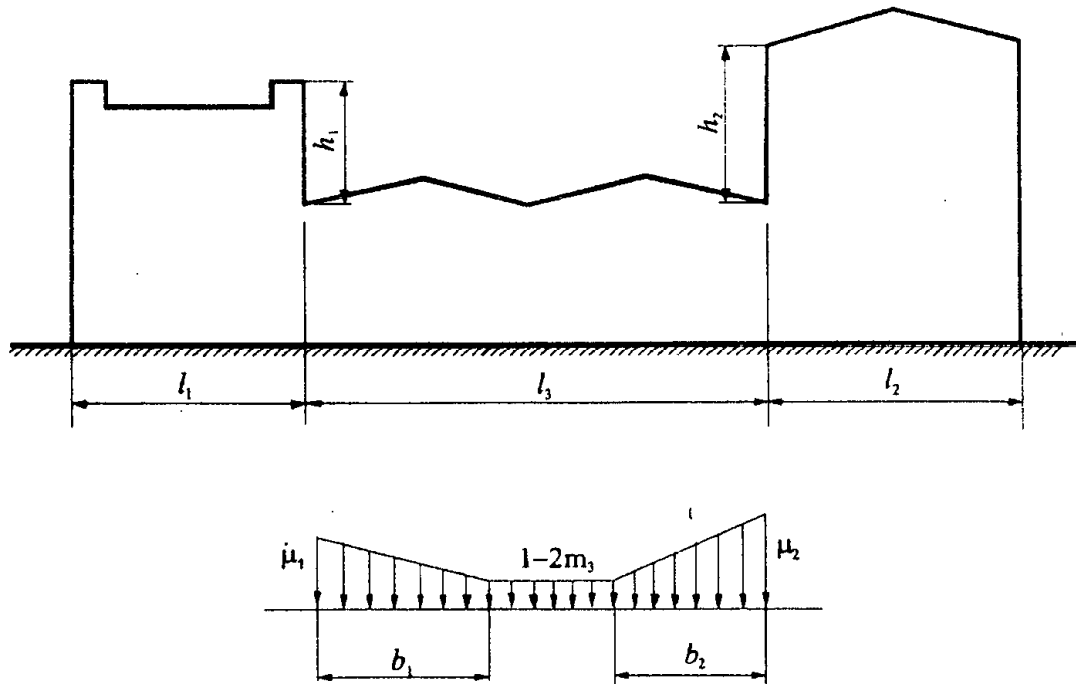
$$c_e = 1, \text{ kun } d > 100 \text{ m}$$

$$c_e = 0,85 + 0,00375(d-60), \text{ kun } 60 \text{ m} < d \leq 100 \text{ m}$$

Pienennyskerrointa ei käytetä, mikäli

- a) rakennus sijaitsee alueella, jolla tammikuun keskilämpötila on yli  $-5^\circ$

- b) rakennus on suojassa korkeimpien rakennusten keskellä, ja etäisyys niihin on vähemmän kuin  $10h_l$ .  $h_l$  – olevan ja suunnitteilla olevan rakennusten korkeusero
- c) mitoitetaan kattojen osat, joiden pituudet ovat  $b$ ,  $b_1$ ,  $b_2$ , rakenteet, jotka sijaitsevat korkeuseropisteissä ja kaiteiden vieressä (ks. kuva 2.4.4).



**Kuva 2.4.4** Eri tasoilla sijaitsevat katot (1, s.46, kuva Γ12).

Muissa tapauksissa  $c_e = 1,0$ .

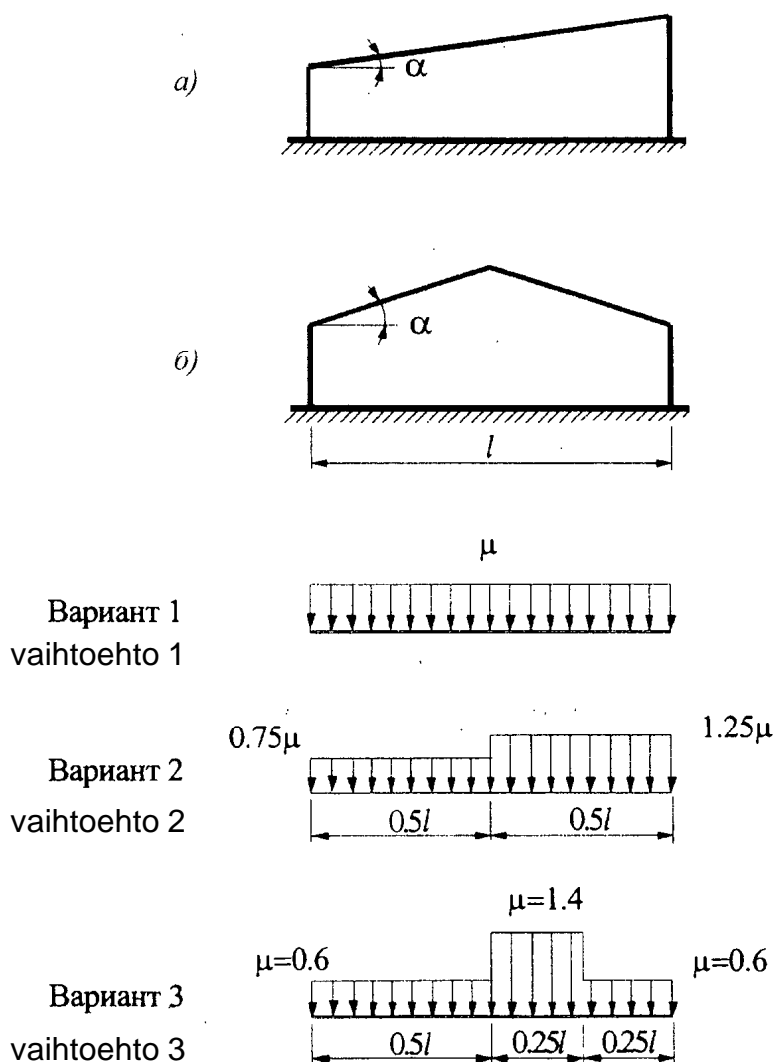
Lämpötilakerroin  $c_t$  käytetään rakennuksissa, joiden yläpohjan lämmönjohtavuuskerroin ylittää arvon  $1 \text{ W/m}^2\text{°C}$  ja se määritetään seuraavasti:

- a) mikäli yläpohja ei ole eristetty ja sen kaltevuus on yli 3 %,  $c_t = 0,8$
- b) muissa tapauksissa  $c_t = 1$

$\mu$  -kertoimen laskennassa käytetään Säädösten Kokoelman SP 20.13330 liitettä Γ (1, s.37-51), jossa on käsitelty mm. pulpetti-, harja-, holvi-, torni-, kupoli- ja sahakatto, käännetty harjakatto sekä katto, jossa on kattolyhtyjä sekä yksiaukkoisina että moniaukkoisina.

Perusvaihtoehtona ovat seuraavat kattomuodot ja muotokertoimen arvot:

a) Pulpetti- ja harjakatto



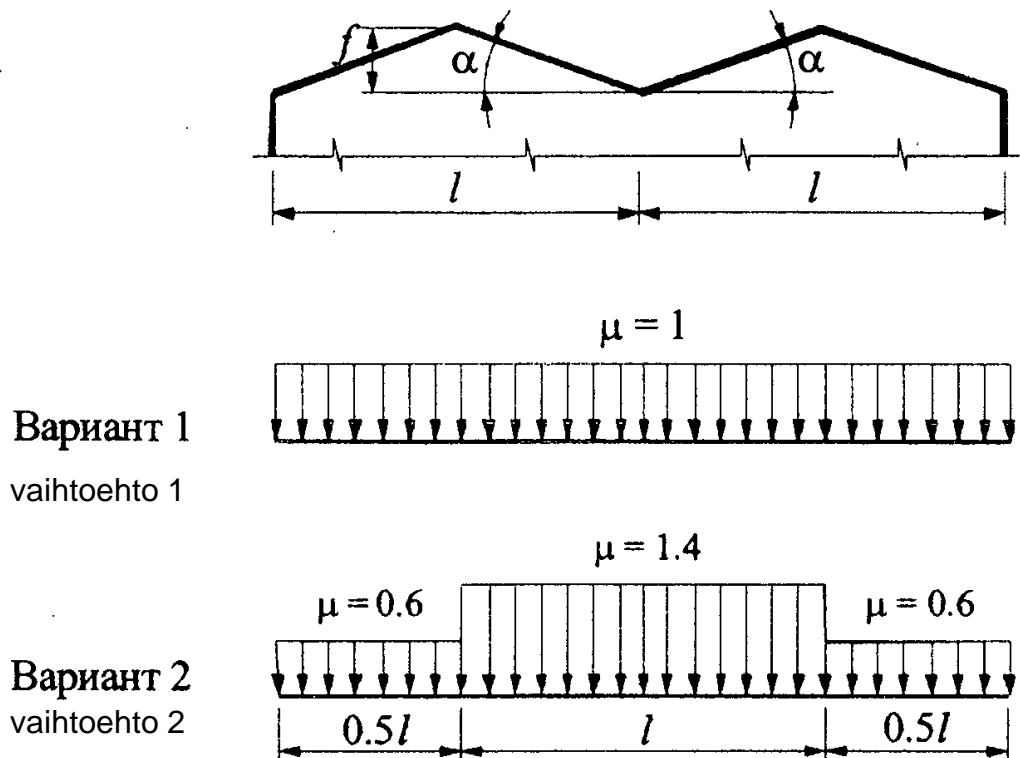
**Kuva 2.4.5** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset pulpetti- ja harjakaton lumikuorman kuormituskaaviot (1, s.37, kuva Г.1)

$$\mu = 1, \text{ kun } \alpha \leq 30^\circ$$

$$\mu = 0, \text{ kun } \alpha \geq 60^\circ$$

Vaihtoehdot 2 ja 3 (Вариант 2, Вариант 3) on otettava huomioon, kun kyseessä on harjakatto. Näissä tapauksissa vaihtoehdossa 2.  $20^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$  ja vaihtoehdossa 3.  $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$  ainoastaan jos katolla on kulkusillat harjassa.

a) Sahakatto



**Kuva 2.4.6** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset sahakaton lumikuorman kuormituskaaviot. Vaihtoehto 2 on otettava huomioon, mikäli  $\alpha \geq 15^\circ$  (1, s.42, kuva Г.8).

## 2.5 Tuulikuormat

Tuulen aiheuttaman kuorman määriteltäessä venäläisen normiston mukaisesti on otettava huomioon seuraavat seikat:

- a) tuulikuorman perusarvo
- b) tuulen puuskat
- c) resonanssivärähtelyt
- d) aerodynaamiset värähtelyt

Kohdissa c) ja d) esitetyt värähtelyt otetaan huomioon, mikäli rakennusten korkeuden ja leveyden suhde  $h/d > 10$  (1, s.17).

Rakennukseen vaikuttava normituulikuorma voidaan jakaa kahteen osaan, joista toinen vaikuttaa staattisesti ja se määritellään tuulen paineen keskiarvona  $w_m$ , ja toinen vaikuttaa dynaamisesti johtuen tuulenpuuskasta  $w_p$  (1, s.17):

$$w = w_m + w_p \quad (10)$$

**Tuulen paineen keskiarvo  $w_m$**  korkeudella  $z$  määritellään seuraavan kaavan mukaisesti:

$$w_m = w_0 k_{(z_e)} c, \quad (11)$$

jossa

$w_0$  – tuulen paineen ominaiskuorma, joka määritellään tuulikartan mukaisesti (ks. kuva 2.5.1)

$k_{(z_e)}$  – kerroin, joka ottaa huomioon tuulen painemuutokset eri korkeudessa ja riippuu maaston luokasta (ks. taulukko 2.5.2)

$c$  – aerodynaaminen kerroin

**Normituulikuorma  $w$**  koostuu seuraavista komponenteista:

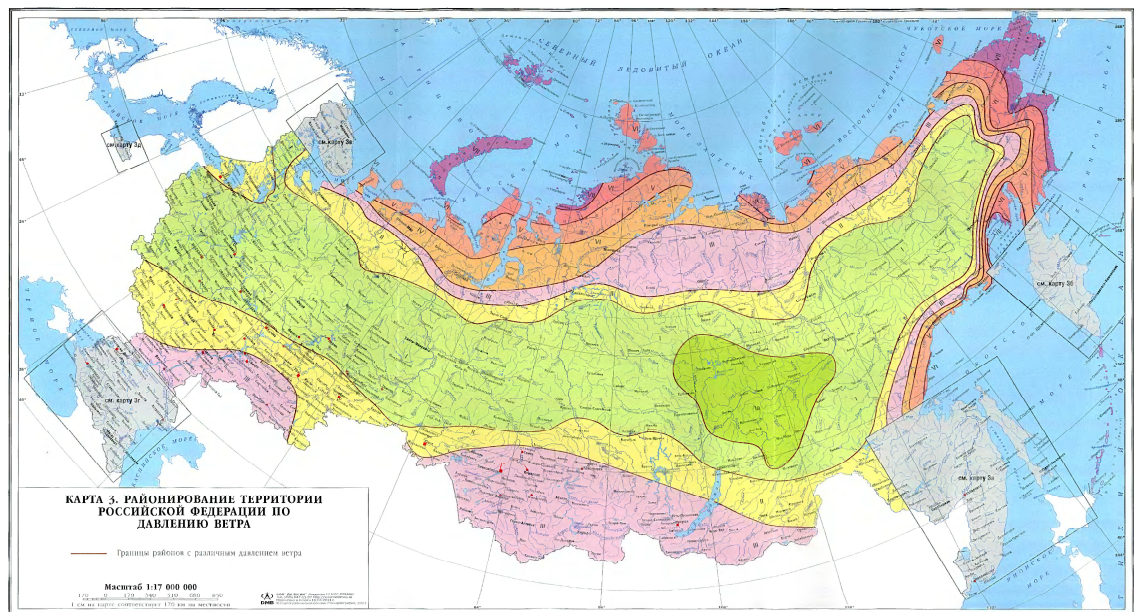
- a) rakennuksen vaippaan kohdistuvasta tavallisesta tuulipaineesta  $w_e$
- b) kitkavoimista  $w_f$  (koskee aaltomuotoisia päällysteitä, kattoja, joissa on kattolyhdyt, seiniä, joissa on ranskalaisia parvekkeita, ja muita vastaavia rakenteita)
- c) rakennuksen sisäpintoihin vaikuttavasta normaalipaineesta  $w_i$  (koskee rakennuksia, joissa on joko avautuvia tai kokonaan auki olevia aukkoja). Mitoittaessa sisäpaine  $w_i$  on sallittu jättää laskematta tuulikuorman dynaaminen osa.

Toisessa vaihtoehdossa normituulikuorman komponentit ovat:

- a) x- ja y-akseleiden suuntaisista projektioista  $w_x$  ja  $w_y$ , jotka muodostuvat rakennuksen yleisvastuksesta
- b) vääntömomentista z-akselin suhteen  $w_z$

Molempien vaihtoehtojen komponenteille on määrätty oma aerodynaaminen kerroin  $c$ :

- c)  $c_e$  – ulkopainekerroin
- d)  $c_f$  – kitkakerroin
- e)  $c_i$  – sisäisen paineen kerroin
- f)  $c_x$  – suoravastustuskerroin
- g)  $c_y$  – poikittaisvoiman kerroin
- h)  $c_z$  – vääntömomentin kerroin



**Kuva 2.5.1** Venäjän tuulialueet (1, liite Ж, kartta 3)

**Taulukko 2.5.1** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset tuulen ominaisarvot alueittain (1, s.18, taulukko 11.1)

Tuulialue	$W_0$ , kN/m <sup>2</sup>	Kaupungit ja alueet
Ia	0,17	Mirnyj
I	0,23	Moskova, Nizhni Novgorod, Kostamus, Perm, Izhevsk, Smolensk
II	0,30	Pietari, Petroskoi, Sortavala, Kursk, Tsheljabinsk, Voronezh, Cheljabinsk
III	0,38	Kemerovo, Volgograd, Novosibirsk, Samara, Habarovsk, Astrahan, Sochi
IV	0,48	Vorkuta, Vladivostok, Krasnodar, Vladikavkaz, Murmansk
V	0,60	Anapa, Mahachkala
VI	0,73	Novorossijsk
VII	0,85	saari Novaya Zemlja, Petropavlovsk-Kamtchatskij

A – avoimen meren, järven tai muun ison vesistön äärellä oleva rannikkoalue, aavikko, tunturi, metsääro, maaseutu, mm. alueet, joilla sijaitsee alle 10-metrisiä rakennuksia.

B – kaupungin alueet, metsä ja muut alueet, joilla sijaitsee yli 10 m korkeita esteitä.

C – kaupungin alueet, joilla sijaitsee yli 25-metrisiä rakennuksia.

Alueen pitää olla sama tuulen suunnassa etäisyydellä  $30h$ , mikäli rakennuksen korkeus  $h < 60\text{ m}$ , ja etäisyydellä 2 km, mikäli rakennuksen korkeus  $h > 60\text{ m}$ . Eri suunnista vaikuttavien tuulivoimien laskiessa rakennuksen alueet voivat olla myös erilaiset (1, s.18).

**Taulukko 2.5.2** Säädösten Kokoelman (SP) mukainen kerroin  $k$  (1, s.19, taulukko 11.2)

Korkeus, $Z_e$ , m	Kerroin $k$ eri maastotyypeille		
	A	B	C
$\leq 5$	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2
350	2,75	2,75	2,35
$\geq 480$	2,75	2,75	2,75

Kerroin  $k$  voidaan myös laskea kaavasta:

$$k_{(Z_e)} = k_{10}(Z_e/10)^{2\alpha} \quad (12)$$

Kaavan kertoimet  $k_{10}$  ja  $\alpha$  katso taulukosta 2.5.3.

Korkeus  $Z_e$  määritellään seuraavasti:

1) tornit, mastot, piiput yms.  $Z_e = Z$

2) Rakennuksille

a. kun  $h \leq d \rightarrow z_e = h$

b. kun  $h \leq 2d$ :

$z \geq h - d \rightarrow z_e = h$



$$0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$$

c. kun  $h > 2d$ :

$$z \geq h - d \rightarrow z_e = h$$

$$d < z < h - d \rightarrow z_e = z$$

$$0 < z \leq d \rightarrow z_e = d$$

$z$  – korkeus maan pinnasta

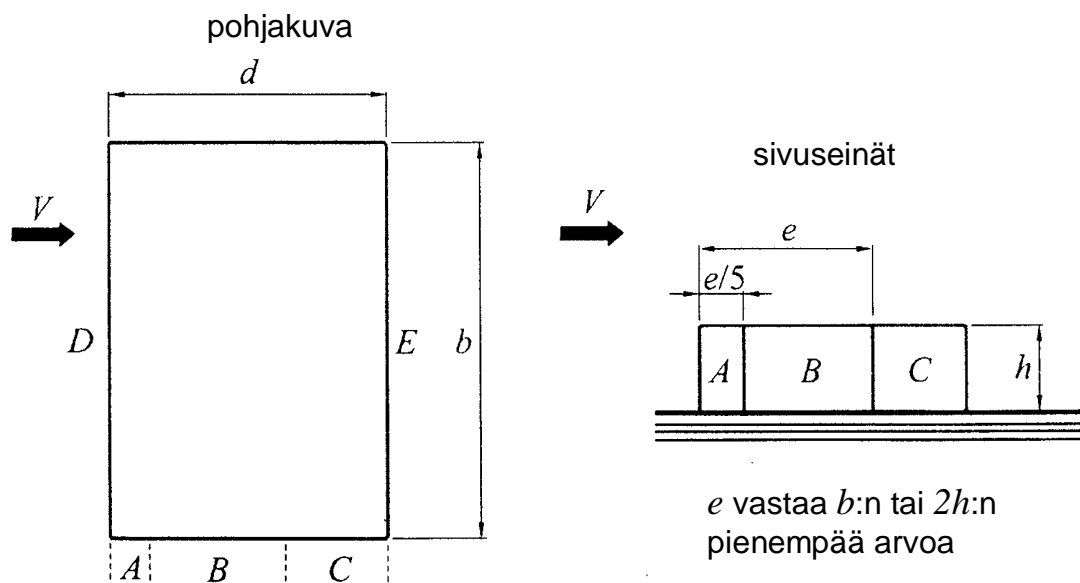
$d$  – tuulen suuntaan nähden rakennuksen poikittaisen seinän pituus (ilman eri rakennuksia yhdistävää sokkelikerrosta)

$h$  – rakennuksen korkeus

**Taulukko 2.5.3** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset kertoimet  $k_{10}$  ja  $\alpha$  (1, s.19, taulukko 11.3)

Parametri	Maaston tyyppi		
	A	B	C
$\alpha$	0,15	0,20	0,25
$k_{10}$	1,0	0,65	0,4
$\zeta_{10}$	0,76	1,06	1,78

Aerodynaamisen kertoimen  $c$  laskennassa käytetään Säädösten Kokoelman SP 20.13330 liitettä Д1 (1, s.52-69), jossa on käsitelty mm. litteät jatkuvat rakenteet (seinät ja mainoskilvet), suorakaidemuotoiset harjakatolla varustetut rakennukset, suorakaidemuotoiset holvikatolla varustetut rakennukset, pyöreät kupolikatoilla varustetut rakennukset, kattolyhdyillä varustetut rakennukset, sahakatolla varustetut rakennukset, L-muotoiset rakennukset, rakennukset, joilla on yksi sivu kokonaan auki, katokset yms.



**Kuva 2.5.2** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset kertoimen  $c_e$  arvot harjakatolla varustetun suorakaidemuotoisen rakennuksen seinille (1, liite D1, s.52, kuva D.3)

**Taulukko 2.5.4** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset kertoimen  $c_e$  arvot harjakatolla varustetun suorakaidemuotoisen rakennuksen seinille (1, liite D1, s.52, taulukko D.2)

Sivuseinät			Tuulenpuoleinen seinä	Imunpuoleinen seinä
Alueet				
A	B	C	D	E
-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,5

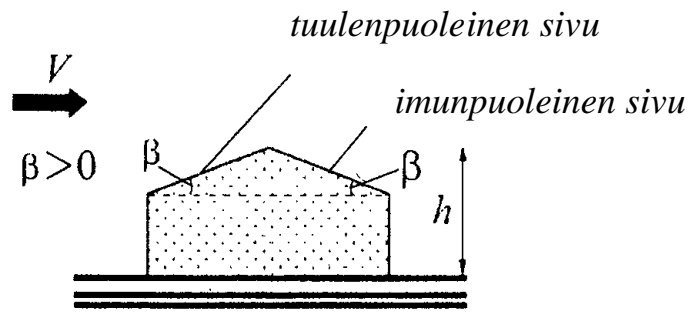
**Taulukko 2.5.5** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset kertoimen  $c_e$  arvot suorakaidemuotoisen rakennuksen katolle, kun harjan suunta on kohtisuora tuulen suuntaa nähden,  $\alpha = 0^\circ$  (ks. kuva 2.5.3) (1, liite D1, s.54, taulukko D.3a)

kaltevuus $\beta$	F	G	H	I	J
15°	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
	0,2	0,2	0,2		
30°	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	0,7	0,7	0,4		
45°	0,7	0,7	0,6	-0,2	-0,3
60°	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

**Taulukko 2.5.6** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset kertoimen  $c_e$  arvot suorakaidemuotoisen rakennuksen katolle, kun harja on samansuuntainen tuulen kanssa,  $\alpha = 90^\circ$  (ks. kuva 2.5.3) (1, liite D1, s.55, taulukko D.3b)

kaltevuus $\beta$	F	G	H	I
0°	-1,8	-1,3	-0,7	-0,5
15°	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
30°	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
45°	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
60°	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
75°	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5

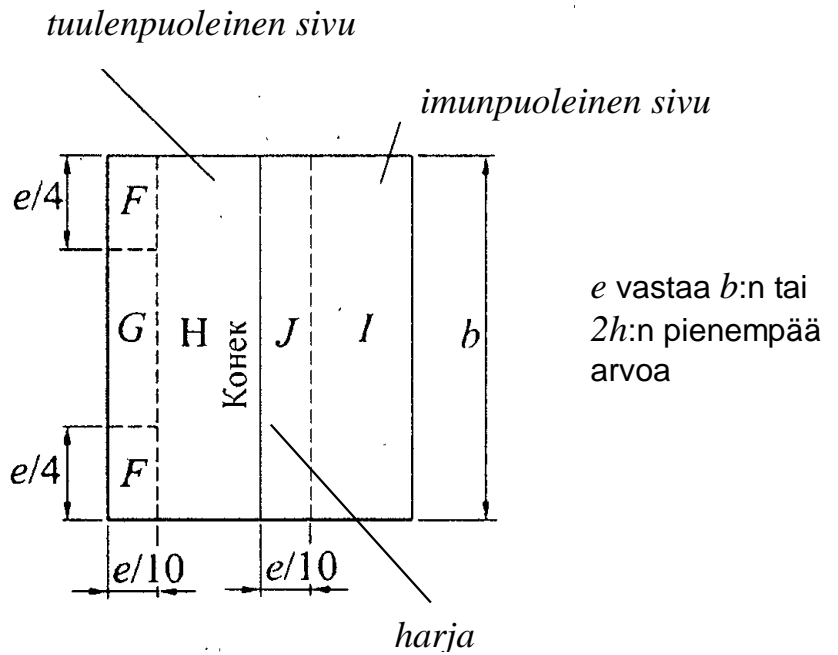
# LEIKKAUS



## POHJAKUVA

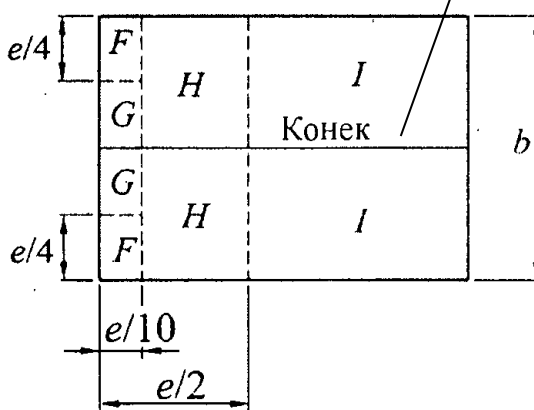
a)  $\alpha=0^\circ$

a) Harja on kohtisuora tuulen suuntaa nähden

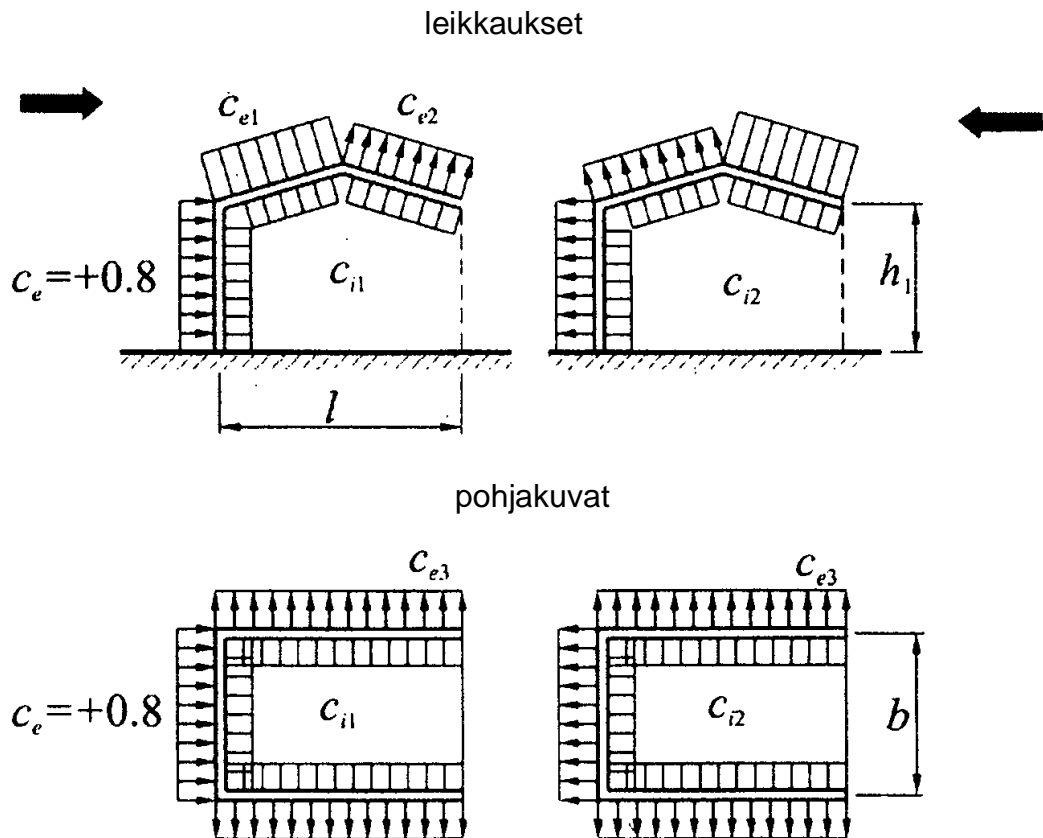


b)  $\alpha=90^\circ$

b) Harja on samansuuntainen tuulen suunnan kanssa



**Kuva 2.5.3** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset suorakaidemuotoisen rakennuksen katon alueet (1, liite D1, s.54, kuva D.4)



**Kuva 2.5.4** Rakennukset, jotka ovat jatkuvasti avonaisia yhdeltä sivulta (1, liite D1, s.59, kuva D.11)

Mikäli rakenteen läpäisevyyskerroin  $\mu \leq 5\% \rightarrow c_{i1} = c_{i2} = \pm 0,2$ . Jokaiselle seinälle merkit + ja – on valittava epäedullisimman vaihtoehdon mukaan. Mikäli  $\mu \geq 30\% \rightarrow c_{i1} = -0,5, c_{i2} = 0,8$ . Rakenteen läpäisevyyskerroin  $\mu$  määritellään aukkojen kokonaispinta-alan ja seinän kokonaispinta-alan suhteella.

**Tuulen puuskakomponentti  $w_p$**  määritellään seuraavasti:

- a) rakennukset ja niiden kantavat rakenteet, joiden ensimmäinen ominaistajuus  $f_1$ , Hz, on suurempi kuin ominaisvärähtelyn raja-arvo  $f_l$  (ks. taulukko 2.5.7),  $w_p$  lasketaan seuraavan kaavan mukaan (1, s.20):

$$w_p = w_m \zeta_{(Z_e)} v, \quad (13)$$

jossa

$w_m$  – tuulen paineen keskiarvo määriteltiin aikaisemmin

$\nu$  – tuulen puuskan avaruuskorrelaatiokerroin, joka määritellään taulukkojen 2.5.8 ja 2.5.9 mukaan (1, s.20, s.22)

$\zeta_{(Z_e)}$  – tuulenpuuskakerroin, joka määritellään taulukon 2.5.10 tai seuraavan kaavan mukaan (1, s.20):

$$\zeta_{(Z_e)} = \zeta_{10} (Z_e/10)^{-\alpha} \quad (14)$$

**Taulukko 2.5.7** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset ominaistajuuden  $f_l$  raja-arvot tuulialueiden mukaan (1, s.22, taulukko 11.5)

Tuulialueet, ks. kuva 2.5.1	$f_l$ , Hz	
	$\delta=0,3$	$\delta=0,15$
Ia	0,85	2,6
I	0,95	2,9
II	1,1	3,4
III	1,2	3,8
IV	1,4	4,3
V	1,6	5,0
VI	1,7	5,6
VII	1,9	5,9

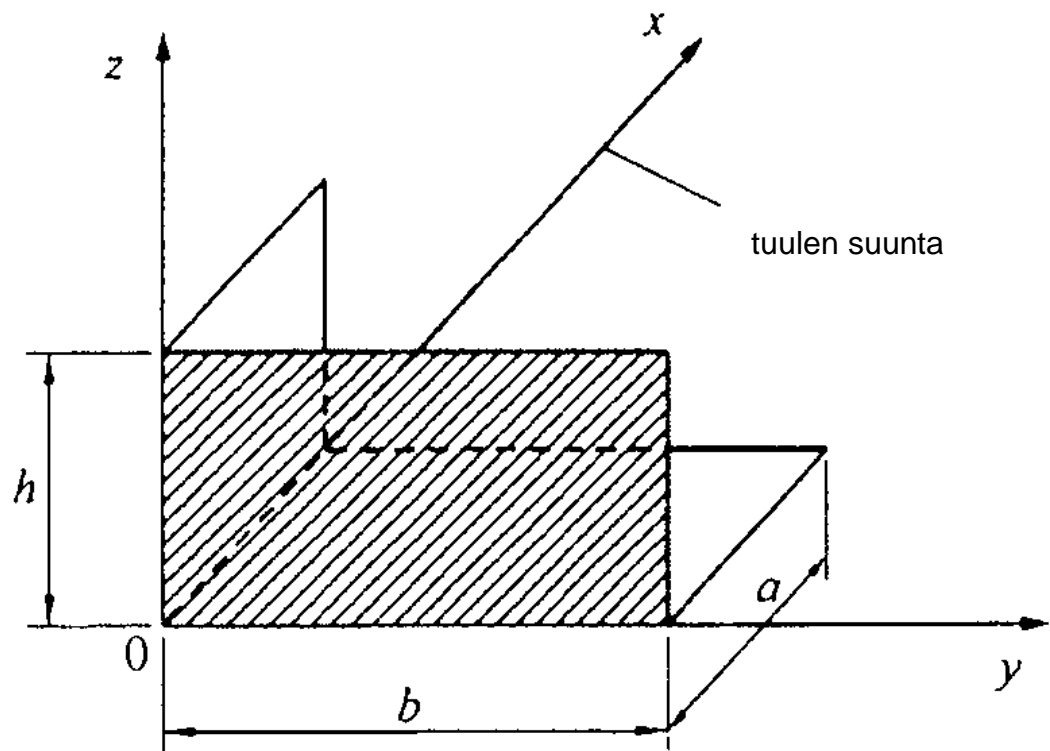
Värähtelyjen logaritminen dekrementin  $\delta$  arvo riippuu rakenteiden materiaalista ja muodosta (1, s.22):

- 1) teräsbetoni- ja kivrakenteille, sekä teräsrakenteille, joiden ympärillä on vaippa,  $\delta = 0,3$
- 2) teräsrakenteisille savupiipuille yms. rakenteille, mm. teräsbetoniperustuksilla,  $\delta = 0,15$

Tuulenpuuskan avaruuskorrelaatiokerroin  $\nu$  lasketaan sille laskenta-alueelle tai erilliselle rakennusosalle niin, että laskenta-alue -käsitteeseen kuuluvat ne

pintojen, sivuseinien, kattojen yms. rakenteiden rakennusosat, jotka siirtävät tuulikuormaa kantavalle rakennusosalle.

Mikäli laskenta-alue on suorakaidemuotoinen ja sijaitsee niin, että sen sivut ovat pääakselien samansuuntaiset (ks. tämän opinnäytetyön kuva 2.5.5), kerroin  $v$  määritellään tämän opinnäytetyön taulukon 2.5.9 mukaisesti riippuen parametreista  $\rho$  ja  $\chi$ , jotka vuorostaan määritellään tämän opinnäytetyön taulukon 2.5.8 mukaan.



**Kuva 2.5.5** Peruskoordinaatisto, jonka mukaan määritellään tuulenpuuskan avaruuskorrelaatiokerroin  $v$  (1, s.22, kuva 11.2)

**Taulukko 2.5.8**  $\rho$  ja  $\chi$  arvot Säädösten Kokoelman (SP) mukaan (1, s.23, taulukko 11.7)

Peruskoordinaatisto, jonka samansuuntaisesti sijaitsee laskenta-alue	$\rho$	$\chi$
ZOY	$b$	$h$
ZOX	$0,4a$	$h$
XOY	$b$	$a$

**Taulukko 2.5.9** Kerroin  $\nu$  Säädösten Kokoelman (SP) mukaan (1, s.23, taulukko 11.6).

$\rho, m$	Kerroin $\nu$ kun $\chi$ on						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56
5	0,89	0,87	0,84	0,8	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,8	0,78	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,7	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,38



**Taulukko 2.5.10** Tuulenpuuskakerroin  $\zeta_{(z_e)}$  Säädösten Kokoelman (SP)

mukaan (1, s.20, taulukko 11.4)

korkeus $z_e$ , M	tuulenpuuskakerroin $\zeta$ maastoluokan mukaan		
	A	B	C
$\leq 5$	0,85	1,22	1,78
10	0,76	1,06	1,78
20	0,69	0,92	1,50
40	0,62	0,80	1,26
60	0,58	0,74	1,14
80	0,56	0,70	1,06
100	0,54	0,67	1,00
150	0,51	0,62	0,90
200	0,49	0,58	0,84
250	0,47	0,56	0,80
300	0,46	0,54	0,76
350	0,46	0,52	0,73
$\geq 480$	0,46	0,50	0,68

Kaikille rakennuksille (ja niiden rakenneosille), joiden ominaistaajuudet täyttävät seuraavan ehdon  $f_1 < f_l < f_2$  ,  $w_p$  lasketaan seuraavan kaavan mukaan:

$$w_p = w_m \xi \zeta_{(z_e)} v, \quad (15)$$

jossa

$f_2$  – toinen ominaistaajuus

$\xi$  – dynaaminen kerroin, joka määritellään kuvan 2.5.6 mukaan, riippuen

dekrementin  $\delta$  arvosta ja ensimmäisen ominaistaajuuden kertoimesta  $\varepsilon_1$ ,

joka lasketaan kaavan 16 mukaan [1, s.20]:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{w_0 k(Z_{\text{ЭК}}) \gamma_f}}{940 f_1}, \quad (16)$$

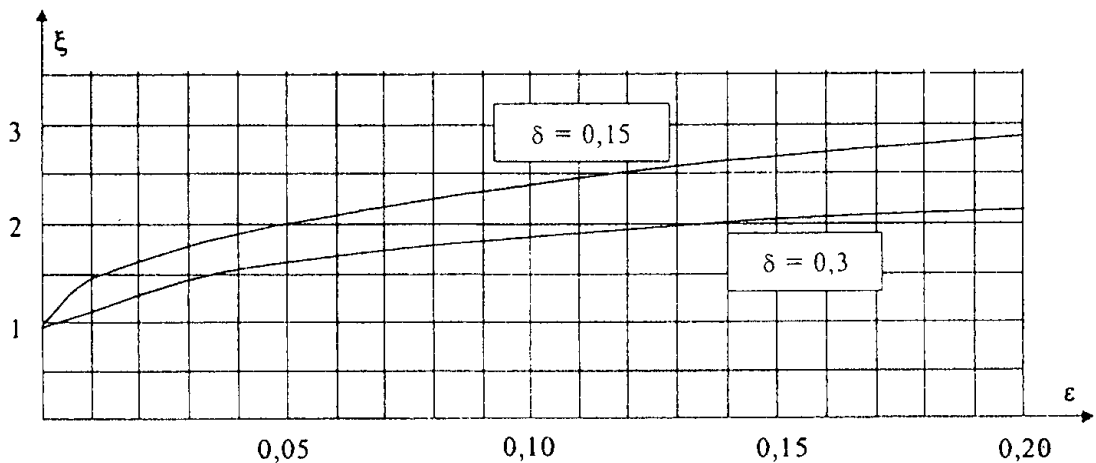
jossa

$w_0$  – tuulen normiarvo, joka määritellään taulukon 2.5.1 mukaan

$k(Z_{\text{ЭК}})$  – kerroin, joka ottaa huomioon tuulen paineen muutos korkeudesta riippuen

$\gamma_f$  – tuulikuorman varmuuskerroin

Kantaville rakenteille  $Z_{\text{ЭК}} = Z$  eli korkeus, jolla ne sijaitsee; rakennuksille ja rakennelmille  $Z_{\text{ЭК}} = 0,7h$ ,  $h$  on rakennuksen korkeus.



**Kuva 2.5.6** Dynaaminen kerroin  $\xi$  (1, s.21, kuva 11.1)

- b) rakennuksille, joiden toinen ominaistajuuus on pienempi kuin ominaistajuuden raja-arvo, dynaaminen kuorma on laskettava ottaen huomioon ensimmäisten värähtelyjen määrä  $s$  (1, s.21):

$$f_s < f_l < f_{s+1}, \quad (17)$$

- c) rakennuksien mitoituksessa on sallittu ottaa huomioon dynaaminen reaktio kolmesta alimmasta värähtelymuodosta (kahdesta taivutus- ja yhdestä vääntömuodosta tai sekamuodosta)

Mikäli alle 40 metriset monikerroksiset tai alle 36 metriset tuotantorakennukset sijaitsevat alueilla A tai B ja rakennuksen korkeuden suhde jänneväliin on alle 1,5, tuulenpuuskaa  $w_p$  laskiessa sallitaan käyttää tässä opinnäytetyössä esitetty kaava 13 (1, s.21).

## 2.6 Siirtymät

Taipumien ja sivusiirtymien laskennassa on otettava huomioon kaikki perustekijät, jotka vaikuttavat niiden laskelmien tuloksiin (materiaalien muodonmuutokset, halkeamat, liittyvät rakenneosat, liitosten notkeus yms.). Mikäli materiaali viruu, on otettava huomioon myös pitkäaikaiset muodonmuutokset. (1, s.71–78)

Mikäli kyseessä on ulkonäkö, tuotanto-olosuhteet tai rakennustekniset vaatimukset (paitsi tuulikuormalaskelmat), siirtymän laskelmissa otetaan huomioon viruman aiheuttama lisätaipuma (palautumaton rajatila). Muissa tapauksissa lasketaan hetkellinen taipuma (palautuva rajatila).

### 2.3.1 Paikallinen satunnainen epäkeskisyys

Puristettuihin rakenteisiin kohdistuvan pystykuorman alkuepäkeskisyyden  $e_0$  lisäksi on otettava huomioon myös niin sanottu satunnainen epäkeskisyys  $e_a$ , joka määritellään epäedullisimman arvon mukaan seuraavista (2, s.42):

- rakenneosan pituuden tai sen poikkileikkausten välisen etäisyyden 1/600 osa,
- rakenneosan poikkileikkauksen korkeuden 1/30 osa,
- 10 mm.

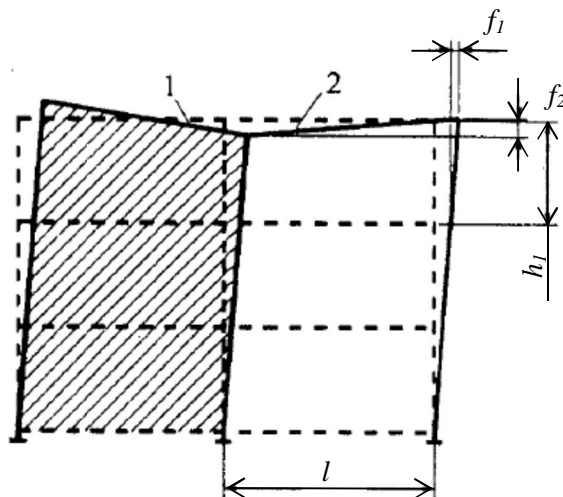
Staattisesti epämääräisille rakenteille alkuepäkeskisyyden  $e_0$  arvo saadaan staattisesta laskelmasta, kuitenkin vähintään  $e_a$ .

Staattisesti määrättyjen rakenteiden alkuepäkeskisyyden arvo saadaan staattisesta laskelmasta saadun arvon ja satunnaisen epäkeskisyyden  $e_0$  summasta.

Tarkemmin puristetun rakenteen epäkeskisyyksiä käsitellään tämän opinnäytetyön luvussa 4.2. Pilari.

### 2.6.2 Rungon sivusiirtymät

Rungon sivusiirtymät on määritettävä ulko- ja väliseinien tasoissa, joiden ehjyys on taattava. Yli 40 metristen monikerroksisten rakennusten jäykistyslevyn viereisen laivan sivusiirtymä  $f_1/h_s + f_2/l$  (ks. kuva 2.6.1) ei saa ylittää taulukossa 2.6.1 esitettyjä arvoja.



**Kuva 2.6.1** Monikerroksisen rakennuksen jäykistyslevyn (1) viereisen laivan (2) sivusiirtymä (1, s.73, pakollinen liite E, kuva E.3)

Tuulen, perustusten painuman ja lämpötilaerojen aiheuttamat rakennusten sallitut sivusiirtymät on esitetty taulukossa 2.6.1. Sivusiirtymät on laskettava

ottaen huomioon perustusten siirtymät. Samalla laitteiston, huonekalujen, ihmisten ja varastoissa säilytettävien materiaalien ja tuotteiden painot on otettava mukaan laskelmiin vain, jos ne kuormittavat tasaisesti rakennuksen kaikkia kerroksia (ottaen huomioon vähennyskertoimet), paitsi tapauksissa, jolloin rakennuksen käyttö edellyttää muita kuormitustapauksia.

Tuulialueilla I-IV sijaitsevien alle 40-metrinen rakennusten sekä minkä tahansa korkeiden kuljetinsiltojen perustusten siirtymät on sallittu jättää huomioon ottamatta.

**Taulukko 2.6.1** Rakennusten sallitut sivusiirtymät (1, s. 77, pakollinen liite E, taulukko E.4)

Rakennukset, kantavat ja kevyet seinät	Seinien kiinnitys rakennuksen runkoon	Sallitut siirtymät $f_u$
1 Monikerroksiset rakennukset	Mikä tahansa	$h/500$
2 Monikerroksisen rakennuksen yksi kerros	Nivel	$h_{\sqrt{300}}$
a) tiili-, kipsibetoni- ja teräsbetoniseinät	Jäykkä	$h_{\sqrt{500}}$
b) keraamisista tiilistä ja lasista (lasiseinät) tehdyt luonnonkivellä päällystetyt seinät	Jäykkä	$h_{\sqrt{700}}$
3 Yksikerroksiset rakennukset (kantavat seinät), joiden kerroskorkeus on $h_s$ , m: $h_s \leq 6$	Nivel	

Rakennukset, kantavat ja kevyet seinät	Seinien kiinnitys rakennuksen runkoon	Sallitut siirtymät $f_u$
$h_s = 15$ $h_s \geq 30$		$h_s/150$ $h_s/200$ $h_s/300$
Taulukossa käytetyt merkinnät: $h$ – monikerroksisen rakennuksen korkeus perustuksen yläpinnasta yläpohjan pääkannattimen painopisteakseliin $h_s$ – yksikerroksisen rakennuksen kerroskorkeus perustuksen yläpinnasta yläpohjan pääkannattimen akseliin; monikerroksisessa rakennuksessa alimmalle kerrokselle perustuksen yläpinnasta välipohjan kannattimen akseliin, muille kerroksille välipohjien kannattimien askeleiden välinen etäisyys		

Huom.!

1. Kohdassa 3 mainittujen kerroskorkeuksien väliarvot lasketaan interpoloiden.
2. Mikäli monikerroksisten rakennusten ylimmissä kerroksissa käytetään yksikerroksisten rakennusten vesikattorakenteita, niiden sivusiirtymien on oltava samat kuin yksikerroksisissa rakennuksissa.
3. Jäykät liitokset eivät salli sivusiirtymiä. Nivelellisissä liitoksissa sivusiirtymät on sallittuja.

Ripustettavista seinistä rakennetuissa yksikerroksisissa rakennuksissa (sekä mikäli yläpohja ei toimi jäykistyslevynä) sekä monikerroksisissa laitteiston huoltorungoissa sivusiirtymät sallitaan korottaa 30 %, kuitenkin enintään  $h_s/150$

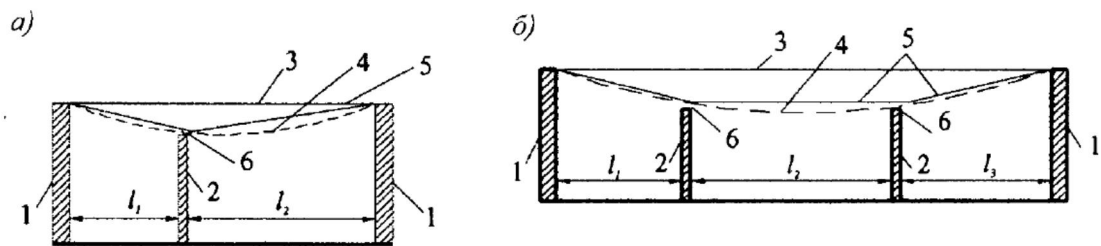
Kantavat seinät – laatat –runkoisissa rakennuksissa tuulikuorman aiheuttamia sivusiirtymiä toisen rajatilan mitoituksessa ei rajoiteta. Ristikoiden paarteiden ja pystysauvojen tuulen aiheuttamien sivusiirtymien arvot ovat  $l/200$ , jossa  $l$  on pilareiden jänneväli. Kuljetinsiltojen pilareiden tuulikuorman aiheuttamien

sivusiirtymien arvoksi otetaan  $h/250$ , missä  $h$  on etäisyys perustuksen yläpinnasta ristikon tai palkin alapintaan.

Sääolosuhteiden aiheuttamista pilareiden sivusiirtymistä on kirjoitettu erikseen kuormitusnormeissa SP 20.13330.2011 sivulla 78. Tässä opinnäytetyössä niitä ei käsitellä.

### 2.6.3 Rakenteiden taipumat

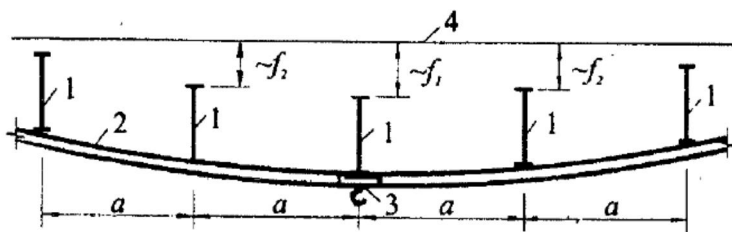
Ylä- ja välipohjien taipumat eivät saa ylittää alapinnan ja väliseinien, ikkunoiden ja ovikarmien yläpintojen välistä etäisyyttä (40 mm). Mikäli kantavien seinien välissä on melkein samaa korkeutta olevia tukiväliseiniä, taulukon 2.6.2 kohdassa 2a mainitun etäisyyden  $l$  on oltava sama kuin kantavien seinien tai pilareiden ja tukiväliseinien välinen etäisyys (ks. kuva 2.6.2)



**Kuva 2.6.2** Jännevälien  $l$  määrittäminen (1, s.72, pakollinen liite E, kuva E.1)

*a – yksi väliseinä; b – kaksi väliseinää; 1 – kantavat seinät tai pilarit; 2 – tukiväliseinät; 3 – välipohja (yläpohja) ilman kuormaa; 4 – välipohja (yläpohja) kuorman kanssa; 5 – linja, josta lasketaan taipuma, 6 – väli*

Mikäli kattotuoleihin kiinnitetään puominosturit (ks. taulukko 2.5.11, kohta 2r), kattotuolien taipumat on laskettava vieressä olevien kattotuolien taipumien  $f_1$  ja  $f_2$  erotuksena (ks. tämän opinnäytetyön kuva 2.6.3).



**Kuva 2.6.3** Kattokannattajien taipumat tapauksissa, jolloin niihin on kiinnitetty nosturikiskot (1, s.73, pakollinen liite E, kuva E.2) 1 – kattotuolit, 2 – nosturikisko, 3 – puominosturi, 4 – kattotuolien lähtöasento,  $f_1$  – kuormitetuimman kattotuolin taipuma,  $f_2$  – kuormitetuimman kattotuolin vieressä olevien kattotuolien taipumat

**Taulukko 2.6.2** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset sallitut taipumat (1, s.73, pakollinen liite E, taulukko E.1)

Rakenne	Esitetty vaatimukset	Sallitut taipumat $f_u$	Taipumia määräävät kuormat
1 Nosturipalkit, puomi- ja siltanosturit, joita ohjataan:			
- lattiasta, mm. taljat	Prosessiin liittyvät	$l/250$	yhdestä nosturista
- ohjaamosta	Fysikaaliset ja prosessiin liittyvät	$l/450$	yhdestä nosturista
(nosturityypit GOSTin 25546 mukaan)		$l/500$	
1K-6K		$l/600$	
7K			
8K			



Rakenne	Esitetyt vaati- mukset	Sallitut taipumat $f_u$	Taipumia määrittävät kuormat
<p>2 Palkit, ristikot, yläpohjan pääkannattajat, sekundääripalkit, laatat, kannet a) avonaisia väli- ja yläpohjat, jänneväli <math>l</math>, m</p> <p><math>l \leq 1</math> <math>l = 3</math> <math>l = 6</math> <math>l = 24</math> (12) <math>l &gt; 36</math> (24)</p>	Esteettiset	<p><math>l/120</math> <math>l/150</math> <math>l/200</math> <math>l/250</math> <math>l/300</math></p>	pysyvät ja pitkäaikaiset
6) väli- ja yläpohjat, joiden alla on väliseiniä	Rakenteel- liset	Ks. kuva 2.6.2	väli- ja yläpohjien ja alla olevien seinien välien pientämiseen vaikuttavat kuormat
b) väli- ja yläpohjat, joiden päällä on halkeilevia pintavaluja, seiniä yms.	Rakenteel- liset	$l/500$	kuormat, jotka alkavat vaikuttaa pintavalujen, seinien yms. valmistumisen jälkeen
r) väli- ja yläpohjat, joiden läheisyyteen on sijoitettu puominosturit ja taljat  ohjataan lattialta	Prosessiin liittyvät	$l/300$ tai $a/150$ (pienempi arvo)	Väliaikaiset ottaen yhden nosturin tai taljan

Rakenne	Esitetyt vaati- mukset	Sallitut taipumat $f_u$	Taipumia määrittävät kuormat
ohjataan ohjaamosta	Fysikaaliset	$l/400$ tai $a/200$ (pienempi arvo)	kuorma yhdellä kiskolla  Yhden nosturin tai taljan kuorma yhdellä kirkolla
д) välipohjat, joihin kohdistuu siirtävien materiaalien, painojen ja laitteistojen kuormat, muut dynaamiset kuormat (mm. pyörällä liikkuvat kulkuneuvot)  kiskoilla liikkuvat kulkuneuvot - kapearaiteiset - leveäraiteiset	Fysikaaliset ja prosessiin liittyvät	$l/350$      $l/400$ $l/500$	0,7*väliaikaisten kuormien tai trukin kuorman normiarvosta (epäedullisempi vaihtoehto)  Yhdestä junasta (tai yhdestä autosta) yhdellä raiteella
3 Portaat (porrassyöksyt, lepotasot, reisinlankut) ja parvekkeet	Esteettiset  Fysikaaliset	sama kuten kohdassa 2a  määritellään kaavan 18 mukaan	
4 Välipohjat, porrassyöksyt ja lepotasot, joiden taipumaa vieressä olevat rakenteet eivät estä	Esteettiset  Fysikaaliset	$0,7\text{ mm}$  sama kuten kohdassa 2a  määritellään kaavan 18 mukaan	Pistekuorma 1 kN syöksyn keskellä sama kuten kohdassa 2a  määritellään kaavan 18 mukaan

Rakenne	Esitetyt vaatimukset	Sallitut taipumat $f_u$	Taipumia määräävät kuormat
5 Ikkuna- ja oviaukkopalkit ja ripustettavat seinäpaneelit (sideorret ja lasituksen tuenta)	Rakenteelliset	$l/200$	Kuormat, joiden vaikutuksesta raot karmien ja kantavien rakenteiden välillä pienenevät
	Esteettiset	sama kuten kohdassa 2a	sama kuten kohdassa 2a

Taulukossa 2.6.2 käytetyt merkinnät:

$l$  – laskettavan rakenneosan jänneväli

$a$  – palkkien tai ristikoiden k-jako, joihin kiinnitetään nosturikiskot

Huom.!

1. Ulokepalkin jännemitta  $l$  on ulokkeen tuplattu pituus.
2. Kohdassa 2a esitetyn  $l$ :n väliarvot määritellään interpoloinnilla ottaen huomioon kuvassa 2.6.2 esitetyt vaatimukset.
3. Kohdassa 2a suluissa esitetyt arvot käytetään tiloissa, joiden korkeus on korkeintaan 6 m.
4. Kohdassa 2a esitettyjen taipumien laskenta:  $f_1-f_2$  (ks. tämän opinnäytetyön kuva 2.5.8).
5. Mikäli taipuman rajoituksena on esteettisiä vaatimuksia, jännevälin pituudeksi  $l$  sallitaan ottaa kantavien seinien tai pilareiden välinen etäisyys.

Välipohjan (pääkannattajien, sekundääripalkkien ja laattojen), portaiden, parvekkeiden, asuin- ja julkkisten rakennusten, sekä tuotantorakennusten sosiaalitulojen rakenneosien sallitut fysikaaliset taipumat lasketaan seuraavan kaavan mukaan:

$$f_u = \frac{g(p+p_1+q)}{30n^2(bp+p_1+q)}, (18)$$

jossa

$g$  – maan vetovoiman aiheuttama putoamiskiihtyvyys

$p$  – värähtelyä aiheuttavien ihmisten normikuorma, joka saadaan taulukosta 2.6.3

$p_1$  – välipohjaan kohdistuvan kuorman alennettu arvo, joka saadaan taulukoista 2.6.3 / 2.2.1

$q$  – rakenteen omasta painosta ja siihen tukeutuvien rakenteiden painoista syntyvän kuorman normiarvo

$n$  – ihmisten askeleista syntyvä taajuus, joka saadaan taulukosta 2.6.3

$b$  – kerroin, joka saadaan taulukosta 2.6.3

**Taulukko 2.6.3** Säädösten Kokoelman (SP) mukaisessa taipumalaskennassa tarvittavat arvot (1, s.76, pakollinen liite, taulukko E.2)

Tilat, jotka määrätään taulukon 2.2.1 mukaan	$p$ , kPa	$p_1$ , kPa	$n$ , Hz	$b$
Kohdat 1, 2, paitsi luokat ja sosiaalitilat  Kohdat 3, 4a, 96, 106	0,25	saadaan taulukosta 2.2.1	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot p \cdot a \cdot l}}$
Kohta 2 – luokat ja sosiaalitilat Kohta 4 b-r, paitsi tanssisalit	0,5	saadaan taulukosta 2.2.1	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot p \cdot a \cdot l}}$

Tilat, jotka määrätään taulukon 2.2.1 mukaan	$p$ , kPa	$p_1$ , kPa	$n$ , Hz	$b$
Kohdat 9a, 10a, 12, 13				
Kohta 4 – tanssisalit Kohdat 6, 7	1,5		2,0	50
Taulukossa käytetyt merkinnät:  $Q$ – yhden ihmisen paino, joka on 0,8 kN $\alpha$ – kerroin, joka on vapaasti tuetuille yksiaukkoisille rakenteille 1 ja muissa tapauksissa 0,5 (esim. kolmelta tai neljältä sivulta tuetut laatat) $a$ – pääkannattimien ja sekundääripalkkien k-jako sekä laattojen leveys, m $l$ – laskennallinen jänneväli				

Taipumat on määrättävä seuraavan kuormayhdistelmän mukaan:

$$\varphi_1 p + p_1 + q \quad (19),$$

jossa

$\varphi_1$  – kerroin, joka lasketaan kaavan 4 mukaan.

#### **2.6.4 Rakenteiden sivusiirtymät**

Siltanostureilla ja nosturiradoilla varustettujen rakennusten pilareiden, nosturipalkkien ja jarrutusta hoitavien ristikkojen sivusiirtymät on määrättävä tämän opinnäytetyön taulukon 2.6.4 mukaan, kuitenkin vähintään 6 mm.

Sivusiirtymät on tarkastettava yhden nosturin korin poikittaisjarrutuskuormalle nosturikiskon pään korkeudella ilman perustusten siirtymiä.

Yksikerroksisten rakennusten ja putkisiltojen pilareiden vaakakuormista johtuvien sivusiirtymiä laskiessa on otettava huomioon pilarin yläpään kiinnitys:

- rakennuksissa ja katetuissa putkisilloissa pilarin yläpää ei siirry (mikäli yläpohja ei muodosta jäykkää levyä, on otettava huomioon pilarin vaakasuuntainen vapautus);
- avonaisissa putkisilloissa pilari toimii mastona.

**Taulukko 2.6.4** Sallitut taipumat eri nosturiryhmien mukaisesti (1, s.76, liite E – pakollinen, taulukko E.3)

Nosturiryhmät	Sallitut taipumat $f_u$		
	Pilarit		Nosturipalkit ja jarrutusrakenteet sekä nosturiradat
	rakennukset ja katetut nosturiradat	avonaiset nosturiradat	
1K–3K	$h/500$	$h/1500$	$l/500$
4K–6K	$h/1000$	$h/2000$	$l/1000$
7K–8K	$h/2000$	$h/2500$	$l/2000$
<p>Taulukossa käytetyt merkinnät:</p> <p><math>h</math> – korkeus perustuksen yläpinnasta nosturikiskon päähän (yksikerroksisille rakennuksille sekä avo- ja katetuille nosturiradoille) tai etäisyys välipohjan akselistasta nosturikiskon päähän (monikerroksisten rakennusten ylemmille kerroksille)</p> <p><math>l</math> – rakenneosan (palkin) laskennallinen jänneväli</p>			

## 3. MATERIAALIOMINAISUUDET JA BETONIRAKENTEIDEN SÄILYVYYS

### 3.1 Betoni

Betonin tärkeimpiin ominaisuuksiin kuuluvat korkea puristuslujuus, hyvä tartunta raudoituksen kanssa. Joskus betonirakenteilta vaaditaan lisäominaisuuksia, kuten vesitiiveys, vedenkestävyys, pakkaskestävyys, palonkestävyys jne.

Venäjällä suosituimpia ovat tavalliset raskaat betonit, joiden tiheys on 22–25 kN/m<sup>3</sup>, joita valmistetaan tavallisista aineista. Betonit, joiden tiheys on enemmän kuin 25 kN/m<sup>3</sup>, luokitellaan erittäin raskaiksi ja käytetään suojana radioaktiivista säteilyä vastaan. Niiden valmistamiseen käytetään kiviaineena magnetiittia, bariittia, valurautarouhetta jne. Mikäli betonin tiheys on 18–22 kN/m<sup>3</sup>, se on kevennettyä, ja jos tiheys on alle 18 kN/m<sup>3</sup>, betoni luokitellaan kevyeksi.

#### 3.1.1 Betoniluokat, merkinnät ja olosuhteet

Betonin laatua määrittävät seuraavat luokat:

- puristuslujuusluokka  $B$  (määritellään kuutiopuristuslujuuden perusteella)
- vetolujuusluokka  $B_t$
- pakkasenkestävyysluokka  $F$
- vesitiiveysluokka  $W$
- keskitiheysluokka  $D$
- itsejännittymislukka  $S_p$

Raskaan betonin puristuslujuusluokat ovat seuraavat: B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60; B70; B80; B90; B100.

Jännitetyissä rakenteissa käytetään seuraavia puristuslujuusluokkia: B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60; B70.

Raskaan, jännitetyn ja hienorakeisen betonin vetolujuusluokat ovat: B<sub>t</sub>0,8; B<sub>t</sub>1,2; B<sub>t</sub>1,6; B<sub>t</sub>2,0; B<sub>t</sub>2,4; B<sub>t</sub>2,8; B<sub>t</sub>3,2; B<sub>t</sub>3,6; B<sub>t</sub>4,0. Kevyelle betonille vetolujuusluokat ovat: B<sub>t</sub>0,8; B<sub>t</sub>1,2; B<sub>t</sub>1,6; B<sub>t</sub>2,0; B<sub>t</sub>2,4; B<sub>t</sub>2,8; B<sub>t</sub>3,2.

Tässä opinnäytetyössä käsitellään ainoastaan raskaasta betonista valmistettavia rakenteita.

Puristuslujuusluokka pitää määritellä kaikille betoneille ja niistä tehtäville rakenteille. Vetolujuusluokka tulee kyseeseen tapauksissa, jolloin rakenteen vetolujuus on määräävä ja sitä seurataan tuotannossa.

Betonin valmistusprosessissa käytetään käsitettä betoniluokka **M**, joka määritellään betonin keskivertopuristuslujuuden perusteella. Standardin GOST 26633-91 mukaan betonin puristuslujuuteen pohjautuvia luokkia löytyy väliltä M50 – M1000. Suosituimpia luokkia ovat M100 – M500.

Pakkasenkestävien raskaiden, jännitettyjen ja hienorakeisten betonien luokat ovat F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500; F600; F700; F800, F1000 (määritellään pakkasenkestävyyden ja olosuhteiden perusteella). Mikäli talven laskentalämpötilat pysyvät -5 °C yläpuolella, maanpäällisille rakenteille ei määritellä pakkasenkestävyysluokkaa.

Vesitiiveyden mukaiset raskaiden ja hienorakeisten betonien luokat ovat W2; W4; W6; W8; W10; W12; W14; W16, W18; W20. Jännitetyissä rakenteissa betonin vesitiiveyden luokan pitää olla vähintään W12.

Alla olevissa taulukoissa 3.1.1, 3.1.2 ja 3.1.3 on esitetty puristuslujuusluokat, pakkasenkestävyysluokat, vesitiiviysluokat ja M-luokat sekä niiden keskinäinen sopivuus. Taulukoissa on myös lueteltu luokkien sopivuus eri rakenteisiin ja olosuhteisiin.



**Taulukko 3.1.1** Betonin luokat, rakenteet ja niille sopivat pakkasenkestävyys- ja vesitiiviysvaatimukset (5, ei-pakollinen liite 1, s.8, taulukko 6; 22; 23)

Betoni-luokka	Betonin keski- vertopuristus- lujuus $\bar{R}$ , N/mm <sup>2</sup>	Lähin betoni- luokka $M$	Poikkeama, % $\frac{M - \bar{R} \cdot 10}{\bar{R} \cdot 10} \cdot 100$	Pakkasen- kestävyys	Vesitiiviys	Rakenteet
B3,5	4,58	M50	+9,2	-	-	-
B5	6,55	M75	+14,5	-	-	-
B7,5	9,82	M100	+1,8	F50	W2	ei-kantavat tierakenteet (jalkakäytävien reunakivet, kaulukset yms.)
B10	13,10	M150	+14,5	F50	W2	melkein sama kuin M100
B12,5	16,37	M150	-8,4	F50	W2	melkein sama kuin M100
B15	19,65	M200	+1,8	F100	W4	paikallavaluholvit, tiepäällysteet, joihin kohdistuu pieniä kuormia, pintavalut
B20	26,19	M250	-4,5	F100	W4	melkein sama kuin M150, nauhaperustukset

Betoni-luokka	Betonin keski- vertopuristus- lujuus $\bar{R}$ , N/mm <sup>2</sup>	Lähin betoni- luokka $M$	Poikkeama, % $\frac{M - \bar{R} \cdot 10}{\bar{R} \cdot 10} \cdot 100$	Pakkasen- kestävyys	Vesitiiviys	Rakenteet
B22,5	29,47	M300	+1,8	F200	W6	porrassyöksyt, pihalaatat, joihin kohdistuu isoja kuormia, kaivot, putket yms. vaativat rakenteet
B25	32,74	M350	+6,9	F200	W8	vaativat rakenteet, samoin kuin M300
B27,5	36,02	M350	-2,8	F200	W8	vaativat rakenteet, samoin kuin M300
B30	39,29	M400	+1,8	F300	W10	rakennusten perustukset, autotallien, kellareiden, korjaamoiden yms. tuotantohallien erittäin kestävien lattioiden alustat
B35	45,84	M450	-1,8	F200-F300	W8-W14	vaativat rakenteet, joihin kohdistuu isoja kuormia, erittäin kestävät paikallavaluholvit, perustukset ja muut rakenteet.

Betoni-luokka	Betonin keski- vertopuristus- lujuus $\bar{R}$ , N/mm <sup>2</sup>	Lähin betoni- luokka $M$	Poikkeama, % $\frac{M - \bar{R} \cdot 10}{\bar{R} \cdot 10} \cdot 100$	Pakkasen- kestävyys	Vesitiiviys	Rakenteet
B40	52,39	M550	+5,0	F200-F300	W10-W16	erittäin vaativat rakenteet, joiden käyttöikä on erittäin pitkä.
B45	58,94	M600	+1,8	F100-F300	W12-W18	-
B50	65,48	M700	+6,9	-	-	-
B55	72,03	M700	-2,8	-	-	-
B60	78,58	M800	+1,8	-	-	-
B65	85,13	M900	+5,7	-	-	-
B70	91,68	M900	-1,8	-	-	-
B75	98,23	M1000	+1,8	-	-	-
B80	104,77	M1000	-4,6	-	-	-

**Taulukko 3.1.2** Pakkasenkestävien ja vesitiiviiden betonien luokat (6, pakollinen liite Ж, s.50, taulukko Ж.1; 7, pakollinen liite Г, s.34, taulukko Г.2)

Ympäristöolosuhteet		Pakkasenkestävän betonin luokka, vähintään	Betonin vesitiiviysluokka, vähintään <sup>2)</sup>
Olosuhteiden kuvaus	Talvilämpötilan laskettu arvo, °C		
1. Vuorotellen vaihteleva jäätyminen ja sulaminen:	alle -40 °C	F1000 (F450)*	W16
a) veden kyllästyttämässä tilassa meriveden vaikutuksella (meriveden vaihtelu- ja roiskevaikutus yms.), suolapitoisten vesien vaikutuksella (mm. suolatukselle alttiit tie-, kiitorata-, jalkakäytävä, porras- yms. pinnat)	alle -20 ... -40 °C	F800 (F300)	W12
	alle -5 ... -20 °C	F600 (F200)	W10
	- 5 °C ja yli	F400 (F100)	W6
b) veden kyllästyttämässä tilassa makean veden vaikutuksella (siltojen vedenalaiset osat yms.)	alle -40 °C	F300	W6
	alle -20 ... -40 °C	F200	W6
	alle -5 ... -20 °C	F150	W2
	- 5 °C ja yli	F100	

<sup>2</sup> Normiasiakirjoja tutkiessa olen huomannut ristiriidan Säädösten Kokoelman SP 28.13330.2012 (6, Rakenteiden korroosiosuojaus) ja standardin GOST 31384-2008 (7, Rakenteiden korroosiosuojaus) välillä. Yllämainitussa Säädösten Kokoelmassa on esitetty betonin pakkasenkestävyysluokat ottamatta kantaa rakennuksen vaativuusluokkaan (6, s.50, pakollinen liite Ж, taulukko Ж.1). Vuorostaan yllämainitussa standardissa GOST on esitetty betonin sekä pakkasenkestävyys- että vesitiiviysluokat sidottuna vaativuusluokkiin (7, s. 42, pakollinen liite Г, taulukko Г.2). Nämä standardissa GOST esitetyt vaativuusluokat ovat kuitenkin vanhentuneet samoin kuin itse GOST 27751, johon on viittaus taulukossa. GOST 27751 on korvattu standardilla GOST P 51257-2010. Olen käsittänyt asian niin, että uudessa Säädösten Kokoelmassa SP 28.13330.2012 esitetään samat vaatimukset pakkasenkestävyyden ja vesitiiviyyden kannalta rakennuksen vaativuusluokasta riippumatta.

Ympäristöolosuhteet		Pakkasenkestävän betonin luokka, vähintään	Betonin vesitiiviysluokka, vähintään <sup>2)</sup>
Olosuhteiden kuvaus	Talvilämpötilan laskettu arvo, °C		
c) jaksollinen kostuminen ja kuivuminen (sateelle alttiit maanpäälliset rakenteet)	alle -40 °C	F200	W6
	alle -20 ... -40 °C	F150	W4
	alle -5 ... -20 °C	F100	W4
	- 5 °C ja yli	F75	W4
d) ulkoilman vaikutuksella olevat rakenteet (esim. ulkona olevat sateelta suojatut rakenteet)	alle -40 °C	F150	W6
	alle -20 ... -40 °C	F100	W4
	alle -5 ... -20 °C	F75	W4
	- 5 °C ja yli	F75	W4
2. Mahdollinen satunnainen pakkaslämpötilan vaikutus	alle -40 °C	F200	W6
a) veden kyllästyttämässä tilassa (esim. maan- tai veden alla olevat rakenteet)	alle -20 ... -40 °C	F150	W4
	alle -5 ... -20 °C	F100	W4
	- 5 °C ja yli	F50	W4

Ympäristöolosuhteet		Pakkasenkestävän betonin luokka, vähintään	Betonin vesitiiviysluokka, vähintään <sup>2)</sup>
Olosuhteiden kuvaus	Talvilämpötilan laskettu arvo, °C		
b) rakentamisen aikana ilmankosteudelle alttiit lämpimien rakennusten rakenteet	alle -40 °C	F100	<sup>3)</sup>
	alle -20 ... -40 °C	F75	<sup>3)</sup>
	alle -5 ... -20 °C	F50	<sup>3)</sup>
	- 5 °C ja yli	F50	<sup>3)</sup>

<sup>3)</sup> Normistossa ei ole mitään mainintaa vesitiiviysluokasta rakentamisen aikana ilmankosteudelle alttiille lämpimien rakennusten rakenteille.

Taulukon 3.1.2 suluissa merkatut pakkasenkestoluokat määritellään toisen menetelmän mukaan, [GOST 10060](#), muut määritellään ensimmäisen menetelmän mukaan, [GOST 10060](#).

**Huom.!**

1. Mikäli rakenneosien asennus suoritetaan talviolosuhteissa, betonimassojen on oltava pakkasenkestävät. Mikäli rakennustyömaa pysäytetään, on tehtävä betonirakenteiden lämmönsuojaus.

2. Eri kosteustilassa oleville rakenteille (esim. korkeajännitemastojen rakenteet, pilarit yms.) pakkasenkestävyyslaatu määritellään pahimman rakenneosuuden mukaan.

3. LVI-rakenteiden, patojen ja paalujen betonimassojen pakkasenkestävyysluokat määritellään vastaavien normiasiakirjojen mukaisesti.

Talvilämpötilan laskettu arvo määritellään Säädösten Kokoelmassa SP 131.13330 Rakennusilmastotiede esitetyn kauden viiden kylmimmän päivän lämpötilan mukaan.

**Taulukko 3.1.3** Venäläisen normiston mukaiset pakkasenkestävien betonien luokat ja rakennusten betoniulkoseinät (6, pakollinen liite Ж, s.51, taulukko Ж.2)

Olosuhteiden kuvaus		Lämpimien rakennusten betoniulkoseinien pakkasenkestävyyslaatu, vähintään	
Sisätilojen suhtellinen kosteus, $\varphi_{int}$ , %	Talvilämpötilan laskettu arvo, °C	kevyt, vaahto- tai huokostettu betoni	raskas tai hienorakeinen betoni
$\varphi_{int} > 75$	alle -40 °C	F100	F200
	-20 ... -40 °C	F75	F100
	-5 ... -20 °C	F50	F70
	- 5 °C ja yli	F35	F50

Olosuhteiden kuvaus		Lämpimien rakennusten betoniulkoseinien pakkasenkestävyyslaatu, vähintään	
Sisätilojen suhtellinen kosteus, $\varphi_{int}$ , %	Talvilämpötilan laskettu arvo, °C	kevyt, vaahto- tai huokostettu betoni	raskas tai hienorakeinen betoni
$60 < \varphi_{int} \leq 75$	alle -40 °C	F75	F100
	-20 ... -40 °C	F50	F50
	-5 ... -20 °C	F35	-
	- 5 °C ja yli	F25	-
$\varphi_{int} \leq 60$	alle -40 °C	F50	F75
	-20 ... -40 °C	F35	-
	-5 ... -20 °C	F25	-
	- 5 °C ja yli	F15*	-
<p>* Kevyille betoneille pakkasenkestävyysluokkaa ei määritellä.</p> <p><b>Huom.!</b></p> <p>1. Mikäli rakenteet on varustettu höyrynsululla ja vedeneristyksellä, taulukossa esitetyt betonin pakkasenkestävyysluokka saa alentaa yhdellä pykälällä.</p> <p>2. Talvilämpötilan laskettu arvo määritellään Säädösten Kokoelmassa SP 131.13330 Rakennusilmastotiede esitetyn kauden viiden kylmimmän päivän lämpötilan mukaan.</p> <p>3. Vaahtobetonin pakkasenkestävyyslaatu määritellään standardin GOST 25485 mukaan.</p>			

Betonin vesitiiviysluokka määritellään hydraulisen gradientin kautta, joka on maksimipaineen [m] suhde rakenteen paksuuteen [m]. (9, s.5)



**Taulukko 3.1.4** Betonin vesitiiviysluokan riippuvuus hydraulisesta gradientista (9, s.6, taulukko 2)

Veden lämpötila, °C	Betonin vesitiiviysluokka, mikäli hydraulisen gradientin arvo on			
	$\leq 5$	$5 < x \leq 10$	$10 < x \leq 20$	$20 < x \leq 30$
$\leq 10$	W2	W4	W6	W8
$10 < x \leq 30$	W4	W6	W8	W10
$30 <$	W6	W8	W10	W12

Huom.! Mikäli hydraulisen gradientin arvo on yli 30, betonirakenteiden vesitiiviysluokka on oltava vähintään W14.

Betonirakenteiden betonitiiviysluokka  $W$  riippuu paineviivasta, joka määritellään laboratoriotutkimuksissa  $L$  (28).

$$W = 0,4L + 2 = \frac{0,4H}{b} + 2 \quad (20),$$

jossa

$L$  – paineviiva

$H$  – vesipylvään paine, m

$b$  – rakenteen paksuus

Betonin vesitiiviysluokkaan vaikuttavat sääolosuhteiden lisäksi myös ympäristön aggressiivisuus (esim. pohjaveden sulfaattipitoisuus sekä tiloissa käytettävät kemikaalit ja aineet). Näiden olosuhteiden vaatimukset betonin vesitiiviysluokan suhteet on esitetty SP:n 28.1330.2012 (6, Rakenteiden korroosiosuojaus) liitteiden taulukoissa.

Täsmällistä ohjeistusta vesitiiviysluokan valintaan ei ole, mutta olen käsittänyt asian seuraavasti. Mikäli määräävänä tekijänä ovat sääolosuhteet, betonin vesitiiviysluokaksi voidaan valita betonin puristuslujuudelle ja pakkaskestävyydelle sopiva minimi, joka on esitetty tämän opinnäytetyön

taulukossa 3.1.2. Muussa tapauksessa määräävänä tekijänä ovat joko rakenteeseen kohdistuva vedenpaine tai korkeampaa vesitiiviysluokkaa vaativat käyttöolosuhteet.

Venäjän normisto käsittelee myös rasitusluokkia ja niihin sopivia betoniluokkia, mutta nämä suositukset eivät ole pakollisia (6, ei-pakollinen liite A, s. 34-36, taulukko A1; 6, ei-pakollinen liite Д, s. 47, taulukko Д1).

**Taulukko 3.1.4** Venäläisen normiston mukaiset ympäristöluokat ja niitä vastaavat betoniluokat (6, ei-pakollinen liite A, s.34-36, taulukko A.1; 6, ei-pakollinen liite Д, s. 47, taulukko Д1)

Luokka	Ympäristön kuvaus	Informatiivisia esimerkkejä rasitusluokkien esiintymisestä	Suosittelut minimibetoniluokka
1. Ei korroosion tai syöpymisen riskiä			
XO	Raudoittamaton betoni tai betoni ilman sen sisään valettuja metalliosia: kaikki ympäristöluokat paitsi jäätymis-sulamisrasituksen, kulutuksen tai kemiallisen rasituksen alainen betoni. Raudoitusta sisältävä betoni: erittäin kuiva.	Rakenteet sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen.	B15
2. Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio			
XC1	Kuiva ja jatkuvasti märkä	Asuintalojen tilat paitsi keittiöt, kylpy- ja kodinhoitohuoneet Jatkuvasti veden alla olevat rakenteet.	B25

<b>Luokka</b>	<b>Ympäristön kuvaus</b>	<b>Informatiivisia esimerkkejä rasitusluokkien esiintymisestä</b>	<b>Suosi- teltu minimi- betoni- luokka</b>
XC2	Kostea, harvoin kuiva	Pitkiä aikoja veden kanssa kosketuksissa olevat rakenteet. Perustukset	B30
XC3	Kohtalaisen kostea	Ulkona olevat kokonaan sateelta suojatut rakenteet. Betoni sisätiloissa, joissa korkea ilman kosteus (suurkeittiöt, uimahallit, kylpyhuoneet, pesulat, navetat yms.)	B37
XC4	Jaksollinen kastuminen ja kuivuminen	Sateelle alttiit rakenteet	B37
<b>3. Kloridien aiheuttama korroosio</b>			
Jos raudoitusta tai muita metalliosia sisältävä betoni on kosketuksissa kloridien kanssa, mukaan lukien jäänpoistosuolat, aggressiivinen ympäristö luokitellaan seuraavasti:			
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonia rasittavat ilmavirran mukana tulevat suolat.	B37
XD2	Kostea, harvoin kuiva	Uima-altaat. Betonia rasittavat klorideja sisältävät teollisuusvedet.	B45
XD3	Kostea ja kuiva vaihtelevat	Siltojen tiesuoloille alttiit osat. Pysäköintitasot. Tiepäälysteet.	B45
<b>4. Meriveden aiheuttama korroosio</b>			
Jos raudoitusta tai muita metalliosia sisältävä betoni on kosketuksissa kloridien kanssa, jotka ovat peräisin merivedestä tai ilman kuljettamasta merivedestä peräisin olevasta suolasta, ympäristö luokitellaan seuraavasti:			

<b>Luokka</b>	<b>Ympäristön kuvaus</b>	<b>Informatiivisia esimerkkejä rasitusluokkien esiintymisestä</b>	<b>Suosittelut minimibetoniluokka</b>
XS1	Betonia rasittavat tuulen mukana tulevat kloridit, ei suoraa kosketusta veteen	Rakenteet avomeren rannalla.	B37
XS2	Veden alla	Merirakenteiden merivedenalaiset osat.	B45
XS3	Vesirajassa ja roiskevyöhykkeellä	Merirakenteiden meriveden vaihtelu- ja roiskevaikutuksille alttiit osat.	B45
Huom.! Kloridien eri pitoisuuksia sisältävän meriveden vaikutuksella oleville betoneille asetetut vaatimukset on esitetty taulukossa Γ1, SP 28.13330.2012.			
<b>5. Jäätymis- / sulamisrasitus</b>			
Jos betoniin kohdistuu merkittäviä jäätymis- / sulamisrasituksia kosteuden lisäksi, ympäristö luokitellaan seuraavasti:			
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat.	B37
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamalle jäänsulatusaineille.	B37
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit rakenteet.	B37

Luokka	Ympäristön kuvaus	Informatiivisia esimerkkejä rasisitusluokkien esiintymisestä	Suositeltu minimi-betoni-luokka
XF4	Suuri merivedellä kyllästymisen ja jäänsulatusaineet	Jäänsulatusaineroiskeelle alttiit tiepäällysteet. Siltojen vaakasuorat betonipinnat, ulkoportaiden askelmat yms. Veriveden vaihtelulle ja jäätymiselle alttiit merirakenteet.	B37
6. Kemiallinen ja biologinen rasitus			
Jos betoniin kohdistuu kemiallinen rasitus, jota esiintyy maassa ja pohjavedessä, ympäristö luokitellaan seuraavasti:			
XA1	Kemiallisesti heikosti aggressiivinen ympäristö taulukkojen B.1-B.7, Γ.2 mukaan	Pohjavedelle alttiit rakenteet	B37
XA2	Kemiallisesti kohtalaisesti aggressiivinen ympäristö taulukkojen B.1-B.7, Γ.2 mukaan.	Merivedelle alttiit rakenteet. Aggressiivisessa maaperässä olevat maanalaiset rakenteet	B37
XA3	Kemiallisesti voimakkaasti aggressiivinen ympäristö taulukkojen B.1-B.7, Γ.2 mukaan.	Teolliset vedenpuhdistamot, jotka ovat alttiit aggressiivisille viemäriverille. Karjan rehukaukalot. Jäädystornit.	B45
7. Emästen aiheuttama korroosio			
WO	Erittäin kuiva	Betoni kuivissa sisätiloissa. Sateelta, pinta- ja pohjavesiltä suojatut ulkorakenteet.	

Luokka	Ympäristön kuvaus	Informatiivisia esimerkkejä rasitusluokkien esiintymisestä	Suosi- teltu minimi- betoni- luokka
WF	Kostea, harvoin kuiva	<p>Sateelle, pinta- ja pohjavesille alttiit ulkorakenteet. Kosteiden sisätilojen rakenteet (uimahallit, pesulat, yms.), joissa suhteellinen kosteus on yli 80 %. Kondenssivedelle alttiit rakenteet kuten putket, talteenottoasemat, suodatuskammiot, maatilarakennukset.</p> <p>Massiivirakenteet, joiden minimikoko on yli 0,8 m, veden vaikutuksesta riippumatta.</p>	
WA	WF-ympäristöluokan lisäksi betoniin vaikuttavat erittäin usein ulkopuolelta tulevat emäkset	<p>Merivedelle alttiit rakenteet. Suolatukselle alttiit rakenteet ilman lisädynaamista vaikutusta (esim. roiskeille alttiit alueet). Tuotanto- ja maatalousrakenteet (esim. lietevarastot), jotka ovat alttiit emäksille.</p>	
WS	Korkeille dynaamisille kuormille altis betoni, johon emäkset vaikuttavat suoraan	Suolatukselle alttiit rakenteet, joihin kohdistuu dynaamisia kuormia.	

Huom.! Aggressiivinen vaikutus on tutkittava, mikäli kemikaalit eivät ole mainittu taulukoissa B.2, B.4 ja B.3, yli 1 m/s vesivirran tapauksissa, jolloin se sisältää kemikaaleja taulukkojen B.3, B.4, B.5 mukaan.

### 3.1.2 Betonin lujuus

Betonirakenteiden suunnittelussa eniten huomiota kiinnitetään betonin lujuuteen, joka määrää suunnitteluprosessin kulkua. Lujuusluokat perustuvat 28 vuorokauden iässä määritettävään kuutiopuristuslujuuteen  $R$ , joka saadaan puristamalla tai vetämällä 150x150x150 mm:stä betonikuutiota. Arvosteluerä hyväksytään, jos vertailulujuus on 95 % nimellislujudesta. Kuutiopuristuslujuuden arvo sisältyy betonin lujuusluokkamerkkiin (esim. B10, missä B on betonin merkintä ja 10 on kuutiolujuus arvoltaan 10 N/mm<sup>2</sup>).

Betonirakenteiden mitoituksessa käytetään betonin puristuslujuus  $R_{b,n}$ , joka saadaan 28 vuorokauden iässä olevan 100x100x400 mm:n kokoisen prisman puristuskokeesta. Sekä prisma- että muut betonin lujuudet voidaan johtaa suoraan kuutiolujuuden  $R$  arvosta seuraavalla tavalla (8, s.54):

kuutiopuristuslujuus	$R$
prismapuristuslujuus (normiarvo)	$R_{b,n} \approx (0,7 \dots 0,8)R \approx R(0,77 - 0,001R)$ (8, s.52, 54)
aksaalivetolujuus (normiarvo)	$R_{bt,n} \approx (0,05 \dots 0,1)R \approx 0,5\sqrt{R^2}$ , (8, s.52, 54)
taivutuslujuus	$R_{bt,c} \approx (0,1 \dots 0,18)R \approx 6M/(bh^2)$ (8, s. 53, 54)
leikkauslujuus	$R_{sh} \approx (0,15 \dots 0,3)R \approx 0,7\sqrt{R_{b,n}R_{bt,n}}$ (8, s.53, 54)
laskentapuristuslujuus	$R_b = R_{b,n} / \gamma_b$
laskentavetolujuus	$R_{bt} = R_{bt,n} / \gamma_{bt}$

Normiarvo edellä mainituissa tapauksissa tarkoittaa ominaisarvoa.

### **3.1.3 Puristuslujuuden ja vetolujuuden mitoitusarvot**

Betonirakenteita mitoittaessa kuormien vaikutus tarkastetaan rajatilojen sekä ensimmäisen että toisen ryhmän mukaisesti.

Rajatilan ensimmäisen ryhmän (murtorajatila) mukaiset varmuuskertoimet puristukselle ovat  $\gamma_b = 1,3$  raskaalle, hienorakeiselle, jänne- ja kevytbetonille,  $\gamma_b = 1,5$  vaahbetonille. Toisen ryhmän (käyttörajatila) mukaisissa laskelmissa  $\gamma_b = 1,0$ .

Tapauksissa, jolloin betoniluokka määritellään betonin puristuslujuuden mukaan, rajatilan ensimmäisen ryhmän mukaiset varmuuskertoimet vedolle ovat raskaalle, hienorakeiselle, jänne- ja kevytbetonille  $\gamma_b = 1,5$ . Toisen ryhmän mukaisissa laskelmissa  $\gamma_b = 1,0$ .

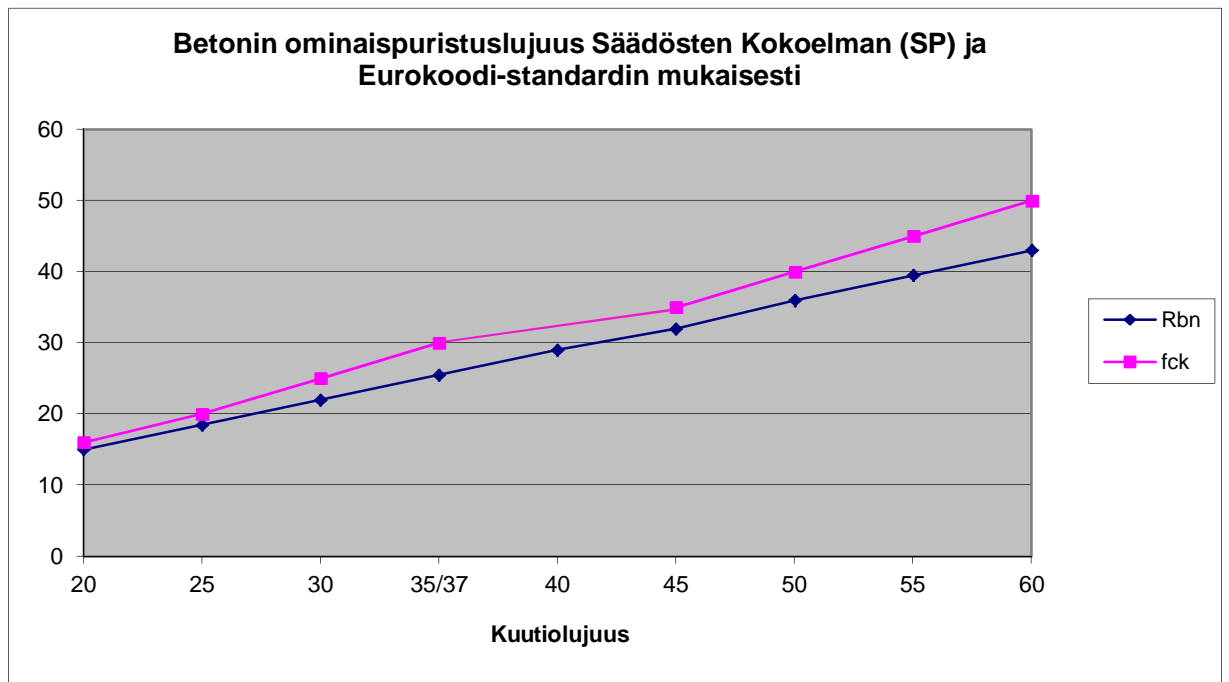
Tapauksissa, jolloin betoniluokka määritellään betonin vetolujuuden mukaan, rajatilan toisen ryhmän mukainen varmuuskerroin vedolle on raskaalle, hienorakeiselle, jänne- ja kevytbetonille  $\gamma_b = 1,3$ . Toisen ryhmän mukaisissa laskelmissa  $\gamma_b = 1,0$ .

Rajatilan toisen ryhmän mukaiset varmuuskertoimet ovat  $\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1$ . Tämän ryhmän mukaisissa laskelmissa käytetään seuraavat betonin lujuuden merkinnät:  $R_{b, ser} = R_{b,n}$  ja  $R_{bt, ser} = R_{bt,n}$ .

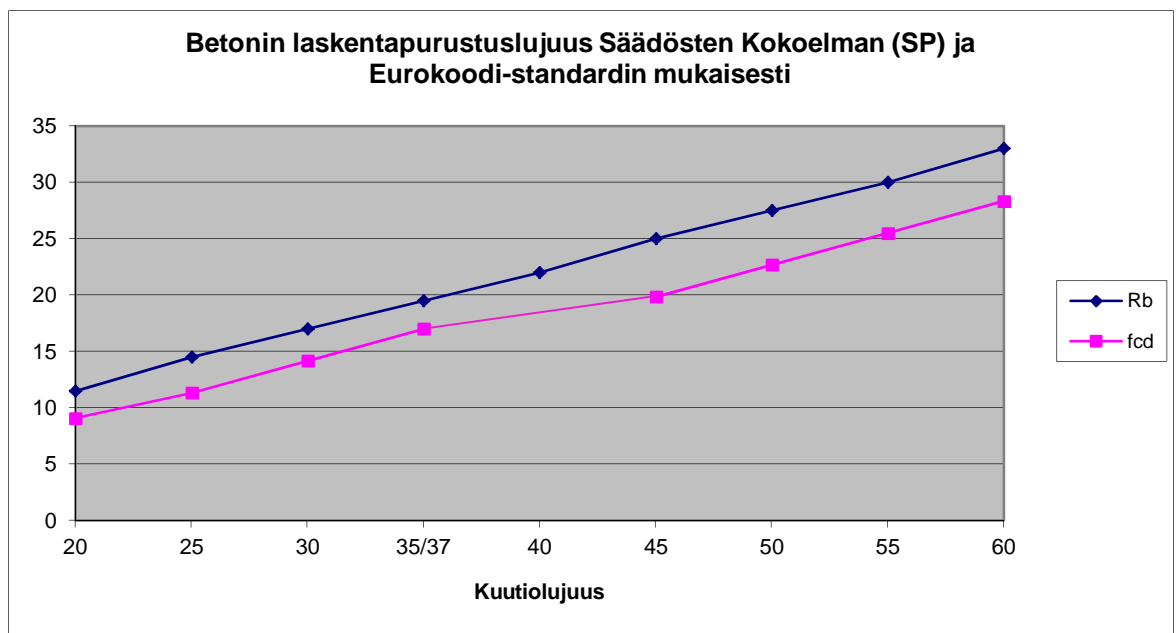


**Taulukko 3.1.5** Säädösten Kokoelman (SP) ja Eurokoodi-standardin mukaiset raskaiden betonien lujuudet ja kimmomoduulit betonin luokan mukaisesti (magenta-väri / ensimmäinen luku tarkoittaa venäläisen normin mukaisia arvoja ja musta väri / toinen luku tarkoittaa Eurokoodi-standardia).

SP Euro- koodi	B20 C16/20	B25 C20/25	B30 C25/30	B35 C30/37	B40	B45 C35/45	B50 C40/50	B55 C45/55	B60 C50/60
$R / f_{ck, cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	20 / 20	25 / 25	30 / 30	35 / 37	40	45 / 45	50 / 50	55 / 55	60 / 60
$R_{b,n} / f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	15 / 16	18,5 / 20	22 / 25	25,5 / 30	29	32 / 35	36 / 40	39,5 / 45	43 / 50
$R_b / f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	11,5 / 9,07	14,5 / 11,33	17,0 / 14,17	19,5 / 17,00	22,0	25,0 / 19,83	27,5 / 22,67	30,0 / 25,5	33,0 / 28,33
$E_b / E_{cm}$ (x10 <sup>3</sup> ) [N/mm <sup>2</sup> ]	27,5 / 29	30 / 30	32,5 / 31	34,5 / 33	36	37,0 / 34	38 / 35	39,0 / 36	39,5 / 37
$R_{bt,n} / f_{ctk,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,35 / 1,3	1,55 / 1,5	1,75 / 1,8	1,95 / 2,0	2,1	2,25 / 2,2	2,45 / 2,5	2,60 / 2,7	2,75 / 2,9
$R_{bt} / f_{ctd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,9	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80



**Kuva 3.1.1** Betonin ominaispuristuslujuus Eurokoodi-standardin ja Säädösten Kokoelman (SP) mukaisesti



**Kuva 3.1.2** Betonin laskentapuristuslujuus Eurokoodi-standardin ja Säädösten Kokoelman (SP) mukaisesti

Kuitenkin suunnittelussa pitää muistaa, että yllä esitetyt lujuuksien erot Eurokoodi-standardissa ja Säädösten Kokoelmassa eivät vielä paljasta koko kuvaa. Lopullisiin tuloksiin vaikuttavat mm. kuormien varmuuskertoimet,

raudoituksen laatu, laskentatavat ja se, että tarvittaessa betonin lujuuden laskenta-arvot kerrotaan ns. käyttöolosuhdekertoimilla, jotka kuvaavat millaisissa olosuhteissa rakenne on suunniteltu toimimaan:

- a) Kerroin  $\gamma_{b1}$  betoni- ja teräsbetonirakenteille, joka ottaa huomioon pysyvän kuorman keston.

$\gamma_{b1} = 1,0$  tapauksessa, jolloin kuorma on lyhytaikainen

$\gamma_{b1} = 0,9$  tapauksessa, jolloin kuorma on pitkäaikainen. Vaahto- ja huokoisille betonille  $\gamma_{b1} = 0,85$ .

- b) Kerroin  $\gamma_{b2}$  on tarkoitettu raudoittamattomille betonirakenteille, jolla kerrotaan betonin puristuslujuuden  $R_b$  laskenta-arvo ja joka ottaa huomioon tällaisten rakenteiden murtumien ominaisuudet.

$\gamma_{b2} = 0,9$

- c) Kerroin  $\gamma_{b3}$  on tarkoitettu betoni- ja teräsbetonirakenteille, jotka valetaan pystyasennossa yli 1,5 m korkeudelle. Kertoimella kerrotaan puristuslujuuden  $R_b$  laskenta-arvo.  $\gamma_{b3} = 0,85$

- d) Kerroin  $\gamma_{b4}$  on tarkoitettu vaahtobetonille, jolla kerrotaan puristuslujuuden  $R_b$  laskenta-arvo.

$\gamma_{b4} = 1,0$  , mikäli vaahtobetonin kosteus on 10 % tai alle

$\gamma_{b4} = 0,85$  , mikäli vaahtobetonin kosteus on yli 25 %

Mikäli vaahtobetonin kosteus on yli 10 %, mutta alle 25 %, kertoimen arvo lasketaan interpoloinnilla.

- e) Kerroin  $\gamma_{b5}$  ottaa huomion vuorotellen tapahtuvat jäätyminen ja sulaminen ja se arvo on alle 1,0. Maanpäällisille rakenteille, joihin vaikuttavien talvipakkasten laskentalämpötila on 40 °C tai yli, kertoimen  $\gamma_{b5}$  arvo on 1,0. Muissa tapauksissa kertoimen arvo määritellään rakenteen ja erikoismääräysten mukaan.

### 3.1.4 Betonin muodonmuutokset

Betonin tärkeimpiä ominaisuuksia on betonin vastuskyky äkilliselle muodonmuutokselle ja pitkäaikaiselle muodonmuutokselle, jota kuvaavat seuraavat käsitteet:

$E_b$  – kimmomoduuli (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 3.1.5)

$E_{b,red}$  – muunnettu kimmomoduuli

$G$  – leikkausmoduuli

$\varphi_{b,cr}$  – virumaluku (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 3.1.7)

$\nu_{b,P}$  – Poissonin luku

$\alpha_{bt}$  – lineaarinen lämpölaajenemiskerroin

Mikäli kuormien vaikutus on lyhytaikainen, raskaan, hienorakeisen ja jännitetyn betonin suhteellisen muodonmuutoksen raja-arvoksi otetaan seuraavat arvot:

$\varepsilon_{b0} = 0,002$  tasaisen aksiaalisen puristuksen tapauksessa

$\varepsilon_{bt0} = 0,001$  tasaisen aksiaalisen vedon tapauksessa

Tapauksissa, jolloin kuormien vaikutus on pitkäaikainen, betonin suhteellisen muodonmuutoksen raja-arvoksi otetaan seuraavat arvot ilman suhteellisen kosteuden mukaisesti:

**Taulukko 3.1.6** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset raskaan, hienorakeisen ja jännitetyn betonin suhteellisen muodonmuutoksen kertoimet (2, s.23, taulukko 6.10)

Ympäristön ilman suhteellinen kosteus, %	Raskaan, hienorakeisen ja jännitetyn betonin suhteellinen muodonmuutos / pitkäkestoiset kuormat					
	puristus			veto		
	$\epsilon_{b0}$ $\cdot 10^3$	$\epsilon_{b2}$ $\cdot 10^3$	$\epsilon_{b1,red}$ $\cdot 10^3$	$\epsilon_{bt0}$ $\cdot 10^3$	$\epsilon_{bt2}$ $\cdot 10^3$	$\epsilon_{bt1,red}$ $\cdot 10^3$
yli 75	3,0	4,2	2,4	0,21	0,27	0,19
40 – 75	3,4	4,8	2,8	0,24	0,31	0,22
alle 40	4,0	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26
<p>Huom.!</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>Ilman suhteellinen kosteus määrätään normin SP 131.13330 mukaan alueen vuoden lämpimimmän kuukauden keskivertosuhteellisena kosteutena.</li> <li>Erittäin koville betoneille suhteellisen muodonmuutoksen kerroin <math>\epsilon_{b2}</math> määrätään seuraavalla arvolla: <math>(270 - B) / 210</math></li> </ol>						

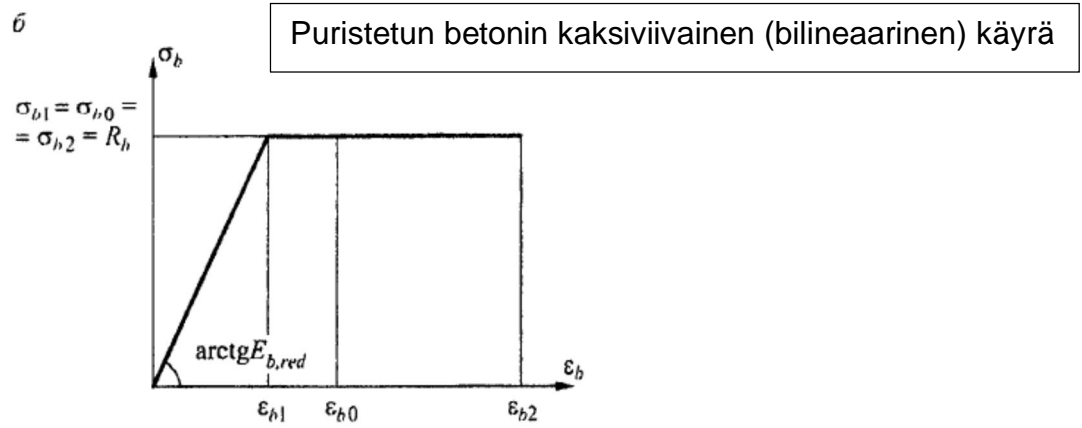
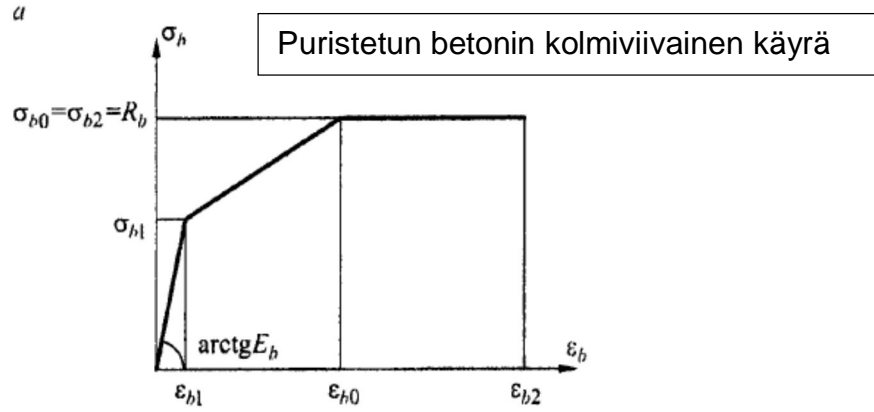
Tilanteissa, jolloin kuorman vaikutus on pitkäaikainen, betonin kimmomoduuli määritellään seuraavan kaavan mukaan:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (21)$$

jossa

$\varphi_{b,cr}$  – virumaluku, jonka arvot saadaan seuraavasta taulukosta 3.1.7

Raskaan, hienorakeisen ja jännitetyn betonin muodonmuutostiloja laskiessa käytetään myös seuraavat muodonmuutoskäyrät (ks. tämän opinnäytetyön kuva 3.1.3):



**Kuva 3.1.3** Betonin puristustila, mallin epälineaariset muodonmuutuskäyrät (2, s.28, kuva 6.1)

Kolmiviivaisen käyrän mukaan (ks. tämän opinnäytetyön kuva 3.1.3, a) suhteellisesta muodonmuutoksesta  $\varepsilon_b$  riippuen betonin puristusjännitykset ovat:

a)  $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1} \rightarrow \sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$  (19)

b)  $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0} \rightarrow \sigma_b = \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \cdot \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] \cdot R_b$  (22)

c)  $\varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2} \rightarrow \sigma_b = R_b$  (23),

jossa

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_b \quad (24)$$

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b} \quad (25)$$

Raskaan, hienorakeisen ja jännitetyn betonin suhteellisen puristuman arvot määritellään seuraavasti:

a) mikäli kuorman vaikutus on lyhytaikainen:

1) B60 ja pienempien luokkien betoneille  $\varepsilon_{b2} = 0,0035$

2) erittäin kovalle betoneilla B70 – B100 suhteellisen muodonmuutoksen arvo vaihtelee betoniluokan mukaan  $\varepsilon_{b2}(B70) = 0,0033 \dots \varepsilon_{b2}(B100) = 0,0028$

b) mikäli kuorman vaikutus on pitkäaikainen, suhteellisen muodonmuutoksen arvo otetaan tämän opinnäytetyön taulukosta 3.1.6.

Kaksiviivaisen diagrammin mukaan (ks. tämän opinnäytetyön kuva 3.1.3, 6) suhteellisesta muodonmuutoksesta  $\varepsilon_b$  riippuen betonin puristusjännitykset ovat:

a)  $0 \leq \varepsilon_{b\leq} \leq \varepsilon_{b1} \rightarrow \sigma_b = E_{b,red} \cdot \varepsilon_b$  (26)

b)  $\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2} \rightarrow \sigma_b = R_b$  (27),

jossa

$$\varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_{b,red}} \quad (28)$$

Raskaan, hienorakeisen ja jännitetyn betonin suhteellisten muodonmuutosten arvot määritellään seuraavasti:

a) mikäli kuorman vaikutus on lyhytaikainen:

1) raskaalle betonille  $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$

2) kevyelle betonille  $\varepsilon_{b1,red} = 0,0022$

b) mikäli kuorman vaikutus on pitkäaikainen, raskaan betonin suhteellisen muodonmuutoksen arvo otetaan tämän opinnäytetyön taulukosta 3.1.6.

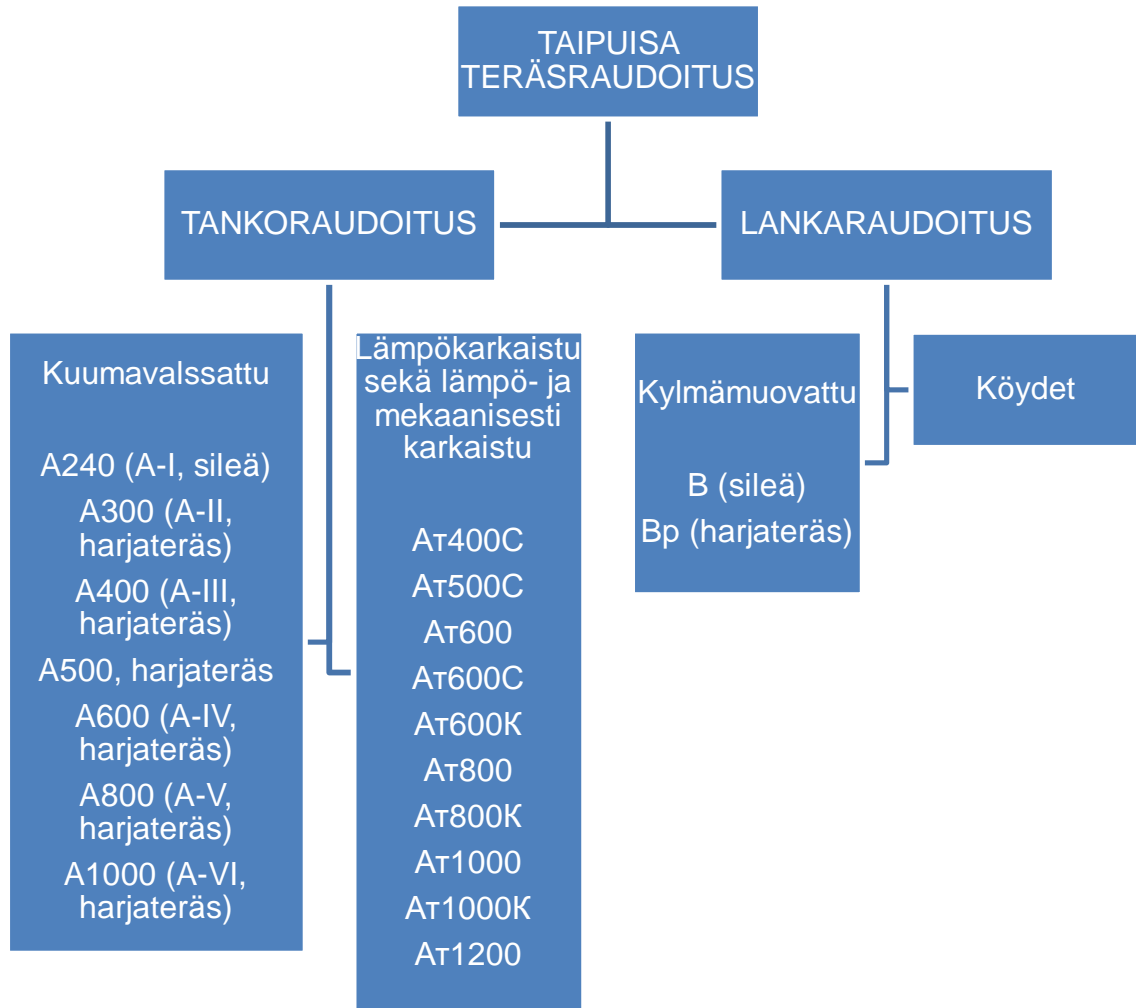
**Taulukko 3.1.7** Säädösten Kokoelman (SP) mukainen raskaan betonin virumaluku (2, s.27, taulukko 6.12)

Ympäristön ilman suhteellinen kosteus, %	Raskaan betonin puristuslujuuden mukaisen luokan virumaluku $\varphi_{b,cr}$										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60 – B100
yli 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40 – 75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
alle 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0
<p>Huom.!</p> <p>Ilman suhteellinen kosteus määrätään normin SP 131.13330 mukaan alueen vuoden lämpimimmän kuukauden keskivertosuhteellisenä kosteutena.</p>											



## 3.2 Raudoitus

Venäjällä rakentamisessa käytetään seuraavia raudoituksen lajeja:



**Kuva 3.2.1** Betonirakenteiden teräsraudoitus (2, s.30)

Tankorausoituksen perusmerkintään A lisätään tilanteen mukaan seuraavat kirjaimet:

- τ, jos raudoitus on lämpö- tai mekaanisesti ja lämpökarkaistu
- K, jos raudoitus on korroosiokestävä (esim. Aτ-IVK)
- C, jos raudoitus on hitsattava (esim. Aτ-VIC)
- KC, jos raudoitus on sekä korroosiokestävä että hitsattava (esim. Aτ-VC)

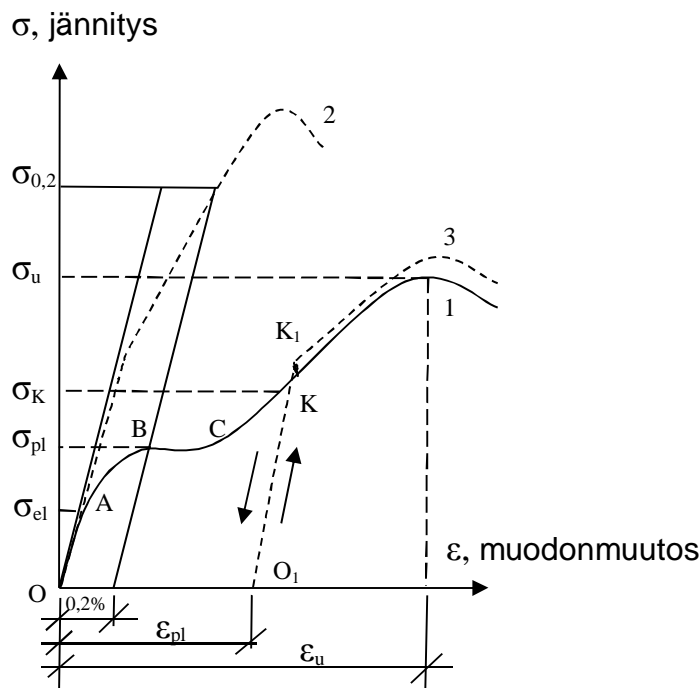
### **3.2.1 Teräksen ominaisuudet ja muodonmuutokset**

Mekaanisista ominaisuuksista ja valmistustavasta riippuen raudoitusteräket jaetaan eri ryhmiin. Niihin kuuluvat eri teräslajeista valmistetut raudoitusteräket, jolla on samat lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 3.2.1).

Pehmeillä kuumavalssatuilla teräksillä on yleensä myötöalue ja niiden venymä vetorasituksen yhteydessä on huomattava (15–25 %). Tämä näkyy tässä opinnäytetyössä esitetyssä kuvassa 3.2.2, kuvaaja 1 (8, s.69).

Koviin teräksiin kuuluvat kylmämuovatut (vedetyt, valssatut, litistetyt yms.) ja lämpökarkaistut (kuumentaminen 800 asteeseen, nopea jäädyttäminen öljyssä ja palautuminen sinkkikylvyssä 500 asteessa) teräket. Kuvan 3.2.2 kuvaaja 2 näyttää, että näillä teräksillä ei ole selvää myötörajaa ja vetorasituksen yhteydessä tapahtuva venymä on suhteellisen pieni (3–5 %) sekä lujuuden menettäminen tapahtuu äkillisesti tietyn rasituksen jälkeen (8, s.69). Näille teräksille suhteelliseksi myötörajaksi on määritelty jännitys  $\sigma_{0,2}$ , jonka yhteydessä pysyvä venymä on 0,2%.

Kylmäkarkaistuilla teräksillä paranevat kimmoraja  $\sigma_{el}$  ja myötöraja  $\sigma_{pl}$ . Tämä tapahtuu kun terästä kuormitetaan enemmän kuin sen myötöraja sallii ja sen jälkeen vapautetaan kuormasta, minkä johdosta metallin kiderakenne muuttuu. Kun kuormasta vapauttamisen jälkeen teräksessä oleva jännitys nostetaan niin, että  $\sigma_K > \sigma_{pl}$ , (alue KO<sub>1</sub>, kuvaaja 3 kuvassa 3.2.2), teräksessä säilyy pysyvä muodonmuutos  $\epsilon_{pl}$ . Ajan kuluessa teräksen väsymisen yhteydessä myötöraja kasvaa jonkun verran. Täten esim. kylmävalssaamisella voidaan kasvattaa huomattavasti pehmeän teräksen myötö- ja kimmorajaa.



**Kuva 3.2.2** Teräsraudoituksen tyypilliset venymiskuvaajat: 1 – teräksellä on myötöraja; 2 – teräkseltä puuttuu selkeä myötöraja; 3 – kylmäkarkaistu teräs. (8, s.70, kuva 2.10)

Kuvassa 3.2.2 esitetyt merkinnät:

$\sigma_{pl}$  – fyysinen (alempi) myötöraja on pienin jännitys, jonka yhteydessä teräksen muodonmuutos tapahtuu ilman sisäjännitysten lisäämistä.

$\sigma_{0,2}$  – suhteellinen myötöraja on jännitys, jonka yhteydessä täyden kuorman vaikutuksen loppumisen jälkeen pysyvä muodonmuutos  $\epsilon_{pl}$  on 0,2 %.

$\sigma_u$  – väliaikainen vastus on murtolujuus, josta alkaa kuroutuminen.

$\sigma_{el}$  – kimmoraja.

Tavallisten teräsbetonirakenteiden raudoitus (2, s. 31):

- A240 -luokan raudoitus on kuumavalssattu sileä teräs ja sitä käytetään asennusteräksinä sekä poikittaisena työraudoituksena;
- A400, A500, A600 ja tarvittaessa sitä korkeampien luokkien raudoitus on kuumavalssattu harjateräs, jota käytetään pää- ja työraudoituksena;

- c) B500 ja Bp500 –luokkien rauditus on kylmämuovattu harjateräs, jota käytetään sekä pää- että työraudoituksena hitsatuissa verkoissa ja rungoissa.

Jännitettyjen rakenteiden rauditus:

- a) jänneteräksinä käytetään kuumavalssattua lämpökarkaistua tarästä A600, A800 ja A1000, kylmämuovattua Bp 1200 ... 1600 sekä köysilankaa K1400, K1500, K1600, K1700 –luokkien raudoitusta;
- b) betoniteräksinä käytetään kuumavalssattuja teräslaatuja A240, A400, A500, A600, B500, Bp500 –luokkien raudoitusta.

**Taulukko 3.2.1** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset raudituksen luokat ja teräslajit (2, s.32; 11, s.10, taulukko 5; 12, s.16, Liite A, taulukko A.1)

Raudituksen luokka	Entinen merkintä <sup>4)</sup>	Halkaisija, mm	Teräslaji
A240	A-I	6-40	Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп
A300	A-II	10-40 40-80	Ст5сп, Ст5пс И8Г2С
Ac300	Ac-II	10-32	10ГТ
A400	A-III	6-40 6-22	35ГС, 25Г2С 32Г2Рпс
A500		10-40	
A500C		6-40	35ГС, 25Г2С
A600	A-IV	10-32	80С, 20ХГ2Ц
A800	A-V	10-32	23Х2Г2Т (sallittu käyttää myös teräslajit 22Х2Г2АЮ, 22Х2Г21Р, 20Х2ГСР)

<sup>4</sup> Käytöstä poistetun SNIIP-normiston mukainen merkintä.

Raudoituksen luokka	Entinen merkintä <sup>4)</sup>	Halkaisija, mm	Teräslaji
A1000	A-VI	3-16 (10-22)	22X2Г2АЮ, 22X2Г21Р, 20X2ГСР
АТ400С	—	6-40	СТ3сп, СТ3пс
АТ500С	—	6-40	СТ5сп, СТ5пс
АТ600	АТ-IV	10-40	20ГС
АТ600С	АТ-IVС	10-40	25Г2С, 35ГС, 28С, 27ГС
АТ600К	АТ-IVК	10-40	10ГС2, 08Г2С, 25С2Р
АТ800	АТ-V	10-32	20ГС, 20ГС2, 08Г2С, 10ГС2, 28С, 25Г2С, 22С
		18-32	35ГС, 25С2Р, 20ГС2
АТ800К	АТ-VК	18-32	35ГС, 25С2Р
АТ1000	АТ-VI	10-32	20ГС, 25С2Р
АТ1000К	АТ-VIК	10-32	20ХГС2
АТ1200	АТ-VII	10-32	30ХС2

### 3.2.2 Teräksen lujuuksien mitoitusarvot

Rajatiilojen ensimmäisen ryhmän mukaisissa laskelmissa saadaan raudoituksen laskentavetolujuus  $R_{s,n}$  jakamalla ominaislujuusarvot varmuuskertoimella  $\gamma_s = 1,15$ . Rajatiilojen toisen ryhmän mukaisissa laskelmissa varmuuskertoimen  $\gamma_s$  arvo on 1,0, minkä vuoksi  $R_{s,ser} = R_{s,n}$  (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 3.2.2).

Rajatilojen ensimmäisen ryhmän mukaisissa laskelmissa raudoituksen laskentapuristuslujuuden  $R_{sc}$  arvona käytetään raudoituksen laskentavetolujuus  $R_s$ , mikäli raudoituksen tartunta betoniin on taattu. Samalla puristetussa raudoituksessa oleva jännitys  $\sigma_{sc,u}$  ei saa ylittää puristuksesta johtuvaa betonin rajamuodonmuutosta  $\varepsilon_{b,u} = 400 \text{ N/mm}^2$  (2, s.33; 10, s.110):

$$\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{b,u} \rightarrow E_s = 0,002 \times 2 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ N/mm}^2$$

Pitkäaikaisen kuorman vaikutuksen aikana kun betonin käyttöolosuhdekerroin  $\gamma_{b2} < 1$ , betonin rajamuodonmuutos kasvaa ja saavuttaa arvon 0,0025, minkä vuoksi:

$$\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{b,u} \rightarrow E_s = 0,0025 \times 2 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2 = 500 \text{ N/mm}^2$$

**Taulukko 3.2.2** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset raudoituksen perusominaisuudet (2, s. 32–34, taulukot 6.13, 6.14, 6.15)

Raudoituksen luokka	Normi- vetolujuus $R_{s,n}$ ( $R_{s,ser}$ ) $\text{N/mm}^2$	Laskenta- vetolujuus $R_s$ , $\text{N/mm}^2$	Laskenta- puristus- lujuus $R_{sc}$ , $\text{N/mm}^2$	Hakojen laskenta- vetolujuus, $R_{sw}$ $\text{N/mm}^2$	Kimmo- moduuli $E_s$ $\text{N/mm}^2$
A240	240	210	210	170	$2,0 \cdot 10^5$
A400	400	350	350	280	$2,0 \cdot 10^5$
A500	500	435	435 (400)	300	$2,0 \cdot 10^5$
A600	600	520	470 (400)		$2,0 \cdot 10^5$
A800	800	695	500 (400)		$2,0 \cdot 10^5$
A1000	1000	870	500 (400)		$2,0 \cdot 10^5$
B500	500	435	415 (380)	300	$2,0 \cdot 10^5$
BP500	500	415	390 (360)		$2,0 \cdot 10^5$
B <sub>p</sub> 1200	1200	1050	500 (400)		$2,0 \cdot 10^5$
B <sub>p</sub> 1300	1300	1130	500 (400)		$2,0 \cdot 10^5$
B <sub>p</sub> 1400	1400	1215	500 (400)		$2,0 \cdot 10^5$

Raudoituksen luokka	Normi- vetolujuus $R_{s,n}$ ( $R_{s,ser}$ ) N/mm <sup>2</sup>	Laskenta- vetolujuus $R_s$ , N/mm <sup>2</sup>	Laskenta- puristus- lujuus $R_{sc}$ , N/mm <sup>2</sup>	Hakojen laskenta- vetolujuus, $R_{sw}$ N/mm <sup>2</sup>	Kimmo- moduuli $E_s$ N/mm <sup>2</sup>
B <sub>p</sub> 1500	1500	1300	500 (400)		2,0*10 <sup>5</sup>
B <sub>p</sub> 1600	1600	1390	500 (400)		2,0*10 <sup>5</sup>
K1400	1400	1215	500 (400)		1,95*10 <sup>5</sup>
K1500	1500	1300	500 (400)		1,95*10 <sup>5</sup>
K1600	1600	1390	500 (400)		1,95*10 <sup>5</sup>
K1700	1700	1475	500 (400)		1,95*10 <sup>5</sup>

Samoin kuin betonin lujuuksien määrittämisessä, tarvittavissa tapauksissa myös raudoituksen lujuuden laskenta-arvot kerrotaan ns. käyttöolosuhdekertoimella  $\gamma_{si}$ , joka kuvaa millaisissa olosuhteissa rakenne tulee toimimaan (esim. haat, joiden  $\gamma_{sl} = 0,8$ , tai korkeissa lämpötiloissa olevat rakenteet – ks. SP 27.13330.2011). Uudesta Säädösten Kokoelmasta (2) on poistettu käyttöolosuhdekerrointaulukko, jossa SNiP-normin aikaisemmissa versioissa oli tarkasti määritelty ko. kertoimen arvot eri käyttötapauksissa.

### 3.3 Raudoituksen ankkurointi, limitys, tankojen välinen etäisyys ja sijainti poikkileikkauksessa

#### 3.3.1 Raudoituksen minimi- ja maksimietäisyydet

Pääraudoituksen yksittäisten tankojen vapaan välin on oltava vähintään sama kuin tankojen suurin halkaisija, kuitenkin vähintään:

- alapinnan teräksille 25 mm, mikäli betonoinnin aikana rauditus on vaakasuorassa tai vinossa asennossa;
- yläpinnan teräksille 30 mm;

- c) mikäli alapinnan teräkset sijaitsevat enemmän kuin kahdessa rivissä, niiden välisen pystyetaisyyden on oltava vähintään 50 mm (paitsi kahdessa alimmassa rivissä oleville teräksille);
- d) mikäli rakenne sitä vaatii, sallitaan käyttää raudoitusnippuja, joiden välisen etäisyyden on oltava vähintään kuin nipun suhteellinen halkaisija, joka lasketaan seuraavan kaavan mukaan:

$$d_{s,red} = \sqrt{\sum_i^n d_{si}^2}, \quad (29)$$

jossa

$d_{si}$  – nipussa olevan yhden tangon halkaisija

$n$  – tankojen määrä nipussa

### **Pääteräket (2, s.112)**

Pääraudoituksen yksittäisten tankojen vapaan välin saa olla korkeintaan:

- a) palkit ja laatat
  - 200 mm, mikäli poikkileikkauksen korkeus  $h \leq 150 \text{ mm}$
  - $1,5h$  ja 400 mm, mikäli poikkileikkauksen korkeus  $h \geq 150 \text{ mm}$
- b) pilarit
  - 400 mm taivutuspinnan poikittaissuuntaiset teräket
  - 500 mm taivutuspinnan samansuuntaiset teräket
- c) seinät
  - pystyteräket  $2t$  ja 400 mm ( $t$  on seinän paksuus)
  - vaakateräket 400 mm

Palkeissa ja rivoissa, joiden leveys on yli 150 mm, on oltava vähintään kaksi pitkittäistä vetoterästä. Mikäli rakenteen leveys on 150 mm tai sen alle, sallitaan vain yksi vetotanko.

Palkkien pääteräksistä vähintään puolet ja vähintään kaksi on vedettävä tuelle saakka. Laattojen metrikaistan pääteräksistä vähintään kolmasosa on vedettävä tuelle saakka.



**Haat (2, s.112)**

Teräsbetonirakenteissa, joissa betoni ei pysty ottamaan vastaan leikkausrasituksia, on käytettävä hakoja. Hakojen välinen etäisyys saa olla enintään  $0,5h_0$  ja 300 mm.

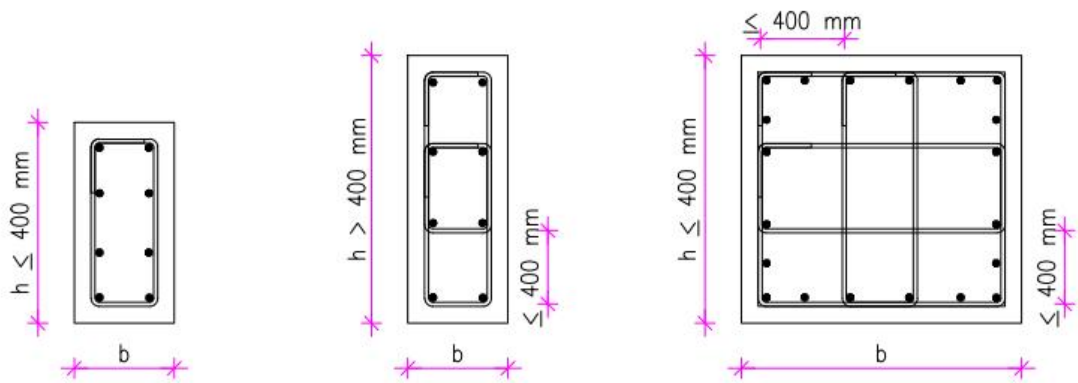
Laatoissa, ripalaatoissa ja alle 150 mm korkeissa palkeissa, joissa betoni ottaa leikkausrasitusta, on sallittua olla käyttämättä hakoja.

Yli 150 mm korkeissa palkeissa ja rivoissa sekä yli 300 mm korkeissa ripalaatoissa on käytettävä hakoja keskialueilla, vaikka laskelmien mukaan betoni pystyisi ottamaan leikkausrasitukset. Hakojen välinen enimmäisetäisyys on  $0,75h_0$  tai 500 mm.

Epäkeskisesti puristetuissa rakenteissa sekä taivutetuissa rakenteissa, joissa on vaatimusten mukaan oltava puristusraudoitus, hakojen välisen enimmäisetäisyyden on oltava  $15d$  ja 500 mm ( $d$  on puristetun raudoituksen halkaisija).

Mikäli puristusraudoitus sijaitsee vain poikkileikkauksen yhdellä reunalla ja puristusraudoituksen pinta-ala on yli 1,5 %, haat on asennettava jaolla  $10d$  ja enintään 300 mm.

Epäkeskeisesti puristetuissa rakenteissa pääraudoitus on sidottava haalla niin, että vähintään joka toinen teräs sijaitsee haan taivutuskohdassa. Taivutuskohdian välinen etäisyys saa olla enintään 400 mm. Mikäli poikkileikkauksen sivu on alle 400 mm ja pääterästen määrä on korkeintaan neljä, sallitaan sitoa ne kaikki yhdellä haalla (ks. tämän opinnäytetyön kuva 3.3.1).



**Kuva 3.3.1** Epäkeskeisesti puristettujen rakenteiden päätankojen ja hakojen sijainti poikkileikkauksessa (2, s.113)

### 3.3.2 Teräsbetonirakenteiden minimiraudoitus

#### Pääteräkset (2, s.111)

Teräsbetonirakenteiden vedetyn sekä tarvittaessa puristetun raudoituksen suhteellinen vähimmäisteräspinta-ala lasketaan kaavasta

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% , (30)$$

jossa

$A_s$  on pääraudoituksen pinta-ala

$b$  on poikkileikkauksen leveys

$h_0$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Raudoituksen suhteellisen vähimmäisteräspinta-alan on oltava vähintään:

- a) 0,1% poikkileikkauksen pinta-alasta taivutetuissa, epäkeskisesti vedetyissä ja epäkeskisesti puristetuissa rakenteissa. Epäkeskisesti puristetuille rakenteille pätee seuraava hoikkusehto:  $\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 17$

(suorakaiteen muotoisissa poikkileikkauksissa  $\lambda = \frac{l_0}{h} \leq 5$ );

- b) 0,25% poikkileikkauksen pinta-alasta epäkeskisesti puristetuissa rakenteissa, mikäli  $\lambda = \frac{l_0}{i} \geq 87$  (suorakaiteen muotoisissa poikkileikkauksissa  $\lambda = \frac{l_0}{h} \geq 25$ ).

Mikäli hoikkuuden arvo on yllä mainittujen lukujen välissä, raudoituksen suhteellinen vähimmäispinta-ala  $\mu_s$  määritellään interpoloiden.

Tapauksissa, jolloin pitkittäinen raudoitus sijoitetaan poikkileikkauksessa tasaisesti reunoja pitkin tai keskeisesti vedetyissä rakenteissa raudoituksen suhteellisen vähimmäisteräspinta-alan arvon on oltava kaksinkertainen ym. ehtoihin verrattuna ja se on laskettava poikkileikkauksen kokonaiskorkeutta käyttäen.

### ***Haat (2, s.112)***

Poikittaisraudoitus asennetaan kaikkiin pintoihin, joissa on pääraudoitusta. Epäkeskisesti puristettujen rakenteiden sidotuissa raudoitushäkeissä hakojen halkaisijaksi otetaan vähintään 0,25\*pääteräksen suurin halkaisija ja vähintään 6 mm. Taivutettujen rakenteiden sidotuissa raudoitushäkeissä hakojen halkaisijan on oltava vähintään 6 mm. Hitsattujen raudoitushäkkien haat määritellään hitsausolosuhteiden mukaisesti.

### ***Lisäraudoitus (2, s.111)***

Teräsbetonirakenteissa on oltava lisäraudoitus seuraavissa tapauksissa:

- a) rakenteen poikkileikkauksen jyrkän muutoksen kohdassa;
- b) aukkojen ylä- ja alapuolella,
- c) epäkeskisesti puristetuissa rakenteissa, joiden laskelmissa ei ole otettu poikkileikkauksen vedettyä osaa.

Lisäraudoituksen raudoituskertoimen  $\mu_s$  arvo on silloin vähintään 0,025 %.

### 3.3.3 Raudoituksen ankkurointi

Raudoituksen ankkurointia mitoittaessa on otettava huomioon ankkuroinnin tyyppi, raudoituksen luokka, profiili, halkaisija, betonin lujuus ja jännitys ankkuroinnin alueella sekä mahdollinen haoitus ja pääraudoitusten sijainti poikkileikkauksessa yms. (2, s.114).

Jotta tangon lujuus  $R_s$  voitaisiin käyttää täysin hyväksi, on ankkurointipituuden oltava vähintään ankkurointipituuden perusarvon  $l_{0,an}$  suuruinen. Se lasketaan seuraavan kaavan mukaan:

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} \quad (31) ,$$

jossa

$A_s$  – ankkuroitavan tangon poikkileikkauksen pinta-ala

$u_s$  – ankkuroitavan tangon ympärysmitta

$R_{bond}$  – raudoituksen tartuntakerroin, joka saadaan laskettua alla olevasta kaavasta:

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} \quad (32),$$

jossa

$R_{bt}$  – betonin aksiaalinen laskentavetolujuus

$\eta_1$  – teräksen pinnan laadusta riippuva kerroin (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 3.3.1)

$\eta_2$  – tangon koosta riippuva kerroin (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 3.3.1)

**Taulukko 3.3.1** Teräksen pinnan laadusta ja tangon koosta riippuva kerroin (2, s.115)

Raudoitus	$\eta_1$	$\eta_2$
<b>Raudoitusteräket</b>		
sileä	1,5	1,0, kun $d_s \leq 32$ mm 0,9 kun halkaisija on 36 ja 40 mm
kylmämuovattu harjateräs	2,0	
kuumavalssattu ja lämpökarkaistu harjateräs	2,5	
<b>Jänneteräket</b>		
Bp1500, halk. 3 mm, ja K1500, halk. 6 mm	1,7	1,0
Bp, halk. $\geq 4$ mm	1,8	
K, halk. $\geq 9$ mm	2,2	
harjateräs K7T, halk. $\geq 9$ mm	2,4	
Kuumavalssattu ja lämpökarkaistu harjateräs, luokka A	2,5	

Varsinainen ankkurointipituus lasketaan seuraavan kaavan mukaan:

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (33),$$

jossa

$l_{0,an}$  – ankkuroinnin perusarvo (ks. kaava 31)

$A_{s,cal}$  – raudoituksen laskennallinen pinta-ala

$A_{s,ef}$  – asennetun raudoituksen todellinen pinta-ala

$\alpha$  – betonin ja raudoituksen jännitystiloihin huomioon otettava kerroin

- $\alpha = 1$ , kun vedetty raudoitus on sileä tai ankkurointi on tehty suorilla tangoilla
- $\alpha = 0,75$  kun tangot ovat puristettuja
- $\alpha = 1$ , kun on kyse jänneteräksistä

Ei-jänneterästen ankkurointipituutta sallitaan pienentää riippuen tankojen määrästä ja halkaisijasta, ankkuroinnin tyypistä (poikittaisterästen tankojen hitsaaminen, harjaterästen taivutus) ja betonin puristuksesta (esim. tuella), kuitenkin korkeintaan 30 %. Joka tapauksessa ankkuroinnin todellinen pituus on vähintään  $15d_s$  ja 200 mm, ja ei-jänneteräksille  $0,3l_{0,an}$ .

Ankkuroitavan voiman suuruus lasketaan seuraavan kaavan mukaan:

$$N_s = R_s \cdot A_s \frac{l_s}{l_{an}} \leq R_s \cdot A_s, \quad (34)$$

jossa

$l_{an}$  määritellään tässä opinnäytetyössä esitetyn kaavan 33 mukaan, ottaen suhteelle  $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$  arvoksi 1

$l_s$  – rakennusosan käsiteltävän poikkileikkauksen ja ankkuroitavan pään välinen etäisyys

Mikäli leikkausvoima on pienempi kuin betonipinnan leikkauskapasiteetti

$$Q \leq Q_{b1} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (35)$$

vapaalla tuella olevan poikkileikkauksen vedettyjen tankojen ankkurointipituus on oltava vähintään  $5d_s$ . Mikäli tämä ehto ei täydy, ankkuroinnin pituus lasketaan tässä opinnäytetyössä esitetyn kaavan 33 mukaan.

### **3.3.4 Raudoituksen jatkaminen**

Tavallinen ei-jännitetty rauditus voidaan jatkaa

a) limijatkoksilla

1. harjateräksen suorat jatkokset
2. asentamalla jatkokselle poikittaisia tankoja
3. käyttämällä koukkuja ym.

b) hitsaamalla

1. hitsiliitokset
2. erikoisliitokset kuten muhvit yms.

Suoran vedetyn tai puristetun tangon jatkospituuden  $l_l$  on oltava vähintään:

$$l_l = \alpha \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \quad (33)$$

jossa

$l_{0,an}$  – ankkurointipituuden perusarvo, joka lasketaan kaavan 31 mukaan

$A_{s,cal}$  – raudoituksen laskennallinen pinta-ala

$A_{s,ef}$  – asennetun raudoituksen todellinen pinta-ala

$\alpha$  – kerroin, joka ottaa huomioon raudoituksen jännitystilän, poikkileikkauksen rakenteellisen ratkaisun jatkoskohdalla, poikkileikkauksen jatkettavien tankojen määrän suhteessa raudoituksen kokonaismäärään sekä jatkettavien tankojen välisen etäisyyden.

Suorille harjateräksille sekä sileiden terästen koukuille tai silmukoille kertoimen arvo on vedetyille teräksille 1,2 ja puristetuille teräksille 0,9. Samalla on noudatettava seuraavia ehtoja:

- a) yhdessä teoreettisessa poikkileikkauksessa olevien jatkettavien vedettyjen harjatankojen määrän on oltava korkeintaan 50 % ja vedettyjen sileiden tankojen määrän on oltava korkeintaan 25 % tankojen kokonaismäärästä;
- b) yhdessä teoreettisessa poikkileikkauksessa jatkettavien vedettyjen tankojen kohdalla olevien hakojen on otettava vähintään puolet voimasta, joka kohdistuu jatkettaviin vedettyihin teräksiin;
- c) jatkoskappaleiden välissä on oltava korkeintaan  $4d_s$ ;
- d) poikkileikkauksessa vierekkäin olevien jatkettavien tankojen välissä on oltava vähintään  $2d_s$  ja 30 mm;
- e) jatkokset ovat samassa poikkileikkauksessa, mikäli niiden keskikohtien välinen etäisyys on  $1,3 l_l$ ;

- f) mikäli halutaan kasvattaa poikkileikkauksessa olevien jatkosten määrä 100 %:iin, kertoimen  $\alpha$  arvoksi on otettava 2,0. Mikäli jatkettavien harjaterästen määrä on yli 50 % ja sileiden terästen määrä on yli 25 %, kertoimen  $\alpha$  arvo lasketaan interpoloiden;
- g) jatkoksen pituuden on oltava vähintään (käytetään epäedullisinta arvoa):
1.  $0,4 \cdot \alpha \cdot l_{0,an}$
  2.  $20d_s$
  3.  $250 \text{ mm}$

### 3.3.5 Tankojen taivutustelan sallitut halkaisijat

Tankoa taivutettaessa käytettävän taivutustelan vähimmäishalkaisijan on oltava tangon halkaisijasta riippuen vähintään tämän opinnäytetyön taulukon 3.3.2 arvojen mukainen:

**Taulukko 3.3.2** Säädösten Kokoelman (SP) mukainen tankojen taivutustelan vähimmäishalkaisija (2, s.118)

Sileät tangot	
tangon halkaisija	taivutustelan vähimmäishalkaisija
$d_s < 20 \text{ mm}$	$d_{on} = 2,5d_s$
$d_s \geq 20 \text{ mm}$	$d_{on} = 4d_s$
Harjateräukset	
tangon halkaisija	taivutustelan vähimmäishalkaisija
$d_s < 20 \text{ mm}$	$d_{on} = 5d_s$
$d_s \geq 20 \text{ mm}$	$d_{on} = 8d_s$



### 3.4 Rakenteiden poikkileikkaukset ja betonirakenteiden säilyvyys

#### 3.4.1 Rakenteiden poikkileikkaukset

Teräsbetonirakenteiden poikkileikkausten vähimmäismitat on määrättävä taloudellisten seikkojen ja työmaatekniikan mukaisesti. Samalla teräsbetonirakenteiden poikkileikkausten täyttävä raudoituksen sijoittamiseen esitettävät vaatimukset (betonipeitteet, tankojen väliset etäisyydet jne.).

Epäkeskisesti puristettujen rakenteiden poikkileikkauksen koko on määriteltävä siten, ettei niiden hoikkuus joka suunnassa ylittäisi arvoa, joka on esitetty alla olevassa taulukossa:

**Taulukko 3.4.1** Betonirakenteiden poikkileikkausten minimiarvot SP-normin mukaisesti (2, s.109)

Betonirakenne	$\lambda = \frac{l_0}{i}$
raudoitetut betonirakenteet	200
kantavat pilarit	120
raudoittamattomat betonirakenteet	90

#### 3.4.2 Perusbetonipeitteet

Betonipeitteen on varmistettava teräksen ja betonin yhteistoiminta, raudoituksen ankkuroinnin toimivuus, raudoituksen suojaus ympäristön vaikutuksilta sekä rakenteiden palonsuojaus. Pää- tai työraudoituksen betonipeitteen on oltava vähintään tämän opinnäytetyön taulukossa 3.4.2 esitetty arvo:

**Taulukko 3.4.2** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset betonipeitteen paksuudet  
SP:n (2, s.110, taulukko 10.1)

Betonirakenne	Betonipeite, vähintään, mm
Sisätiloissa, joiden suhteellinen kosteus on alhainen tai normaali	20
Sisätiloissa, joiden suhteellinen kosteus on korkea (mikäli ei ole tehty mitään lisätoimenpiteitä)	25
Ulkoilmassa (mikäli ei ole tehty mitään lisätoimenpiteitä)	30
Maata vasten (mikäli ei ole tehty mitään lisätoimenpiteitä) ja perustuksissa, mikäli on tehty alusta	40

Betonielementeissä sallitaan pienentää työraudoituksen betonipeitteen viidellä millimetrillä.

### 3.4.3 Paloturvallisuus

Tällä hetkellä Venäjällä voimassa olevat normit eivät ota tarkkaa kantaa teräsbetonirakenteiden paloturvallisuuteen. Säädösten Kokoelmassa SP 63.13330.2012 on kirjoitettu, että betonipeitteen on taattava teräsbetonirakenteen palonkestävyys (2, s.109). Kuitenkin venäläiset suunnittelijat edelleen käyttävät vuonna 2000 julkaistuja Teräsbetonirakenteiden tutkimusinstituutin kehittämiä suosituksia teräsbetonirakenteiden palonkestävyyden laskentaan. Niissä on esitetty seuraavat eri palonkestoluokkien vaativat betonipeitteet riippuen teräsbetonirakenteista ja tuentatavasta.

**Taulukko 3.4.3** Teräsbetonilaattojen betonipeitteet ja paksuudet paloturvallisuuden kannalta (24, taulukko 10)

Laatan muoto ja tuentatapa	Laatan minimipaksuus $h$ , mm, ja etäisyys rakenteen reunan ja teräksen painopisteakselin välillä $a$ , kun palonkestoluokka on, min.					
	30	60	90	120	180	240
Laatan paksuus, mm	60	80	100	120	150	175
Yksiaukkoinen pv-laatta	10	25	35	45	60	70
Ristiin kantava laatta, $l_y / l_x \leq 1,5$	10	10	15	20	30	40
Ristiin kantava laatta, $l_y / l_x > 2,0$	10	25	35	45	60	70

**Taulukko 3.4.4** Staattisesti määrättyjen teräsbetonipalkkien betonipeitteet ja leveydet paloturvallisuuden kannalta (24, taulukko 12)

Palonkestoluokka, min.	Palkin minimileveys $b$ , mm (viivan yläpuolella) sekä etäisyys reunan ja teräksen painopisteakselin välillä $a$ (viivan alapuolella)			
30	80	120	160	200
	25	20	15	15
60	120	160	200	300
	40	35	30	25
90	150	200	250	400
	55	45	40	35
120	200	240	300	500
	65	55	50	46
180	240	300	400	600
	80	70	65	60
240	280	350	500	700
	90	80	75	70

**Taulukko 3.4.5** Teräsbetonipilareiden betonipeitteet ja leveydet paloturvallisuuden kannalta (24, taulukko 14)

<div> <div>Palon vaikutus pilariin</div> <div>Palonkesto-luokka, min.</div> </div>	Pilarin minimileveys $b$ , mm (viivan yläpuolella) sekä etäisyys reunan ja teräksen painopisteakselin välillä $a$ (viivan alapuolella)					
	30	60	90	120	180	240
Neljältä sivulta	150	200	240	300	400	450
	25	35	50	50	50	55
Yhdeltä sivulta	100	120	140	160	200	240
	20	25	40	40	40	45

**Taulukko 3.4.6** Kantavien teräsbetoniseinien betonipeitteet ja paksuudet paloturvallisuuden kannalta (24, taulukko 16)

Seinän minimipaksuus $h$ , mm (viivan yläpuolella) sekä etäisyys reunan ja teräksen painopisteakselin välillä $a$ (viivan alapuolella), kun palonkestoluokka on					
30 min.	60 min.	90 min.	120 min.	180 min.	240 min.
120	140	170	220	300	400
15	25	35	45	65	85

**Taulukko 3.4.7** Ristikoiden ja kaarien vedettyjen osien betonipeitteet ja paksuudet paloturvallisuuden kannalta (24, taulukko 17)

Vedetyn rakenneosan minimileveys $b$ , mm (viivan yläpuolella) sekä etäisyys reunan ja teräksen painopisteakselin välillä $a$ (viivan alapuolella), kun palonkestoluokka on					
30 min.	60 min.	90 min.	120 min.	180 min.	240 min.
80	120	150	200	240	280
35	50	65	75	90	100

### 3.4.4 Halkeamat

Halkeamien muodostuminen rakenteessa tarkistetaan Rajatilojen toisen ryhmän eli Käyttörajatilan mukaan, jolloin kuormien varmuuskerroin  $\gamma_f = 1$  (ks. tämän opinnäytetyön kohta 2.1). Käyttöolosuhteiden ja pääraudoituksen laadusta riippuen rakenteet jaetaan kolmeen halkeiluluokkaan (10, s.161):

- **ensimmäinen halkeiluluokka** – ei sallita halkeamien muodostumista ollenkaan. Tähän luokkaan kuuluvat nesteiden tai kaasujen paineen vaikutuksella olevat teräsbetonirakenteet sekä pohjaveden pinnan alla olevat vedetyt rakenteet.
- **toinen halkeiluluokka** – sallitaan lyhytaikaisten halkeamien muodostuminen sillä ehdolla, että halkeamat umpeutuvat pitkäaikaisten kuormien vaikutuksesta.
- **kolmas halkeiluluokka** – sallitaan sekä lyhytaikaisten että pitkäaikaisten halkeamien muodostuminen.

Halkeilun laskennassa määräävänä on ehto (2, s.79):

$$\alpha_{crc} \leq \alpha_{crc.ult} , (36)$$

jossa

$\alpha_{crc}$  – ulkoisten kuormien *vaikutuksesta* syntyvien halkeamien leveys,

$\alpha_{crc.ult}$  – halkeaman sallittu leveys

**Lyhytaikaiset halkeamat** muodostuvat pysyvien, pitkäaikaisten ja lyhytaikaisten kuormien vaikutuksesta ja ne lasketaan kaavasta:

$$\alpha_{crc} = \alpha_{crc1} + \alpha_{crc2} - \alpha_{crc3} , (37,a)$$

jossa

$\alpha_{crc1}$  – on pysyvien ja pitkäaikaisten kuormien **pitkäaikaisesta vaikutuksesta** syntyvien halkeamien leveys (kuormien luokitus ks. tämän opinnäytetyön luku 2.2),

$\alpha_{crc2}$  – pysyvien ja väliaikaisten (pitkäaikaisten ja lyhytaikaisten) kuormien **lyhytaikaisesta vaikutuksesta** syntyvien halkeamien leveys,  
 $\alpha_{crc3}$  – pysyvien ja pitkäaikaisten kuormien **lyhytaikaisesta vaikutuksesta** syntyvien halkeamien leveys.

**Pitkäaikaiset halkeamat** muodostuvat pysyvien ja pitkäaikaisten kuormien vaikutuksesta. Tässä tapauksessa lyhytaikaisia kuormia ei oteta huomioon ollenkaan.

$$\alpha_{crc} = \alpha_{crc1}, (37,b)$$

Halkeamien suurin sallittu leveys  $\alpha_{crc,ult}$  määritellään seuraavasti:

- a) raudoituksen suojaamisen kannalta
  - A240...A600, B500 -luokat
    - 1. 0,3 mm pitkäaikaisen kuormituksen vaikutuksessa
    - 2. 0,4 mm lyhytaikaisen kuormituksen vaikutuksessa
  - A800, A1000, Bp1200-Bp1400, K1400, K1500 (K-19), ja K1500 (K-7), K1600 (halkaisija 12 mm) -luokat
    - 1. 0,2 mm pitkäaikaisen kuormituksen vaikutuksessa
    - 2. 0,3 mm lyhytaikaisen kuormituksen vaikutuksessa
  - Bp1500, K1500 (K-7), K1600 (halkaisija 6 ja 9 mm) –luokat
    - 1. 0,1 mm pitkäaikaisen kuormituksen vaikutuksessa
    - 2. 0,2 mm lyhytaikaisen kuormituksen vaikutuksessa
- b) rakenteiden läpäisevyyden rajoittamisen kannalta
  - 1) 0,2 mm pitkäaikaisen kuormituksen vaikutuksessa
  - 2) 0,3 mm lyhytaikaisen kuormituksen vaikutuksessa

Mikäli teräsbetonirakenne on kosketuksissa aggressiivisen nesteen kanssa, voimassa ovat seuraavat rajoitukset, ks. tämän opinnäytetyön taulukko 3.4.8.

**Taulukko 3.4.8** Säädösten Kokoelman (SP) mukaiset vaatimukset aggressiivisen nesteen kanssa kosketuksissa olevalle teräsbetonirakenteelle (6, s.53, pakollinen liite Ж, taulukko Ж4)

Rauditusryhmät	Rauditusluokat	Halkeiluluokat (viivan yläpuolella) ja halkeamien suurin sallittu leveys ympäristön aggressiivisuudesta riippuen (viivan alapuolella lyhytaikaiset ja pitkäaikaiset suluissa), mm			Betonipeitteen minimipaksuus (viivan yläpuolella) ja vesitiiviyden luokka (viivan alapuolella)		
		vähän aggressiivinen	keskiaggressiivinen	voimakkaasti aggressiivinen	vähän aggressiivinen	keskiaggressiivinen	voimakkaasti aggressiivinen
Jännittämättömät rakenteet							
I	A240, A400, A400C, A500, A500C, A600, B500	<u>3</u> 0,20 (0,15)	<u>3</u> 0,15 (0,10)	<u>3</u> 0,10 (0,05)	<u>20</u> W4	<u>20</u> W6	<u>25</u> W8
Jännitetyt rakenteet							
II	A600	<u>2</u> 0,15 (0,10)	<u>1</u> 0,15 (0,10)	<u>1</u> 0,15 (0,10)	<u>25</u> W6	<u>25</u> W8	<u>25</u> W8
	A800, A1000	<u>2</u> 0,15 (0,10)	<u>1</u> –	<u>1</u> –	<u>25</u> W6	<u>25</u> W8	<u>25</u> W8

Raudoitusr ryhmät	Raudoitusluokat	Halkeiluluokat (viivan yläpuolella) ja halkeamien suurin sallittu leveys ympäristön aggressiivisuudesta riippuen (viivan alapuolella lyhytaikaiset ja pitkäaikaiset suluissa), mm			Betonipeitteen minimipaksuus (viivan yläpuolella) ja vesitiiviiden luokka (viivan alapuolella)		
		vähän aggressiivinen	keskiaggressiivinen	voimakkaasti aggressiivinen	vähän aggressiivinen	keskiaggressiivinen	voimakkaasti aggressiivinen
II	B1300, B1400, B1500, K1400 (K7), K1500 (K7), K1600	<u>2</u> 0,10	<u>1</u> –	<u>1</u> –	<u>25</u> W8	<u>25</u> W8	<u>25</u> W8
III	Ei-metallinen komposiittirauditus	Halkeamien leveyttä, betonin suojakerrosta ja betonin vesitiiviysluokkaa raudituksen korroosiosuojauksen kannalta ei määritellä					



Halkeamien muodostukselle on asetettu seuraavat ehdot (2, s.78):

$$M > M_{crc} , (38)$$

$$N > N_{crc} , (39)$$

joissa

$M$  – ulkoisien kuormien aiheuttama taivutusmomentti,

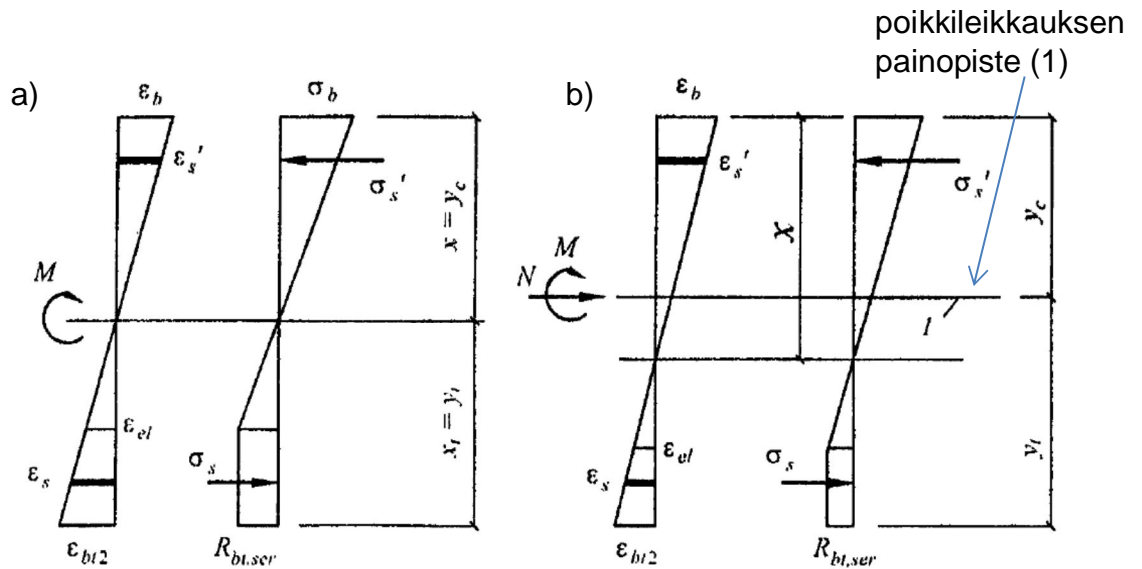
$M_{crc}$  – taivutusmomentti, jolla poikkileikkauksen halkeilukapasiteetti

saavutetaan,

$N$  – käyttörajatilassa vallitseva vetävä normaalivoima,

$N_{crc}$  – vetävä normaalivoima, jolla poikkileikkauksen halkeilukapasiteetti

saavutetaan.



**Kuva 3.4.1** Poikkileikkauksen jännitys- ja muodonmuutostilat taivutusmomentin (a) sekä taivutusmomentin ja vetävän normaalivoiman (b) vaikutuksesta (2, s.81, kuva 8.17)

Taivutusmomentti  $M_{crc}$  lasketaan seuraavasti (2, s.80; 3, s.105–112):

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \pm N \cdot e_x, (40)$$

$$W_{pl} = 1,3W_{red}, (41)$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t}, (42)$$

$$e_x = \frac{W_{red}}{A_{red}}, (43)$$

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + I'_s \cdot \alpha, (44)$$

$$A_{red} = A + A_s \cdot \alpha + A'_s \cdot \alpha, (45)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, (46)$$

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} \text{ taivutetuille rakenneosille, (47.1)}$$

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red} \pm N/R_{bt,ser}} \text{ epäkeskisesti puristetuille rakenneosille, (47.2)}$$

$$S_{t,red} = S_t + \alpha_{s1}(S'_{st} - S_{st}), (48)$$

joissa

$W_{pl}$  – poikkileikkauksen reunimmaisen vedetyn betonikuidun kimmainen taivutusvastus.

$W_{red}$  – vedetyn poikkileikkauksen muunneltu kimmainen taivutusvastus, joka sallitaan laskea ottamatta rauditus huomioon.

$e_x$  – poikkileikkauksen painopisteeseen kohdistuvan vetovoiman  $N$  ja maksimi etäisyydellä puristetulta alueelta olevan tarkastuspisteen välinen etäisyys.

$I_{red}$  – poikkileikkauksen muunneltu hitausmomentti sen painopisteen suhteen.

$I, I_s, I'_s$  – betonipoikkileikkauksen, vedetyn ja puristetun raudoituksen hitausmomentit.

$A_{red}$  – poikkileikkauksen muunneltu pinta-ala.

$\alpha$  – betonin ja raudoituksen suhteen muunneltu kerroin.

$A, A_s, A'_s$  – poikkileikkauksen, vedetyn ja puristetun raudoituksen pinta-alat.

$y_t$  – vedetyn pinnan ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys.

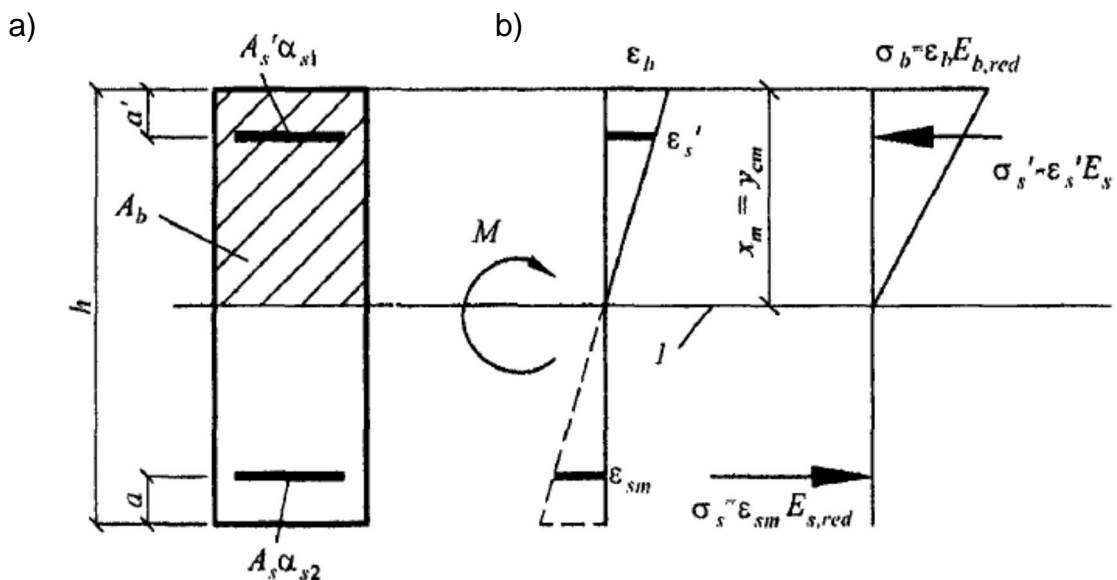
$S_{t,red}$  – poikkileikkauksen muunnellun pinta-alan staattinen momentti.

$S_b, S_{sb}, S'_{st}$  – betonin, vedetyn ja puristetun raudoituksen staattiset momentit.

$N$ -voiman plus-merkki tarkoittaa puristusta ja miinus-merkki tarkoittaa vetoa.

Normaalivoima lasketaan kaavasta (2, s.82):

$$N_{crc} = A_{red} \cdot R_{bt,ser} , (49)$$



**Kuva 3.4.2** a) muunneltu poikkileikkaus, b) taivutusmomentin vaikutuksesta halkeilleen poikkileikkauksen muodonmuutos ja jännitys (2, s.90, kuva 8.19)

Pystysuorien halkeamien leveys määrätään seuraavasti.

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s, \quad (50)$$

jossa

$a_{crc,i}$  – halkeaman leveys kyseisen kuormayhdistelmän vallitessa,  $i = 1, 2, 3$ ,

$\sigma_s$  – normaalin poikkileikkauksen, johon muodostuu halkeamia, vedetyn raudoituksen jännitys,

$l_s$  – halkeamien välinen etäisyys,

$\psi_s$  – kerroin, joka ottaa huomioon vedetyn raudoituksen epätasainen muodonmuutos halkeamien välissä,

$\varphi_1$  – kuormayhdistelmän vaikutusajan huomioiva kerroin, joka on

- 1,0, mikäli vaikutusaika on lyhytaikainen
- 1,4, mikäli vaikutusaika on pitkäaikainen

$\varphi_2$  – raudoituksen laadun huomioiva kerroin, joka on

- 0,5, mikäli raudoituksena käytetään harjateräksiä
- 0,8, mikäli raudoituksena käytetään sileitä teräksiä

$\varphi_3$  – kuormaluonteen huomioiva kerroin, joka on

- 1,0, mikäli kyseessä on taivutetut ja epäkeskisesti puristetut rakenneosat
- 1,2, mikäli kyseessä on vedetyt rakenneosat

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M} = 1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}, \quad (51)$$

Halkeamien välisen etäisyyden on oltava:

$$10d_s \text{ ja } 100 \text{ mm} \leq l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s \leq 40d_x \text{ ja } 400 \text{ mm}, \quad (52)$$

jossa

$A_{bt}$  – vedetyn betonin pinta-ala, joka määrätään vedetyn vyöhykkeen korkeuden

$x_t$  (ks. kuva 3.4.1) mukaan,  $2a \leq x_t \leq 0,5h$

$A_s$  – vedetyn raudoituksen pinta-ala

$d_s$  – raudoituksen halkaisija

**Momentin vaikutuksesta** vedetyn raudoituksen jännitys lasketaan kaavoista (2, s.83):

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{s1} , (53)$$

tai

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s \cdot A_s} , (54)$$

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} , (55)$$

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}} , (56)$$

$$I_{red} = I_b + I_s \cdot \alpha_{s2} + I'_s \cdot \alpha_{s1} , (57)$$

Sisäinen momenttivarsi  $z_s$  suorakaiteen muotoisille poikkileikkauksille ilman puristusraudoitusta

$$z_s = h_0 - \frac{x}{3} , (58)$$

Sisäinen momenttivarsi  $z_s$  suorakaide-, T ja I –poikkileikkauksille, joissa on puristusraudoitusta, sallitaan

$$z_s = 0,8h_0 , (59)$$

joissa

$I_{red}$  ja  $y_c$  – muunnellun poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen hitausmomentti ja betonin puristetun reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys,

jotka määrätään pelkästään puristusvyöhykkeen, vedetyn ja puristetun raudoituksen pinta-aloja huomioiden,  $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$ .

$E_{b,red}$  – puristetun betonin muunneltu kimmomoduuli,

$\varepsilon_{b1,red}$  – betonin suhteellinen muodonmuutos, jonka arvo on (3, s.122):

- 0,0015, kun kuorman vaikutus on lyhytaikainen
- 0,0024, kun ympäristön ilman suhteellinen kosteus  $w > 75 \%$
- 0,0028, kun ympäristön ilman suhteellinen kosteus  $75 \% \geq w \geq 40 \%$
- 0,0034, kun ympäristön ilman suhteellinen kosteus  $w < 40 \%$

Taivutetuille rakenneosille  $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$  ja  $y_c = x$  (ks. tämän opinnäytetyön kuva 3.4.1), jossa  $x$  on puristusvyöhykkeen korkeus ja se määritellään seuraavasti:

- suorakaidemuotoiset poikkileikkaukset, joissa on pelkästään vedetty raudoitus

$$x_m = h_0(\sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \cdot \alpha_{s2}} - \mu_s \cdot \alpha_{s2}) , (60)$$

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} , (61)$$

jossa

$\mu_s$  – minimi geometrinen raudoitussuhde (ks. tämän opinnäytetyön luku 4).

- suorakaidemuotoiset poikkileikkaukset, joissa on sekä vedetty, että puristettu raudoitus

$$x_m = h_0 \left[ \sqrt{(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1})^2 + 2 \left( \mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} \frac{\alpha'}{h_0} \right)} - (\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1}) \right] , (62)$$

$$\mu'_s = \frac{A'_s}{bh_0}, \quad (63)$$

– T ja I -poikkileikkaukset

$$x_m = h_0 \left[ \sqrt{(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} + \mu'_f)^2 + 2 \left( \mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} \frac{\alpha'}{h_0} + \mu'_f \frac{h'_f}{2h_0} \right) - (\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} + \mu'_f)} \right], \quad (64)$$

$$\mu'_f = \frac{A'_f}{bh_0}, \quad (65)$$

**Momentin ja vetävän normaalivoiman vaikutuksesta** vedetyn raudoituksen jännitys lasketaan kaavoista (2, s.84):

$$\sigma_s = \left[ \frac{M(h_0 - y_c)}{A_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} \right] \cdot \alpha_{s1}, \quad (66)$$

tai

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z_s)}{A_s \cdot z_s}, \quad (67)$$

$$y_c = h - y_t, \quad (68)$$

joissa

$y_c$  – betonin puristetun reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys

$e_s$  – vetoraidoituksen painopisteen ja ulkoisen normaalivoiman  $N$  vaikutuspisteen välinen etäisyys.

Puristusraudoittamattomien suorakaidemuotoisten poikkileikkauksien sisäinen momenttivarsi  $z_s$  lasketaan tässä opinnäytetyössä esitetyn kaavan 58 mukaan,

$\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$  ja  $x_m$  lasketaan tässä opinnäytetyössä esitettyjen kaavojen 60 ja 62 mukaan.

Puristusraudoitetuille suorakaide-, T ja I –poikkileikkauksille sallitaan  $z_s = 0,7h_0$ .

Epäkeskisesti puristettujen ja vedettyjen rakenneosien puristusvyöhykkeen korkeus määrätään seuraavasti:

$$x_m = x_M \pm \frac{I_{red} \cdot N}{A_{red} \cdot M}, \quad (69)$$

jossa

$$\alpha_{s2} \neq \alpha_{s1},$$

plus-merkki tarkoittaa puristusta ja miinus-merkki tarkoittaa vetoa,

$x_M$  – taivutetun poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus, joka lasketaan tässä opinnäytetyössä esitettyjen kaavojen 61–65 mukaan,

$A_{red}$  ja  $I_{red}$  – muunnellun poikkileikkauksen pinta-ala ja hitausmomentti, jotka määrätään koko poikkileikkaukselle halkeamia huomioimatta.

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}, \quad (70)$$

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s}, \quad (71)$$

joissa

$E_{b,red}$  – puristetun betonin muunneltu kimmomoduuli, joka lasketaan tässä opinnäytetyössä esitetyn kaavan 56 mukaan.

$E_{s,red}$  – vedetyn raudoituksen muunneltu kimmomoduuli.



### 3.4.5 Taipumat

Yksiaukkoisten vapaasti tuettujen ja ulokepalkkien taipuma voidaan laskea seuraavasti (3, s.119):

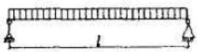
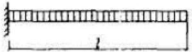

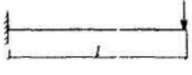
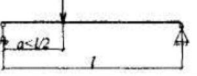
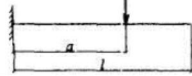
$$f = Sl^2 \left( \frac{1}{r} \right)_{\max}, \quad (72)$$

jossa

$\left( \frac{1}{r} \right)_{\max}$  – maksimimomentista johtuva kaarevuus kuormasta, jonka mukaan taipuma määritellään

$S$  – kerroin, ks. tämän opinnäytetyön taulukko 3.4.9

**Taulukko 3.4.9** Kerroin  $S$  (3, s.119, taulukko 4.3)

Yksiaukkoisen palkin kuormitusvaihtoehdot	Kerroin $S$	Ulokepalkin kuormitusvaihtoehdot	Kerroin $S$
Схема загрузки свободно опертой балки	Коэффициент $S$	Схема загрузки консоли	Коэффициент $S$
	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$		$\frac{a}{6l} \left( 3 - \frac{a}{l} \right)$

Huom.! Mikäli palkki on kuormitettu samanaikaisesti eri kuormitusvaihtoehtojen mukaisesti, kerroin  $S = \sum S_i M_i / \sum M_b$ , jossa  $S_i$  ja  $M_i$  ovat kerroin  $S$  ja momentti  $M$  jännevälin keskellä jokaiselle kuormitusvaihtoehdolle erikseen.

Tässä tapauksessa kaarevuus  $\left( \frac{1}{r} \right)_{\max}$  määrätään kun  $M = \sum M_i$ .

Jäykästi molemmista päistä tuetun palkin taipuma määrätään seuraavasta kaavasta (3, s.120):

$$f = \left\{ \left( \frac{1}{r} \right)_{max} S - 0,5 \left[ \left( \frac{1}{r} \right)_{sup,l} + \left( \frac{1}{r} \right)_{sup,r} \right] \cdot \left( \frac{1}{8} - S \right) \right\} l^2, (73)$$

jossa

$\left( \frac{1}{r} \right)_{max}$  – palkin jännevälin keskellä määrätty kaarevuus

$\left( \frac{1}{r} \right)_{sup,l}$  – palkin vasemmalla tuella määrätty kaarevuus

$\left( \frac{1}{r} \right)_{sup,r}$  – palkin oikealla tuella määrätty kaarevuus

$S$  – kerroin, ks. taulukko 3.4.9

Taivutettujen, epäkeskisesti puristettujen ja epäkeskisesti vedettyjen rakenteiden kaarevuus määritellään seuraavien kaavojen mukaan (2, s.86):

– vedetyille alueille ilman halkeamia

$$\frac{1}{r} = \left( \frac{1}{r} \right)_1 + \left( \frac{1}{r} \right)_2, (74)$$

jossa

$\left( \frac{1}{r} \right)_1$  – lyhytaikaisten kuormien väliaikaisesta vaikutuksesta johtuva kaarevuus

$\left( \frac{1}{r} \right)_2$  – pysyvien ja pitkäaikaisten kuormien pitkäaikaisesta vaikutuksesta johtuva

kaarevuus

– vedetyille halkeille alueille

$$\frac{1}{r} = \left( \frac{1}{r} \right)_1 - \left( \frac{1}{r} \right)_2 + \left( \frac{1}{r} \right)_3, (75)$$

jossa

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$  – taipumalaskelmissa käytettävän kuorman lyhytaikaisesta vaikutuksesta johtuva kaarevuus

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – pysyvien ja väliaikaisten kuormien lyhytaikaisesta vaikutuksesta johtuva kaarevuus

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$  – pysyvien ja väliaikaisten pitkäaikaisten kuormien jatkuvasta vaikutuksesta johtuva kaarevuus

Tietyistä kuormista johtuva halkeilemattomien teräsbetonirakenteiden kaarevuus lasketaan seuraavasti:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D} = \frac{M}{E_{b1}I_{red}}, \quad (76)$$

jossa

$M$  – ulkopuolisesta kuormasta johtuva taivutusmomentti.

$D$  – poikkileikkauksen taivutusvastus (ks. kaavat 118 ja 123)

$E_{b1}$  – puristetun betonin kimmomoduuli.

$I_{red}$  – poikkileikkauksen muunneltu hitausmomentti sen painopisteen suhteen, joka määritellään huomioon ottaen halkeilu (ks. tämän opinnäytetyön kohta 3.4.4 Halkeamat).

$$E_{b1} = 0,85E_b, \text{ kuorman lyhytaikainen vaikutus (77)}$$

$$E_{b1} = E_{b\tau} = \frac{E_b}{1+\varphi_{b,cr}}, \text{ kuorman pitkäaikainen vaikutus (78)}$$

jossa

$\varphi_{b,cr}$  – ks. tämän opinnäytetyön taulukko 3.1.7.

Haljenneiden taivutettujen teräsbetonirakenteiden kaarevuus lasketaan seuraavasti (3, s.122):

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D} = \frac{M}{E_{b,red}I_{red}}, \quad (79)$$

jossa

$E_{b,red}$  lasketaan tässä opinnäytetyössä esitetyn kaavan 56 mukaan.

Epäkeskisesti puristettujen sekä vedettyjen haljenneiden teräsbetonirakenteiden kaarevuus määritellään seuraavan kaavan mukaan:

$$\frac{1}{r} = \pm \frac{N}{S_{t,red}E_{b,red}}, \quad (80)$$

jossa

$S_{t,red}$  – lasketaan tässä opinnäytetyössä esitetyn kaavan 48 mukaisesti.

## 4. RAKENNEOSIEN MITOITUS VENÄLÄISTEN NORMIEN MUKAISESTI

### 4.1 Palkki

Palkin kestävyys määräytyy siihen vaikuttavien taivutusmomenttien ja normaalivoiman rasituksen kautta. Taivutetuissa tavanomaisesti raudoitetuissa teräsbetonirakenteissa murtuminen alkaa vedetystä raudoituksesta. Palkeissa, joissa vetoraidoitus on ylimitoitettu, raudoituksen myötölujuuden raja-arvon saavutettua betonin puristetun osan korkeus pienenee dramaattisesti, mikä aiheuttaa sen murtumisen.

On olemassa kaksi tapaa, miten voidaan suorittaa palkin kestävyyslaskenta (8, s.132):

a) ensimmäinen tapa: laskenta pohjautuu olettamukseen, että palkin kestävyys alkaa pettää vetoraidoituksen jännityksen saavutettua laskentalujuuden, kun

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{\mu R_s}{R_b} = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \leq \xi_R, \quad (81)$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{\xi R_s}{R_b}, \quad (82)$$

$$h_0 = h - a, \quad (83)$$

b) toinen tapa: laskenta pohjautuu olettamukseen, että ensimmäisenä alkaa murtua palkin puristettu osa ennen kuin vetoraidoituksen jännitys saavuttaa laskentalujuuden arvon eli tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus on tehollisen puristuspinnan korkeuden raja-arvoa suurempi  $\xi > \xi_R$ .

$x$  – poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen tehollinen korkeus.

$h_0$  – poikkileikkauksen tehollinen korkeus.

$\xi$  – tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus.

$\xi_R$  – tehollisen puristuspinnan korkeuden raja-arvo, joka kuvaa tilannetta kun vedetyssä raudoituksessa jännitys saavuttaa laskentalujuutta  $R_s$ .

$\mu$  – geometrinen raudoitussuhde.

$\alpha_m$  – suhteellinen momentti

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (84)$$

jossa

$x_R$  – poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen tehollisen korkeuden raja-arvo.

$\varepsilon_{s,el}$  – vedetyn raudoituksen vetolujuutta  $R_s$  vastaava suhteellinen muodonmuutos

$\varepsilon_{b2}$  – betonin puristuslujuutta  $R_b$  vastaava suhteellinen puristuma

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}, \quad (85)$$

Raskaan ja jännitetyn betonin suhteellisesta puristumasta  $\varepsilon_{b2}$  puhutaan tämän opinnäytetyön luvussa 3.1.4.

Taivutettujen rakenneosien mitoituksen ensimmäinen tapa perustuu periaatteeseen:

$$M \leq M_{ult}, \quad (86)$$

jossa

$M$  – kuormista johtuva rakenneosaan vaikuttava taivutusmomentti.

$M_{ult}$  – maksimitaivutusmomentti, jota poikkileikkaus pystyy ottamaan vastaan.

Maksimiraudoituksen käyttö ei aina johda taloudellisesti edullisimpiin ratkaisuihin. On todettu edullisimmaksi geometrinen raudoitussuhteen arvon

olevan  $\mu = 1...2 \%$  ja tehollisen puristuspinnan suhteellisen korkeuden arvon olevan  $\xi = 0,3...0,4$  (25, s.8).

Samalla rajoitetaan myös minimiraudoituksen määrä, joka taivutetuille suorakaiteen muotoisille poikkileikkauksille on seuraava (2, s.111):

$$A_s = \frac{\mu_s}{100\%} \cdot b \cdot h_0, (87)$$

jossa

$\mu_s = 0,1 \%$  taivutetuissa ja epäkeskisesti vedetyissä rakenteissa sekä

epäkeskisesti puristetuissa rakenteissa kun niiden hoikkuus  $\frac{l_0}{i} \leq 17$

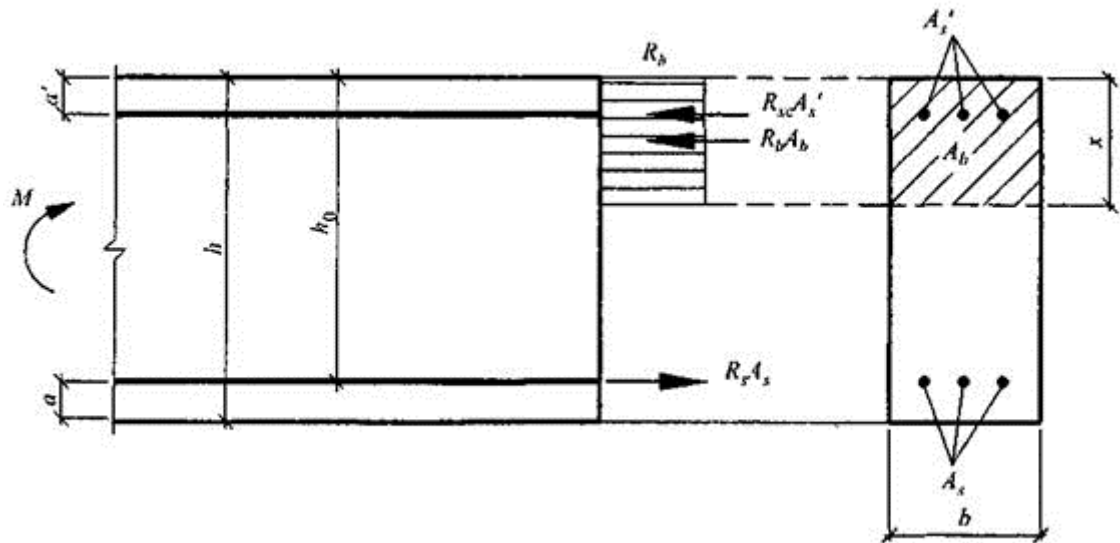
(suorakaidepoikkileikkauksille  $\frac{l_0}{h} \leq 5$ ).

$\mu_s = 0,25 \%$  epäkeskisesti puristetuissa rakenteissa kun niiden hoikkuus

$\frac{l_0}{i} \geq 87$  (suorakaiteen muotoisille poikkileikkauksille  $\frac{l_0}{h} \geq 25$ ).

Mikäli raudoituksen määrä on mainittua minimiarvoa pienempi, poikkileikkaus lasketaan raudoittamattomana. (8, s.136)

#### 4.1.1 Vetorausdoitettu suorakaide muotoinen poikkileikkaus



**Kuva 4.1.1** Vetorausdoitetun suorakaiteenmuotoisen palkin poikkileikkaus (2, s.43, kuva 8.1)

Vetorausdoitettujen suorakaiteenmuotoisten poikkileikkausten maksimitaivutusmomentti lasketaan seuraavan kaavan mukaan (2, s.42):

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'), \quad (88)$$

jossa

$R_{sc}$  – raudoituksen laskentapuristuslujuus, ks. tämän opinnäytetyön taulukko 3.2.2.

$A'_s$  – puristusraudoituksen pinta-ala.

$a'$  – puristusraudoituksen painopisteen ja poikkileikkauksen lähimmän reunan välinen etäisyys.

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b}, \quad (89)$$

Mikäli  $R_s \cdot A = R_{sc} \cdot A'_s$  ja  $x \leq 0$  eli suorakaiteenmuotoisen poikkileikkauksen rauditus on symmetrinen, maksimitaivutusmomentti lasketaan seuraavasti (2, s.44):

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s (h_0 - a'), \quad (90)$$



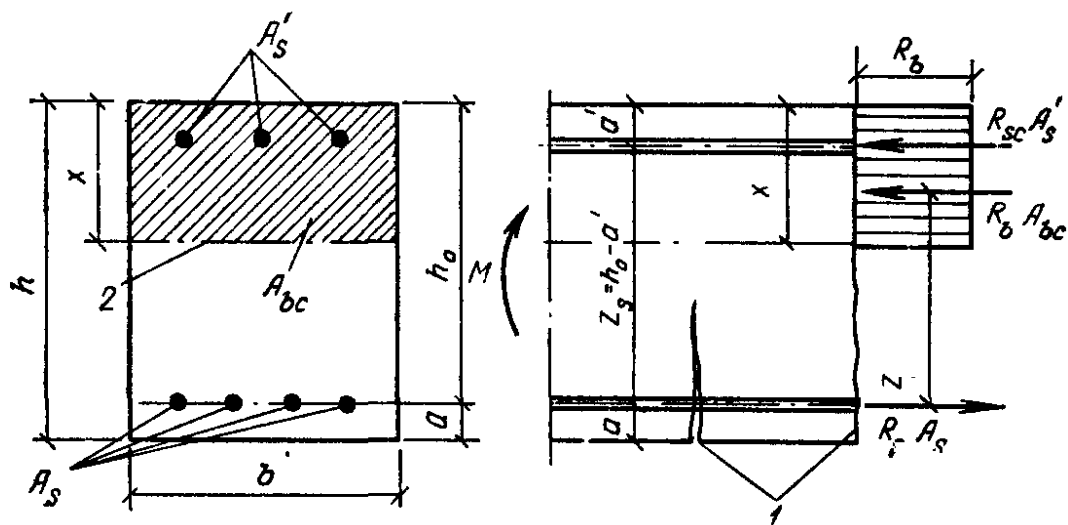
Jos ehto  $\alpha < \alpha_R$  toteutuu, puristusraudoitusta ei vaadita ja tarvittavan vetoraudoituksen määrä lasketaan kaavasta (3, s.16):

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s, \quad (91)$$

Tapauksissa, jolloin puristusraudoitus ei oteta lainkaan huomioon ( $A'_s = 0$ ) ja poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen tehollinen korkeus  $x < 2a'$ , kaavassa 90 käytetään  $a'$  asemesta  $\frac{x}{2}$ .

Taivutettujen rakenneosien murtorajatilamitoituksissa suositellaan noudattaa ehdot  $x \leq \xi_R \cdot h_0$  ja  $\alpha_m \leq \alpha_R$ . Mikäli käyttörajatilamitoitusten mukaan rakenneosan tarvittavan vetoraudoituksen pinta-ala on suurempi kuin yllämainittu ehto, maksimitaivutusmomentin  $M_{ult}$  laskelmissa sallitaan käyttää poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen tehollisen korkeuden arvo  $= \xi_R \cdot h_0$  (2, s.44).

#### 4.1.2 Veto- ja puristusraudoitettu suorakaidemuotoinen poikkileikkaus



**Kuva 4.1.2** Puristusraudoitettu suorakaiteen muotoinen poikkileikkaus

Mikäli laskiessa käy ilmi, että  $\xi > \xi_R$  eikä ole mahdollista kasvattaa poikkileikkauksen mittoja tai nostaa betonin luokkaa, tarvitsee suorakaidemuotoinen poikkileikkaus myös puristusraudoitusta. Vedetyn ja puristetun raudoituksen pinta-alat määritellään seuraavasti (3, s.16):

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_s (h_0 - \alpha')}, \quad (92)$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0}{R_s} + A'_s, \quad (93)$$

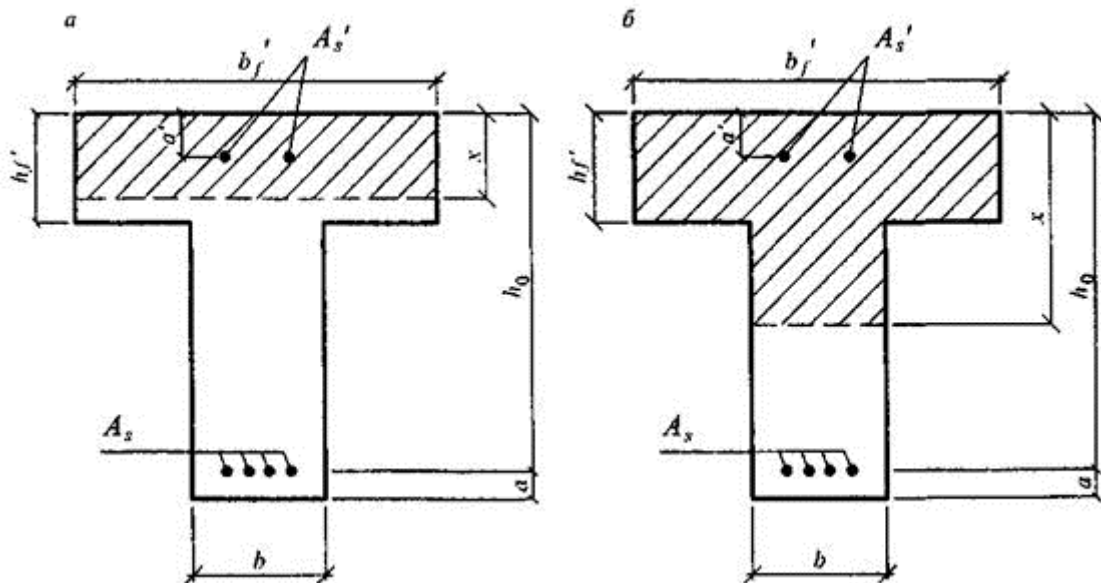
Mikäli kaavan 93 mukaan lasketun vedetyn raudoituksen pinta-alan arvo on huomattavasti suurempi kuin kaavan 92 mukaan lasketun puristetun raudoituksen pinta-ala, voidaan vedetyn raudoituksen määrä pienentää laskemalla se seuraavien kaavojen mukaan (3, s.17):

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} + A'_s, \quad (94)$$

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - \alpha')}{R_b b h_0^2} \geq 0, \quad (95)$$

Samalla ehdon  $\alpha_m \leq \alpha_R$  pitää toteutua.

#### 4.1.3 Laattapalkki eli T- ja I- profiili



**Kuva 4.1.3** T- ja I- palkkien puristuspinnat (2, s.43, kuva 8.2)

T- tai I- palkin puristuslaatan toimiva leveys  $b_f'$  määritellään sen ehdon mukaan, että laippojen toimivat leveydet uumasta molempiin suuntiin ovat korkeintaan  $1/6$  palkin jännevälistä ja korkeintaan (2, s.44):

a) puolet uumien vapaasta välistä  $b_f' \leq L_0/2$ , jos  $h_f' > 0,1h$  tai on olemassa poikittaisia palkkeja.

b)  $b_f' \leq 6h_f'$ , jos  $h_f' < 0,1h$  ja jos poikittaisia palkkeja ei ole tai niiden välinen etäisyys on suurempi kuin uumien vapaa väli.

c) ulokkeellisilla laipoilla

- 1)  $b_f' = 6h_f'$ , kun  $0,1h \leq h_f'$

- 2)  $b_f' = 3h_f'$ , kun  $0,05h \leq h_f' < 0,1h$

- 3) jos  $h_f' < 0,05h \rightarrow$  laippojen toimivia leveyksiä ei oteta huomioon

T- ja I- poikkileikkausten maksimitaivutusmomentti  $M_{ult}$  määritellään puristetun vyöhykkeen rajan ja ehdon  $\xi \leq \xi_R$  mukaan (2, s.42):

- a) mikäli puristetun vyöhykkeen raja sijaitsee ylälaatatassa  $h'_f \geq x$ , eli noudatetaan ehto

$$R_s \cdot A_s \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f + R_{sc} \cdot A'_s, (96)$$

$M_{ult}$  lasketaan kaavan 88 mukaan suorakaiteenmuotoisena poikkileikkauksena, jossa  $b'_f = b$ .

- b) mikäli puristetun vyöhykkeen raja sijaitsee uumassa  $h'_f < x$ ,  $M_{ult}$  ja  $x$  lasketaan seuraavien kaavojen mukaan:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s - R_b (b'_f - b) \cdot h'_f}{R_b \cdot b}, (97)$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a'), (98)$$

#### 4.1.4 Leikkaus

Taivutetun teräsbetonisen rakenneosan leikkauskestävyyden vinojen halkeamien välissä olevalla kaistalla on täytettävä seuraava ehto (2, s.55; 10, s.132):

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, (99)$$

jossa

$Q$  – rakenteeseen vaikuttava leikkausvoima

$\varphi_{b1}$  – kerroin, jonka arvo on 0,3

Taivutettujen rakenneosien leikkauskestävyys vinossa halkeamassa määritellään vuorostaan seuraavan kaavan mukaan (2, s.55):

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} , (100)$$

jossa

$Q$  – ulkoisten kuormien aiheuttama leikkausvoima vinon halkeaman projektiolla  
c

$Q_b$  – betonipoikkileikkauksen leikkauskapasiteetti

$Q_{sw}$  – leikkausraudoituksen kapasiteetti

$$0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \leq Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0, (101)$$

jossa

$\varphi_{b2}$  – kerroin, jonka arvo on 1,5.

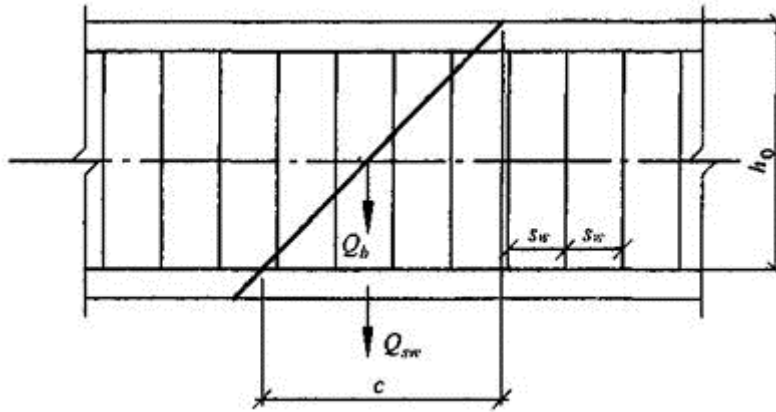
$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C , (102)$$

jossa

$\varphi_{sw}$  – kerroin, jonka arvo on 0,75

$q_{sw}$  – poikittaisraudoituksen kapasiteetti rakenneosan pituusyksikköä kohti

Leikkauskestävyystarkastus suoritetaan rakenneosan vinon poikkileikkauksen projektion ongelmallisimman pituuden C mukaan, jonka on täytettävä ehto  $1,0h_0 \leq C \leq 2,0h_0$ .



**Kuva 4.1.4** Leikkausraudoitetun rakenneosan malli.  $C$  on vinon poikkileikkauksen projektio rakenneosan pituusakselille (2, s.56, kuva 8.6)

Vinon poikkileikkausten leikkaukskapasiteettia sallitaan laskea myös suorina käyttäen seuraavaa ehtoa (2, s.56):

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1} , (103)$$

jossa

$Q_1$  – ulkoisten kuormien aiheuttama leikkausvoima

$$Q_{b1} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 , (104)$$

$$Q_{sw,1} = q_{sw} \cdot h_0 , (105)$$

Mikäli käsiteltävään poikkileikkaukseen kohdistuva leikkausvoima sijaitsee tuen lähellä etäisyydellä  $a < 2,5h_0$ , kaavan 103 mukainen laskelma suoritetaan kertomalla betonipoikkileikkauksen leikkaukskapasiteetin  $Q_{b1}$  arvoa kertoimella, jonka arvo on  $\frac{2,5}{a/h_0}$  , kuitenkin  $Q_b \leq 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$  . Vuorostaan mikäli poikkeukseen kohdistuva leikkausvoima sijaitsee tuen lähellä etäisyydellä  $a < h_0$ , poikittaisraudoituksen leikkaukskapasiteetin  $Q_{sw1}$  arvoa kerrotaan kertoimella,

jonka arvo on  $a / h_0$ . Tässä tapauksessa poikittaisraudoitus otetaan laskelmissa huomioon, mikäli seuraava ehto täyttyy:

$$q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} \cdot b , (106)$$

Mikäli yllämainittu ehto ei täyty, poikittaisraudoituksen leikkauskapasiteetti lasketaan seuraavasti:

$$Q_b = 4\varphi_{b2} \cdot h_0^2 \cdot q_{sw} / C , (107)$$

Hakojen väli määritellään niin, että täyttyy seuraava ehto:

$$\frac{s_w}{h_0} \leq \frac{s_{w,max}}{h_0} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{Q} , (108)$$

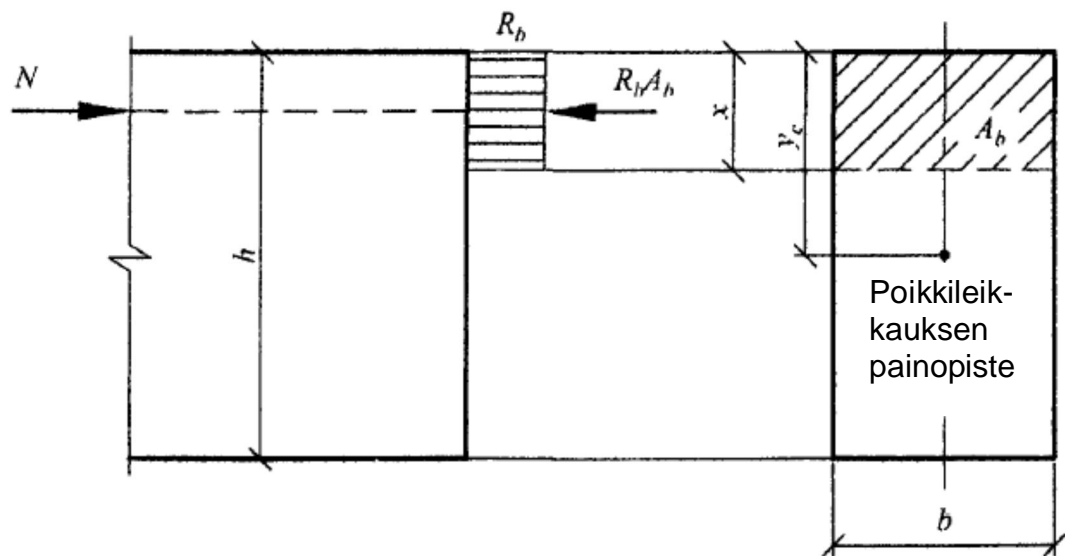
Mikäli poikkileikkauksessa ei käytetä poikittaisraudoitusta tai se ei täytä siihen asetettuja vaatimuksia, laskelmat suoritetaan ottamalla  $Q_{sw}$  arvoksi 0.

Hakojen kuvaus löytyy tämän opinnäytetyön luvusta 3.3.1.

## 4.2 Pilari

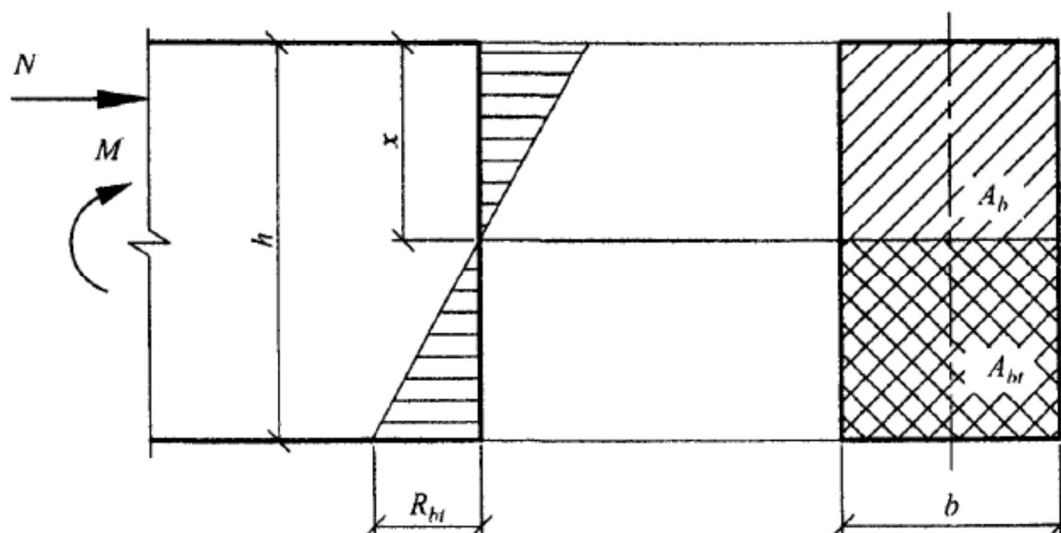
Pilari kuuluu epäkeskisesti puristettuihin teräsbetoniosiin, joihin vaikuttavat pystykuormat sekä vaakavoimat ja momentit. Riippuen rakenneosan tarkoituksesta ja sille esitetyistä vaatimuksista, sen kestävyys lasketaan joko ottamalla huomioon poikkileikkauksen vedetty vyöhyke tai ilman sitä.

Mikäli rakenneosaan kohdistuva normaalivoima sijoittuu poikkileikkauksen rajojen sisälle ja halkeamat ovat sallittuja, laskelmat suoritetaan ottamatta huomioon poikkileikkauksen vedettyä vyöhykettä. Tässä tapauksessa betonin sallituksi jännitykseksi valitaan puristuslujuutta  $R_b$  vastaavat arvot. Mikäli rakenneosaan kohdistuva normaalivoima vaikuttaa poikkileikkauksen ulkopuolella tai halkeamien muodostuminen on kiellettyä, laskelmissa käytetään sallittuna jännityksenä betonin vetolujuutta  $R_{bt}$  vastaavat arvot (2, s.37).



**Kuva 4.2.1** Puristetun rakenneosan poikkileikkauksessa vaikuttava jännitys ilman vedettyä vyöhykettä (2, s.37, kuva 7.1)





**Kuva 4.2.2** Puristetun rakenneosan poikkileikkauksessa vaikuttava jännitys vedetty osuus on otettu huomioon (2, s.37, kuva 7.2)

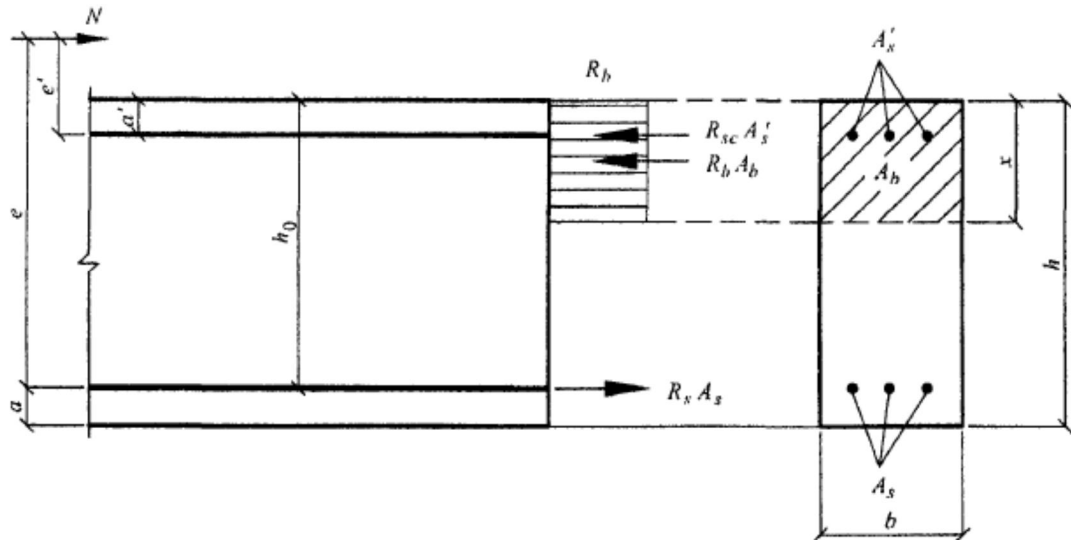
#### 4.2.1 Poikkileikkauksen koko ja epäkeskisyydet

Puristetun poikkileikkauksen minimi koko on valittava siten, että rakenneosan hoikkuusluvun  $\lambda = l_0/i$  on oltava korkeintaan:

- 200 raudoitetuille rakenneosille
- 120 pilareille, jotka ovat osana rakennusta
- 90 raudoittamattomille rakenneosille

Puristettuihin rakenneosiin kohdistuvan normaalivoiman aiheuttaman epäkeskisyyden  $e_0$  laskennassa on otettava huomioon alkuepäkeskisyyden  $e_a$ , jonka pitää olla vähintään:

- 1/600 rakenneosan pituudesta
- 1/30 poikkileikkauksen korkeudesta
- 10 mm



**Kuva 4.2.3** Epäkeskeinen normaalivoiman vaikutus puristettuun poikkileikkaukseen (2, s.45, kuva 8.3)

Näin ollen staattisesti määrätyn raudoittamattoman rakenneosan kokonainen epäkeskisyys lasketaan kaavasta:

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a, \quad (109)$$

jossa

$M$  – rakenneosaan vaikuttavien momenttien summa

$N$  – rakenneosaan vaikuttavien normaalivoimien summa

Staattisesti epämäärätyissä rakenteissa kokonainen epäkeskisyys

$e_0 = \frac{M}{N} \leq e_a$ . Mikäli laskentaepäkeskisyys ei ole ( $\frac{M}{N} = 0$ ), niin  $e_0 = e_a$  (10, s.141).

Staattisesti määrätyn raudoitettujen rakenneosien kokonainen epäkeskisyys määritellään seuraavasti:

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2}, \quad (110)$$

jossa

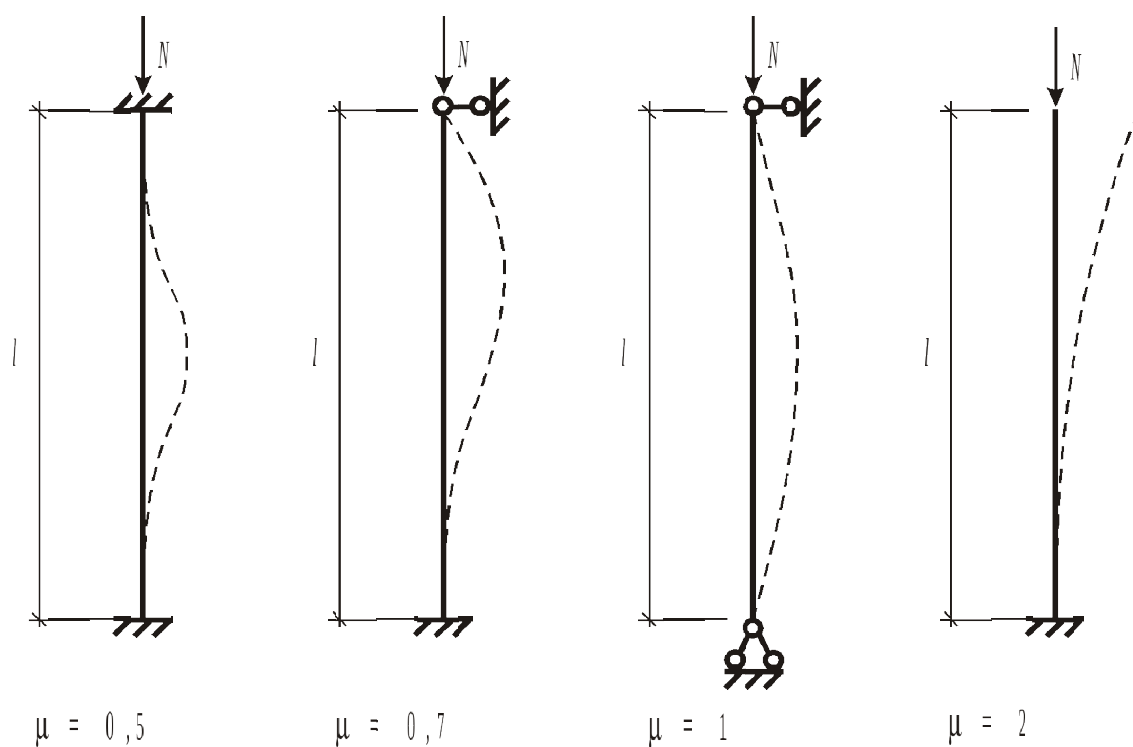
$\eta$  – kerroin, joka ottaa huomioon taipuman vaikutus epäkeskisyyteen  $e_0$  (ks. kaava 116). Mikäli rakenneosan hoikkuus  $\lambda < 14$ , rakenneosan taipuma ei huomioida laskelmissa.

#### 4.2.2 Puristettujen sauvojen tuentatavat

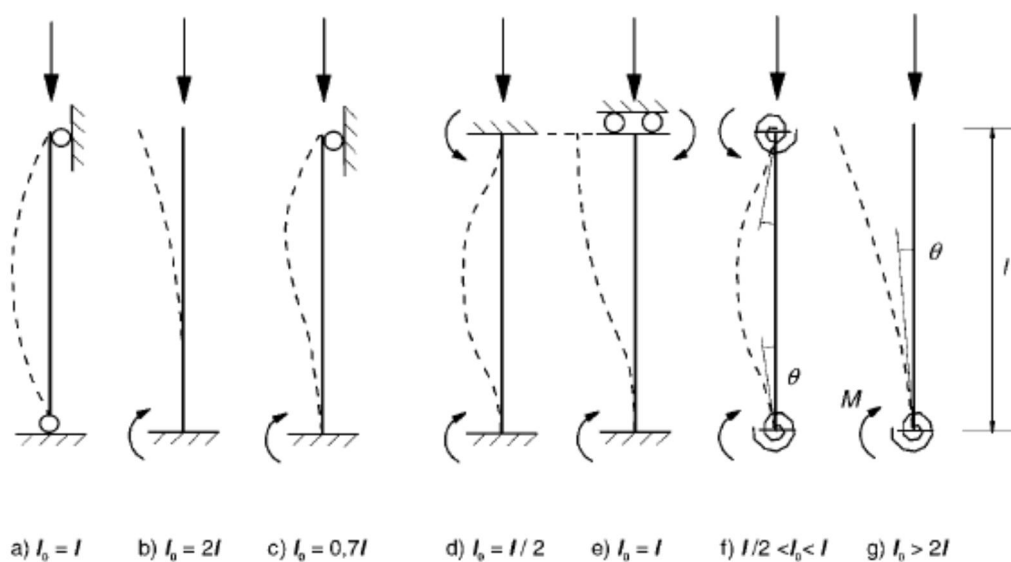
Pilarin tehollinen pituus  $l_0$  ja sen kautta hoikkuus riippuvat rakenneosan tuentatavasta. Niitä venäläisessä betoninormissa on määrätty 10 eri tapausta (2, s.47) ja ne on verrattavissa Eurokoodi-normissa käytettyihin:

**Taulukko 4.2.1** Sauvarakenteiden tuentatavat ja teholliset pituudet Säädösten Kokoelman (SP) ja Eurokoodi-standardin mukaan (ks. tämän opinnäytetyön kuvat 4.2.4 ja 4.2.5)

TUENTATAPA	SP $l_0 = \mu l$	Eurokoodi $l_0 = \mu l$
nivelellinen tuentatapa sauvan molemmissa päissä	1,0l	1,0l
toinen pää vapaasti kiinnitetty, toinen vapaa (masto tai konsoli)	2,0l	2,0l
nivelellinen tuentatapa toisessa päässä – jäykkä kiinnitys toisessa päässä (kiertymä ei sallittu)  – puolijäykkä kiinnitys, osittainen kiertymä sallittu	0,7l  0,9l	0,7l
nivelellinen tuentatapa, sivusiirtymä sallittu toisessa päässä – jäykkä kiinnitys toisessa päässä (kiertymä ei sallittu)  – puolijäykkä kiinnitys, osittainen kiertymä sallittu	1,5l  2,0l	1,0l
jäykkä tuentatapa molemmissa päissä – kiertymä ei sallittu  – puolijäykkä kiinnitys, osittainen kiertymä sallittu	0,5l  0,8l	0,5l 0,5l < $l_0$ < l
osittainen sivusiirtymä sallittu – kiertymä ei sallittu  – kiertymä sallittu	0,8l  1,2l	



**Kuva 4.2.4** Useimmiten Säädösten Kokoelman (SP) mukaisissa laskelmissa käytetyt tuentatavat



**Kuva 4.2.5** Erillisten sauvojen teoreettisia nurjahduspituuksia Eurokoodi-standardin mukaan (29, s.65, kuva 5.7)

### 4.2.3 Raudoittamaton rakenne

Normaalivoimalla puristetun raudoittamattoman poikkileikkauksen on vastattava seuraavaa ehtoa:

$$N \leq R_b \cdot A_b, (111)$$

jossa

$N$  – puristava normaalivoima

$A_b$  – poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen pinta-ala, jonka painopiste vastaa normaalivoiman kohdistuspistettä (kaarevuus otettu huomioon).

Suorakaidemuotoisen poikkileikkauksen pinta-ala lasketaan seuraavan kaavan mukaan:

$$A_b = b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0 \cdot \eta}{h}\right), (112)$$

Mikäli  $e_0 \leq h/30$  ja  $l_0 \leq 20$ , suorakaidemuotoiselle poikkileikkaukselle pätee mitoitusehto:

$$N \leq \varphi \cdot R_b \cdot A, (113)$$

jossa

$A$  – poikkileikkauksen pinta-ala

$\varphi$  – rakennusosan hoikkuudesta riippuva kerroin. Pitkäaikaisten kuormien vaikutuksen laskelmissa kerroin määritellään tämän opinnäytetyön taulukon 4.2.1 mukaan. Mikäli kyseessä on lyhytaikaiset kuormat,  $\varphi = 0,9$ , kun  $l_0/h = 10$  ja  $\varphi = 0,85$ , kun  $l_0/h = 20$ .

**Taulukko 4.2.1** Rakenneosan hoikkuudesta riippuva kerroin (2, s.39, taulukko 7.1)

$l_0/h$	6	10	15	20
$\varphi$	0,92	0,9	0,8	0,6

Mikäli rakenneosassa halkeamat eivät ole sallittu ollenkaan tai puristava normaalivoima sijaitsee poikkileikkauksen rajojen ulkopuolella, poikkileikkauksen mitoitusehto on seuraava:

$$N \leq \frac{R_{bt} \cdot A}{\frac{A}{I} \cdot e_0 \cdot \eta \cdot y_t - 1}, \quad (114)$$

jossa

$A$  – poikkileikkauksen pinta-ala

$I$  – poikkileikkauksen jäyhyysmomentti painopoisteen suhteen

$y_t$  – poikkileikkauksen painopisteen ja reunimmaisen vedetyn kuidun välinen etäisyys

Seuraava ehto pätee suorakaidemuotoisille poikkileikkauksille:

$$N \leq \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h}{\frac{\delta \cdot e_0 \cdot \eta}{h} - 1}, \quad (115)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (116)$$

jossa

$N_{cr}$  – poikkileikkauksen puristuskestävyyden mitoitusarvo

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2}, \quad (117)$$

jossa

$D$  – rakenneosan jäykkyys, joka määritellään ottamatta raudoitusta huomioon

$$D = k_b \cdot E_b \cdot I, \quad (118)$$

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_l(0,3 + \delta_e)}, \quad (119)$$

$$0,15 \leq \delta_e = \frac{e_0}{h} \leq 1,5, \quad (120)$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{l1}}{M_1} \leq 2, \quad (121)$$

jossa

$\varphi_l$  – kerroin, joka ottaa huomioon kuormien vaikutuksen ajan betonirakenteeseen

$\delta_e$  – suhteellinen epäkeskisyys

#### **4.2.4 Raudoitettu poikkileikkaus**

Johtuen betonin korkeasta puristuslujuudesta, on taloudellisesti merkittävää käyttää pilareiden materiaalina kovemman luvun betonia. Pääraudoituksena suositellaan käyttää kuumavalssattua A-III -luokan raudoitusta, hakojen materiaaliksi on parempi valita Bp-I -luokan raudituslankaa tai A-I raudoitusta. Pääraudoituksen halkaisijan on oltava 12-40 mm tai enemmän, betoniluokan on oltava vähintään B20.

Raudoitettun suorakaidemuotoisen poikkileikkauksen on vastattava seuraavaa ehtoa:

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s(h_0 - a'), \quad (122)$$

Kertoimen  $\eta$  laskentaa varten tarvittava raudoitettun rakenneosan jäykkyyden D arvo lasketaan seuraavasti:

$$D = k_b \cdot E_b \cdot I + k_s \cdot E_s \cdot I_s, \quad (123)$$

jossa

$I_s$  – raudoituksen jäyhyysmomentti poikkileikkauksen painopoisteen suhteen.

$k_s = 0,7$

Puristetun vyöhykkeen korkeus  $x$  määritellään seuraavien kaavojen mukaan:

$$a) \quad \xi \leq \xi_R$$

$$x = \frac{N + R_S \cdot A_S - R_{SC} \cdot A'_S}{R_b \cdot b} = \alpha_n \cdot h_0, \quad (124)$$

$$b) \quad \xi > \xi_R$$

$$x = \frac{N + R_S \cdot A_S \cdot \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{SC} \cdot A'_S}{R_b \cdot b + \frac{2 R_S \cdot A_S}{h_0 (1 - \xi_R)}} = \xi \cdot h_0, \quad (125)$$

jossa

$\alpha_n$  – suhteellisen normaalivoiman arvo

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}, \quad (126)$$

### 4.3 Laatan lävistys

Pistekuormien kohdalla kannattaa suorittaa rakenteen lävistystarkastus. Mikäli kyseessä on ainoastaan pystysuuntainen voima sekä rakenne on leikkausraudoittamaton, tarkastetaan lävistyskapasiteetti seuraavan kaavan mukaan:

$$F \leq F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b, \quad (127)$$

jossa

$A_b$  – mitoittavan poikkileikkauksen pinta-ala etäisyydellä  $0,5h_0$  pilarin reunasta

$$A_b = u \cdot \frac{(h_{0x} + h_{0y})}{2}, \quad (128)$$



jossa

$u$  – mitoittavan poikkileikkauksen piiri

$h_{0x}$  ja  $h_{0y}$  – poikkileikkauksen hyötykorkeudet molempiin suuntiin

Mikäli rakenteeseen vaikuttaa vähintään kaksi voimaa, on tehtävä tarkastus yhdistetyille rasituksille. Leikkausraudoittamattoman rakenneosan lävistyskestävyys yhdistetyille rasituksille tarkastetaan kaavasta:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1, (129)$$

$$M_{b,ult} = R_{bt} \cdot W_b, (130)$$

jossa

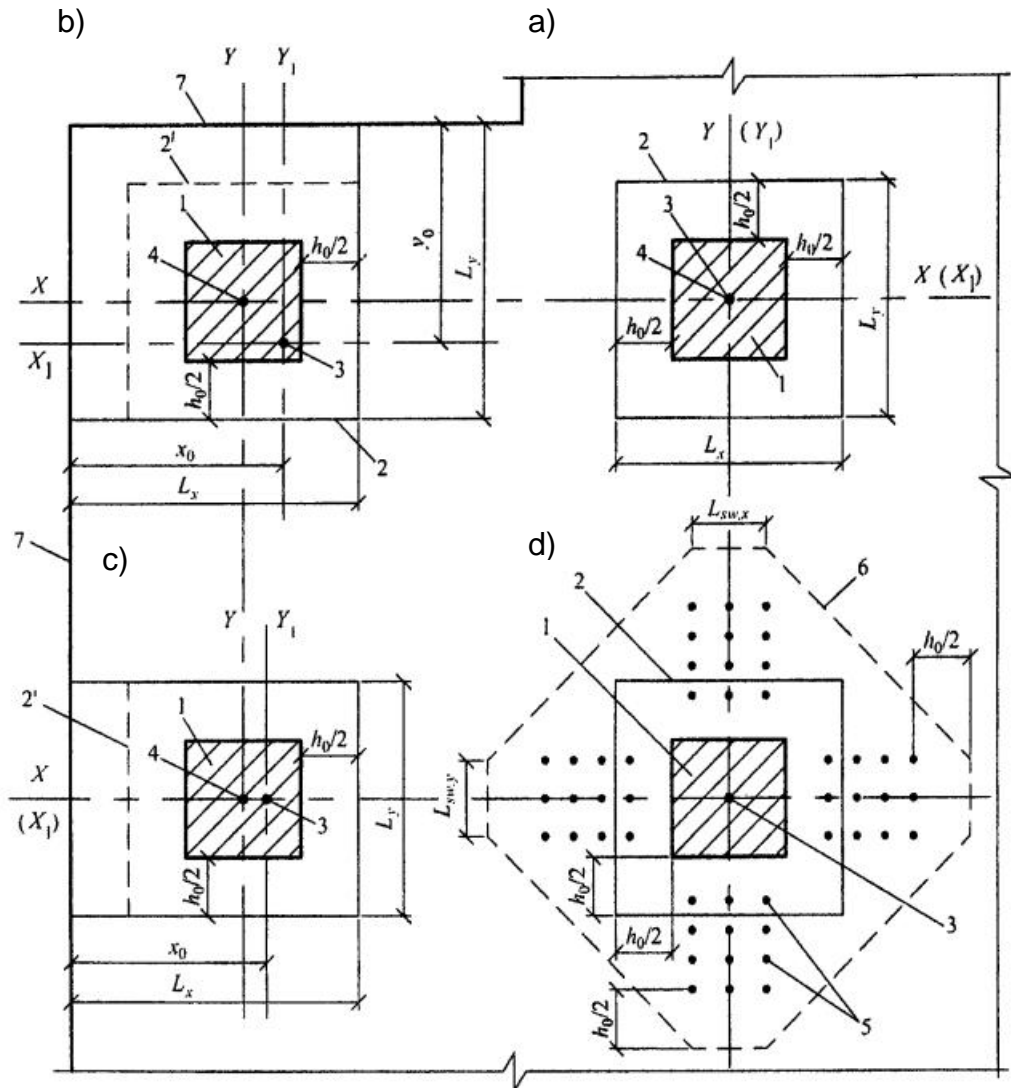
$W_b$  – mitoittavan poikkileikkauksen taivutusvastus

$$W_{bx(y)} = \frac{I_{bx(y)}}{x(y)_{max}}, (131)$$

jossa

$I_{bx(y)}$  – mitoittavan poikkileikkauksen piirin hitausmomentti  $Y_I$  ja  $X_I$  –akselien suhteen, joiden risteyspiste sijaitsee piirin painopisteessä.

$x_{max}$  – mitoittavan piirin ja sen painopisteen välinen etäisyys



**Kuva 4.3.1.** Läpileikkautumisen tapaukset: a) pilari keskellä laattaa b,c) pilari laatan reunassa d) ristiin asetettu leikkausraudoitus. 1) Pilarin poikkileikkauksen pinta-ala 2) poikkileikkauksen laskentapiiri 3) laskentapiirin painopiste (akseleiden  $X_1$  ja  $Y_1$  risteyspiste) 4) pilarin poikkileikkauksen painopiste (akseleiden  $X$  ja  $Y$  risteyspiste) 5) leikkausraudoitus 6) mitoittava poikkileikkauksen piiri ilman leikkausraudoitusta 7) laatan reuna (2, s.68, kuva 8.11)

Leikkausraudoitetun rakenneosan lävistyskestävyys yhdistetyille rasituksille tarkastetaan kaavasta:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1, \quad (132)$$

$$F_{sw,ult} = 0,8q_{sw} \cdot u, (133)$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}, (134)$$

jossa

$A_{sw}$  – etäisyydellä  $0,5h_0$  pilarin reunasta olevalla alueella sijaitsevan

leikkausraudoituksen pinta-ala (k-jako  $s_w$ )

$u$  – mitoittavan poikkileikkauksen pinta-ala

$q_{sw}$  – etäisyydellä  $0,5h_0$  pilarin reunasta olevalla alueella sijaitsevan

leikkausraudoituksen kapasiteetti mittayksikköä kohti

$$M_{b,s(y),ult} = 0,8q_{sw} \cdot W_{sw}, (135)$$

$$F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2F_{b,ult}, (136)$$

$$M_{b,x(y),ult} + F_{sw,x(y),ult} \leq 2M_{b,ult}, (137)$$

#### 4.4 Pilariantura

Perustukset siirtävät yläpuolisten rakenteiden kuormat rakennuspohjalle ja niitä kuormittavat usein keskeinen tai epäkeskinen normaalivoima, vaakavoima ja momentit. Perustusten suunnittelun yhteydessä tarkastetaan pohjapaineen riittävyys sekä teräsbetonirakenteen halkeilumahdollisuudet ja läpileikkautuminen. (25, s.127)

Perustusten suunnittelujärjestykseksi suositellaan seuraava (30, s.6):

1. Perustukseen kohdistuvien kuormien laskenta
2. Pohjaolosuhteiden tarkistus
3. Perustamissyvyyden määrittäminen
4. Sallitun pohjapaineen määrittäminen

5. Pohjapaineen laskeminen sekä perustuksen koon tarkentaminen
6. Perustuksen kantokestävyyden tarkastaminen
7. Perustuksen koon tarkentaminen saatujen laskenta-arvojen pohjalta
8. Tarvittaessa tarkastetaan perustuksen kokonaisvakavuus
9. Perustuksen kestävyys osoittaminen

Perustuksen kestävyyslaskenta suoritetaan rajatilojen ensimmäisen ryhmän mukaisesti ja laskelmissa käytettävien kuormien varmuuskerroin  $\gamma_f > 1$ . Halkeamien muodostaminen tarkastetaan rajatilojen toisen ryhmän mukaisesti,  $\gamma_f = 1$ . (31, s.4)

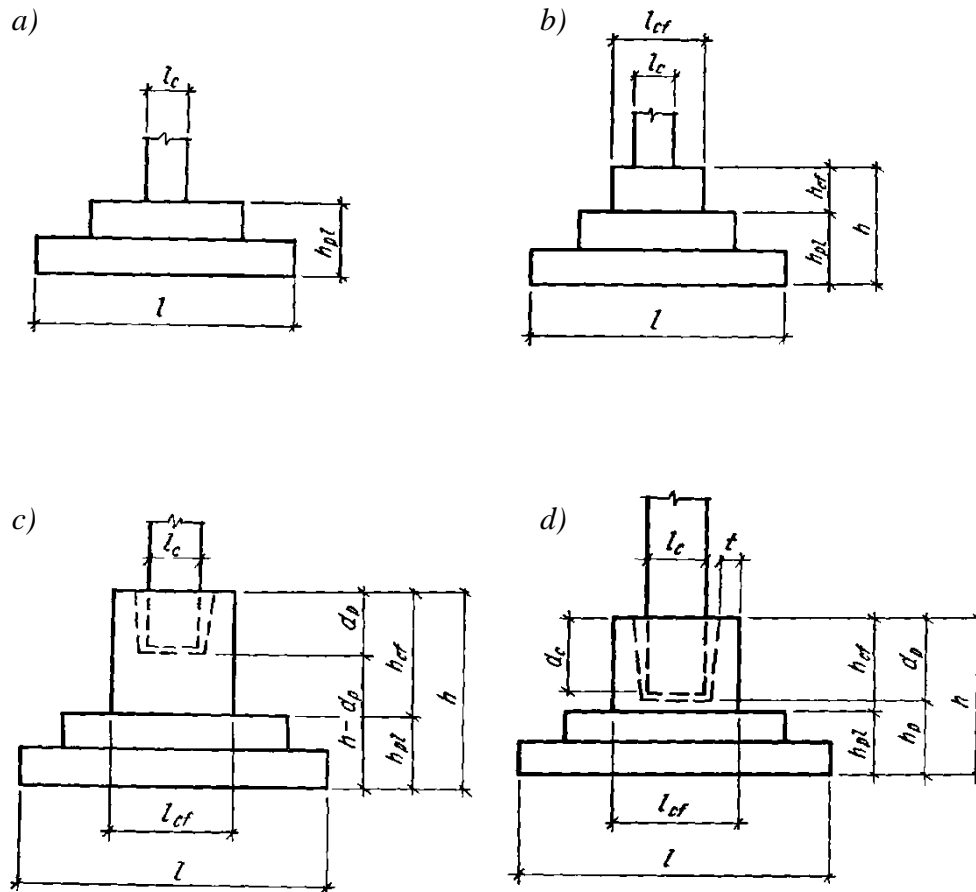
Venäläinen tapa rakentaa paikalla valettuja pilarianturoita on tehdä ne kerroksittain. Kerrosten määrä vaihtuu perustuksen korkeudesta riippuen:  $H \leq 450$  mm – yksi kerros,  $450 < H \leq 900$  mm – kaksi kerrosta,  $H > 900$  mm – kolme kerrosta. Yhden kerroksen minimikorkeus on 300 mm. Kerrosten koot on valittava siten että läpileikkautumisen kartio mahtuu niiden sisään (ks. tämän opinnäytetyön kuva 4.10. 3, c)). Paikalla valetut perustukset elementtipilareita varten suunnitellaan siten, että niiden koot ovat 300:lla jaolliset ( $a \cdot b = 1,5 \cdot 1,5 \dots 6,0 \cdot 5,4$  ja  $h = 1,5; 1,8; 2,4; 3,0; 3,6; 4,2$  m).

Perustusten materiaaliksi suositellaan valita luokan B15–B20 betoni. Raudoituksena käytetään halkaisijalta 10 mm hitsatut verkot, joiden silmäkoko on 100–200 mm. Betonin suojakerros on 30–35 mm<sup>5)</sup>, mikäli perustuksen alla on sora- tai betoniperusta, ja 70 mm ilman sitä (8, s.386).

On olemassa kaksi vaihtoehtoa miten pilari liittyy anturaan (ks. tämän opinnäytetyön kuva 4.3.2). Ensimmäiseen kuuluvat tapaukset a), b) ja c), toiseen tapaus d). Tapauksessa a) anturan ja pilarin liitos toteutetaan ilman peruspilaria tai peruspilari on matala. Tapauksessa b) peruspilarin korkeus  $h_{cf} \geq 0,5(l_{cf} - l_c)$ , tapauksessa c) peruspilari on korkea ja  $h_{cf} - d_p \geq 0,5(l_{cf} - l_c)$ . Tapauksessa d) peruspilari on korkea, mutta

<sup>5</sup> Betonirakenteiden suunnittelua käsittelevässä Säädösten Kokoelmassa SP 63.13330.2012 betonisuojakerrokseksi määrätään 40 mm, mikäli perustuksen alla on betonialusvalu (2, s.110)

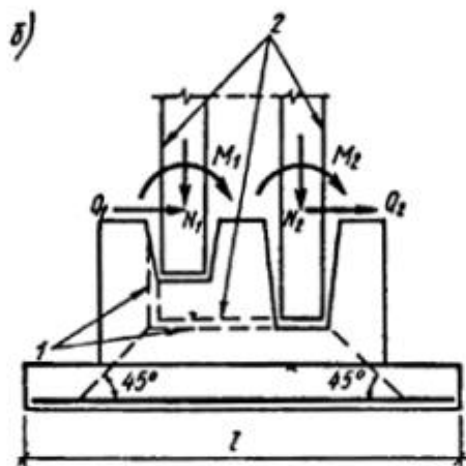
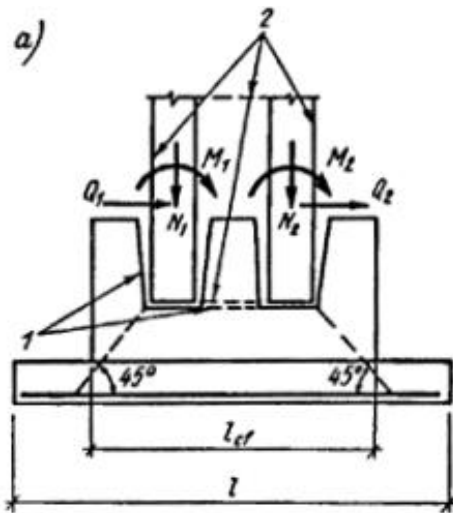
anturalaatta matala, pilari asennetaan holkkiin ja  $h_{ef} - d_p < 0,5(l_{ef} - l_c)$ . (31, s. 8)



**Kuva 4.4.1** Pilarin ja anturan liitos (31, s.5-6)

Tapauksissa a), b) ja c) anturan lävistyskestävyys tarkastetaan pilarin juuressa momentin ja normaalivoiman vaikutukselle. Tapauksessa d) anturan lävistyskestävyys tarkastetaan peruspilarin syvennyksen pohjan kohdalla pelkästään normaalivoiman vaikutukselle (31, s.5).

Mikäli anturaan tukeutuu useampi pilari, tai on kyseessä ristikkopilari, lävistyskartio muodostuu pilareiden reunoista ja peruspilarin syvennyksen syvyys määritellään syvemmän syvyyden mukaan (ks. tämän opinnäytetyön kuva 4.4.2).



**Kuva 4.4.2** Useamman pilarin tapaus (31, s.7)

Holkki-vaihtoehtoa en käsittele tässä opinnäytetyössäni.

#### 4.4.1 Perustamissyvyys

Perustusten perustamissyvyys määrätään huomioon ottaen seuraavat seikat (32, s.16):

- suunniteltavan rakennuksen tarkoitus ja sen rakenteisiin kohdistuvat kuormat
- vieressä olevien rakennusten perustamissyvyys sekä putkistojen ja kaapeleiden asennussyvyys
- olemassa oleva ja tuleva maasto
- rakennuspaikan pohjaolosuhteet

- pohjavedet ja vesistö
- pohjamaan routivuus

Pohjamaan routivuuden normiarvo saadaan joko seurantatutkimuksella tai teoreettisella laskelmalla. Seurantatutkimus suoritetaan vähintään 10 vuoden aikana lumesta vapaalla avoimella paikalla ja mitataan maksimiroutivuudet, joista lasketaan keskiarvo. Pohjaveden on oltava maksimiroutivuuden pisteen alapuolella. Mikäli ko. alueesta ei löydy seurantatutkimuksia, lasketaan normiroutivuus seuraavan kaavan mukaan (32, s.17):

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (138)$$

jossa

$M_t$  – kerroin, joka lasketaan Rakennusilmastotiede- Säädösten Kokoelmasta SP 131.13330.2012 saatavien alueen absoluuttisten talvikauden pakkaslämpötilojen summasta. Mikäli normissa ei ole käsitelty ko. aluetta, saadaan lämpötilat paikalliselta sääasemalta.

$d_0$  – syvyys, joka on:

- savelle 0,23 m
- siltille 0,28 m
- hiekalle 0,3 m
- moreenille 0,34 m

Pohjamaan routivuuden laskenta-arvo määritellään seuraavan kaavan mukaan (32, s. 17):

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (139)$$

jossa

$k_h$  – rakennuksen sisälämpötilan huomioon ottava kerroin, joka on:

- taulukon 4.3.1 mukaan rakennuksen ulkoseinien alla oleville perustoille
- 1,1 ulkoseinien alla ja rakennuksen sisäalueella oleville perustoille paitsi alueilla, joissa vuoden keskilämpötila on nollan alapuolella.

Yllä esitetty kaava pätee alueilla, joilla routivuus on alle 2,5 m. Muiden alueiden kuten vuoristojen ja ikirouta-alueiden maapohjien routivuus lasketaan SP:n 25.13330 mukaan.

**Taulukko 4.4.1** Kerroin  $k_h$  (32, s.18, taulukko 5.2)

Rakennuksen ominaisuudet	Kerroin $k_h$ kun sisälämpötila ulkoseinien rajoittamissa tiloissa on C°				
	0	5	10	15	20 ja yli
Rakennus ilman kellaria, lattian rakenne:					
– maanvarainen laatta	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
– anturapalkkien päällä	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
– rossipohja	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
Rakennus, jossa on kellari tai tekninen tila	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Huom.!

1. Taulukossa esitetyt kertoimen arvot koskevat perustuksia, joiden reunan etäisyys ulkoseinän linjaan  $a_f < 0,5m$ . Mikäli  $a_f \geq 0,5 m$ , kertoimen arvo korotetaan 0,1, kuitenkin niin, että kokonaisarvo on korkeintaan 1. Väliarvot määritellään interpoloiden.
2. Ulkoseinien kohdalla oleviin perustuksiin liittyviksi tiloiksi lasketaan kellarit ja tekniset tilat tai jos niitä ei ole, niin ensimmäisen kerroksen tilat.
3. Mikäli sisälämpötilan arvo on taulukossa annettujen välillä, kertoimen arvo pyöristetään alaspäin seuraavaan taulukossa olevaan arvoon.

#### 4.4.2 Sallittu pohjapaine

Sallittu pohjapaine lasketaan seuraavasti (32, s.21):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II}], \quad (140)$$



jossa

$\gamma_{c1}$  ja  $\gamma_{c2}$  – työolosuhdekertoimet, jotka määrätään SP:n 22.13330.2011 taulukon 5.4 mukaisesti

$k=1$ , jos maaperän ominaisuudet on määrätty tutkimuksilla

$k=1,1$ , jos maaperän ominaisuudet on määrätty SP:n 22.13330.2011 liitteen B mukaan

$M_y$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  – kertoimet, jotka määrätään SP:n 22.13330.2011 taulukon 5.5 mukaisesti

$k_z=1$ , kun  $b < 10\text{ m}$

$k_z=z_0/b+0,2$ , kun  $b > 10\text{ m}$  (tässä  $z_0=8\text{ m}$ )

$b$  – perustuksen leveys

$\gamma_{II}$  – perustuksen alla olevan maaperän keskivertotilavuuspaino

$\gamma'_{II}$  – perustuksen yllä olevan maaperän keskivertotilavuuspaino

$c_{II}$  – perustuksen alla olevan maakerroksen koheesion arvo [kPa]

$d_1$  – kellarittomien rakennusten perustusten perustamissyvyys, joka lasketaan kaavan 129 mukaan

$d_b$  – kellarin syvyys, ja mikäli se on yli 2 m, kellarin syvyydeksi määritellään 2 m

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf}\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}, \quad (141)$$

jossa

$h_s$  – perustuksen yllä olevan maakerroksen paksuus

$h_{cf}$  – kellarin lattian paksuus

$\gamma_{cf}$  – kellarin lattian laskentapaino kN/m<sup>3</sup>

Mikäli perustuksen alusta on sepeliä tai betonia, jonka paksuus on  $h_n$ , sallitaan korottaa sillä  $d_1$ :n arvo.

Mikäli rakennuksen perustamissyvyys on noin 2 m ja perustuksen leveys 1 m, voidaan laskea sallittu pohjapaine seuraavasti:

– mikäli  $d \leq 2m$

$$R = R_0[1 + k_1(b - b_0)/b_0](d + d_0)/2d_0, (142)$$

– mikäli  $d > 2m$

$$R = R_0 \left[ 1 + \frac{k_1(b-b_0)}{b_0} \right] + k_2 \gamma'_{II} (d + d_0)/2d_0, (143)$$

joissa

$R_0$  – alustava pohjapaine SP:n 12.13330.2011 liitteen B taulukoiden mukaan

$k_1 = 0,125$  moreenille ja hiekalle

$k_1 = 0,05$  siltille ja saville

$k_2 = 0,25$  moreenille ja hiekalle

$k_2 = 0,2$  siltille

$k_2 = 0,15$  saville

#### 4.4.3 Pohjapaine

Keskeisesti kuormitetun anturan pinta-ala määritellään alustavasti seuraavan kaavan mukaan (30, s.47):

$$A = bl = \frac{N_{ser}}{R_{ser} - \gamma_m d}, (144)$$

jossa

$b, l$  – anturalaatan leveys ja pituus

$N_{ser}$  – anturan yläpinnan tasossa olevan kuorman laskenta-arvo (rajatilojen toisen ryhmän mukaan)

$R_{ser}$  – normien mukainen pohjapaineen laskenta-arvo

$d$  – anturan alapinnan syvyys (perustamistaso)

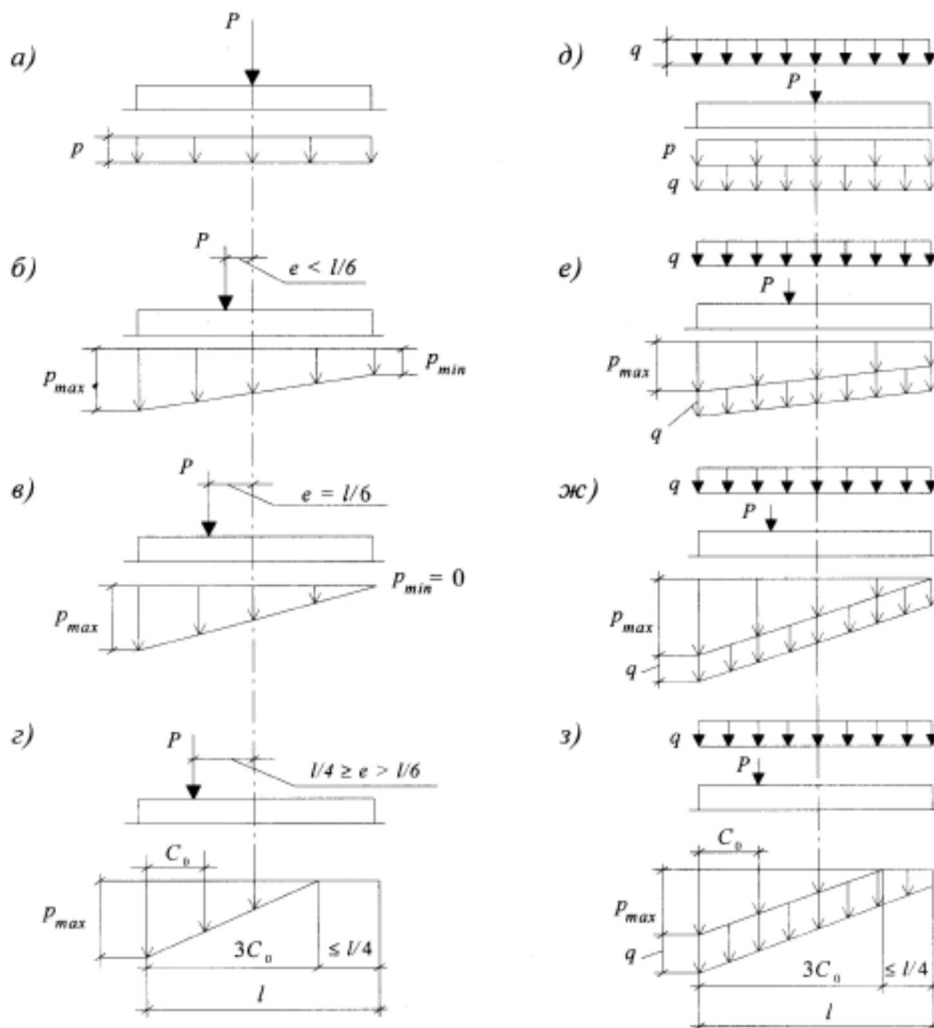
$\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$  – perusmaan tilavuuspaino rakennuksissa ilman kellaria

$\gamma_m = 17 \text{ kN/m}^3$  – perusmaan tilavuuspaino rakennuksissa kellarin kanssa

Neliömuotoisen anturan sivu  $b = l = \sqrt{A}$ . Suorakaidemuotoisen anturan pienempi sivu lasketaan seuraavan kaavan mukaan:

$$b = \sqrt{A/\eta}, \quad (145)$$

jossa  $\eta$  on anturan isomman ja pienemmän sivun suhde  $l/b$ .



**Kuva 4.4.3** Perustuksen pohjapainejakaumat siihen kohdistuvista kuormista riippuen (32, s.32, kuva 5.1)

Kun suhteellinen epäkeskisyys  $e/l \leq 1/6$ , perustuksen pohjapainejakauma määritellään seuraavan kaavan mukaan (32, s.27):

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{mt}d \pm M/W , (146)$$

jossa

$N$  – pystykuormien summa paitsi perustuksen ja sen päällä olevan pohjamaan paino

$A$  – perustuksen pinta-ala

$\gamma_{mt}$  – perusmaan tilavuuspaino

$d$  – perustuksen paksuus

$M$  – momenttiresultantti kaikista perustukseen kohdistuvista kuormista sen alapinnan tasossa

$W$  – perustuksen alapinnan taivutusvastus

Kun suhteellinen epäkeskisyys  $e/l > 1/6$ , perustuksen pohjapainejakauma lasketaan seuraavasti (32, s.27):

$$p = 2(N + \gamma_{mt}ldb)/\pm(3bC_0) , (147)$$

jossa

$C_0$  – resultantin vaikutuspisteen ja anturan reunan välinen etäisyys, joka määritellään seuraavan kaavan mukaan:

$$C_0 = \frac{l}{2} - M/(N + \gamma_{mt}dlb) , (148)$$

Epäkeskisyys lasketaan kaavasta:

$$e = M/(N + \gamma_{mt}dlb) , (149)$$

Mikäli suorakaidemuotoiseen perustukseen vaikuttavat taivutusmomentit  $M_x$  ja  $M_y$ , maksimi pohjapaine lasketaan reunapisteessä:

$$P_{max} = \frac{N}{A} + \gamma_{mt}d + M_x/W_x + M_y/W_y, (150)$$

Perustuksen kummankin keskilinjän pohjapaineen jakauman arvo ei saa ylittää arvoa  $1,2R$  ja nurkkapisteessä  $1,5R$ .

#### **4.4.4 Lävistysleikkaus, tapaus: pilari asennetaan peruspilarin päälle**

Keskeisesti kuormitetun neliömuotoisen anturan mitoitus lävistykselle tapahtuu seuraavan kaavan mukaan (31, s.7):

$$F \leq R_{bt}u_m h_{0,pl}, (151)$$

jossa

$F = N$  – lävistävä voima

$R_{bt}$  – betonin vetolujuus

$u_m$  – lävistyskartion ylä- ja alapinnan piirien keskiarvo

$h_{0,pl}$  – perustuksen laattaosan tehollinen korkeus (ks. kuva 4.4.1)

$$u_m = 2(b_c + l_c + 2h_{0,pl}), (152)$$

kun  $b - b_c > 2h_{0,pl}$ ,  $u_m$  korvataan anturan tarkastettavan sivun keskiarvolla  $b_m$ :

$$b_m = b_c + h_{0,pl}, (153)$$

kun  $b - b_c \leq 2h_{0,pl}$ ,  $u_m$  korvataan anturan tarkastettavan sivun keskiarvolla  $b_m$ :

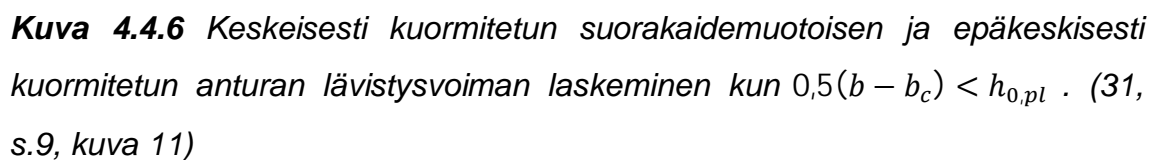
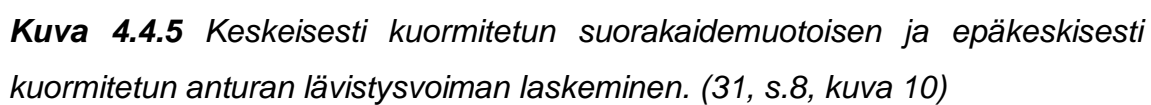
$$b_m = 0,5(b + b_c), (154)$$


$$F = A_0 p_{max} , \quad (155)$$

$A_0$  – perustuksen alimpaan laattaan kohdistuvan lävistyskartion pinta-ala (ks. kuva 4.3.5)

$$A_0 = 0,5b(l - l_c - 2h_{0,pl}) - 0,25(b - b_c - 2h_{0,pl})^2, \quad (156)$$

Mikäli  $b - b_c - 2h_{0,pl} \leq 0$ , lausekkeen viimeistä jäsentä ei oteta huomioon (ks. kuva 4.3.6).



Kun  $b - b_c > 2h_{0,pl}$  , epäkeskisesti kuormitetun anturan hyötykorkeus lasketaan seuraavan kaavan mukaan (31, s.9):

$$h_{0,pl} = -0,5b_c + \sqrt{0,25b_c^2 + (b_{c1} - c_b^2)/(1 + r)} , (157)$$

$$r = R_{bt}/p_{max} , (140)$$

$$c_l = 0,5(l - l_c) , (141)$$

$$c_b = 0,5(b - b_c) , (142)$$

Mikäli  $-b_c \leq 2h_{0,pl}$ , anturan laatan hyötykorkeus lasketaan seuraavasti:

$$h_{0,pl} = \frac{b_{c1}}{[b + 0,5r(b + b_c)]} , (158)$$

Pilarianturan lävistyskestävyys on tarkastettava myös yhdistetyille rasituksille, jos sitä rasittaa samanaikaisesti vähintään 2 voimasuuretta (ks. tämän opinnäytetyön luku 4.3).

#### **4.4.5 Pilarianturan momenttiteräket**

Pilarianturaan vaikuttava momentti lasketaan kaavasta:

$$M = \frac{1}{2}p(l - l_c)^2l , (159)$$

jossa

$p$  – maksimi pohjapaine

$l$  – anturan pituus

$l_c$  – peruspilarin poikkileikkauksen korkeus

Pilarianturan momenttiraudoitusperiaate on sama kuin muidenkin taivutettujen rakenneosien, joita on kuvattu tämän opinnäytetyön luvussa 4.1.

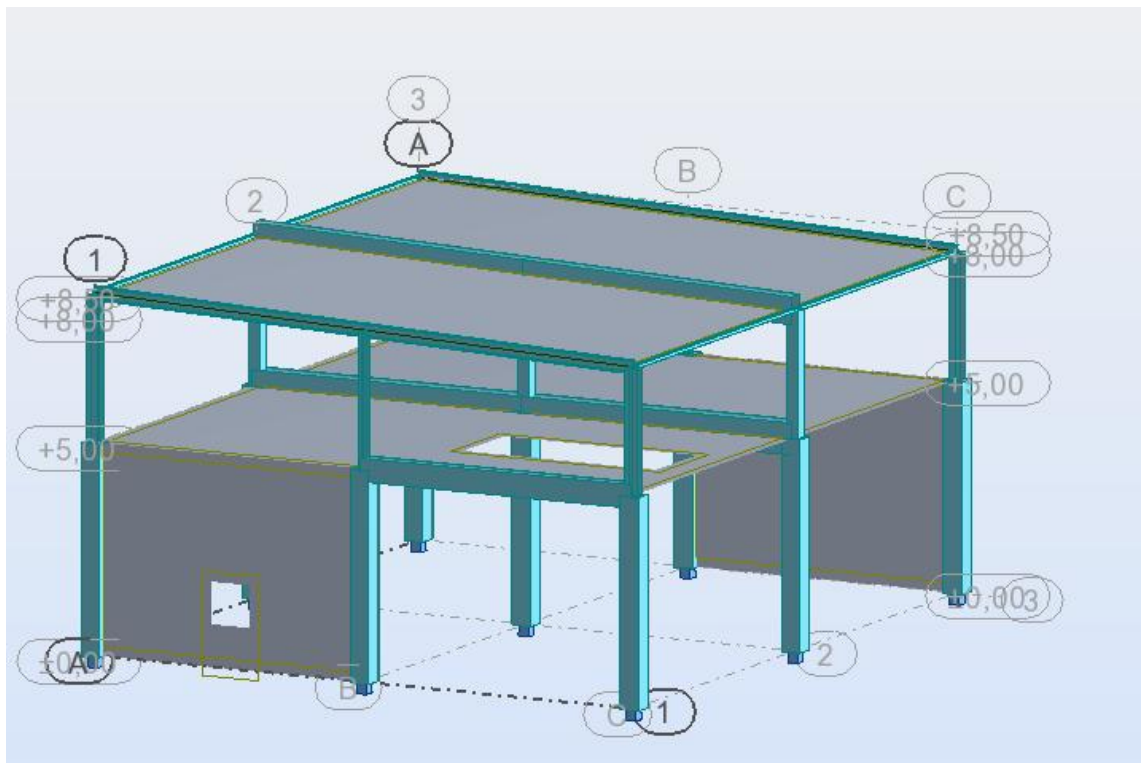


## 5. LASKELMAT

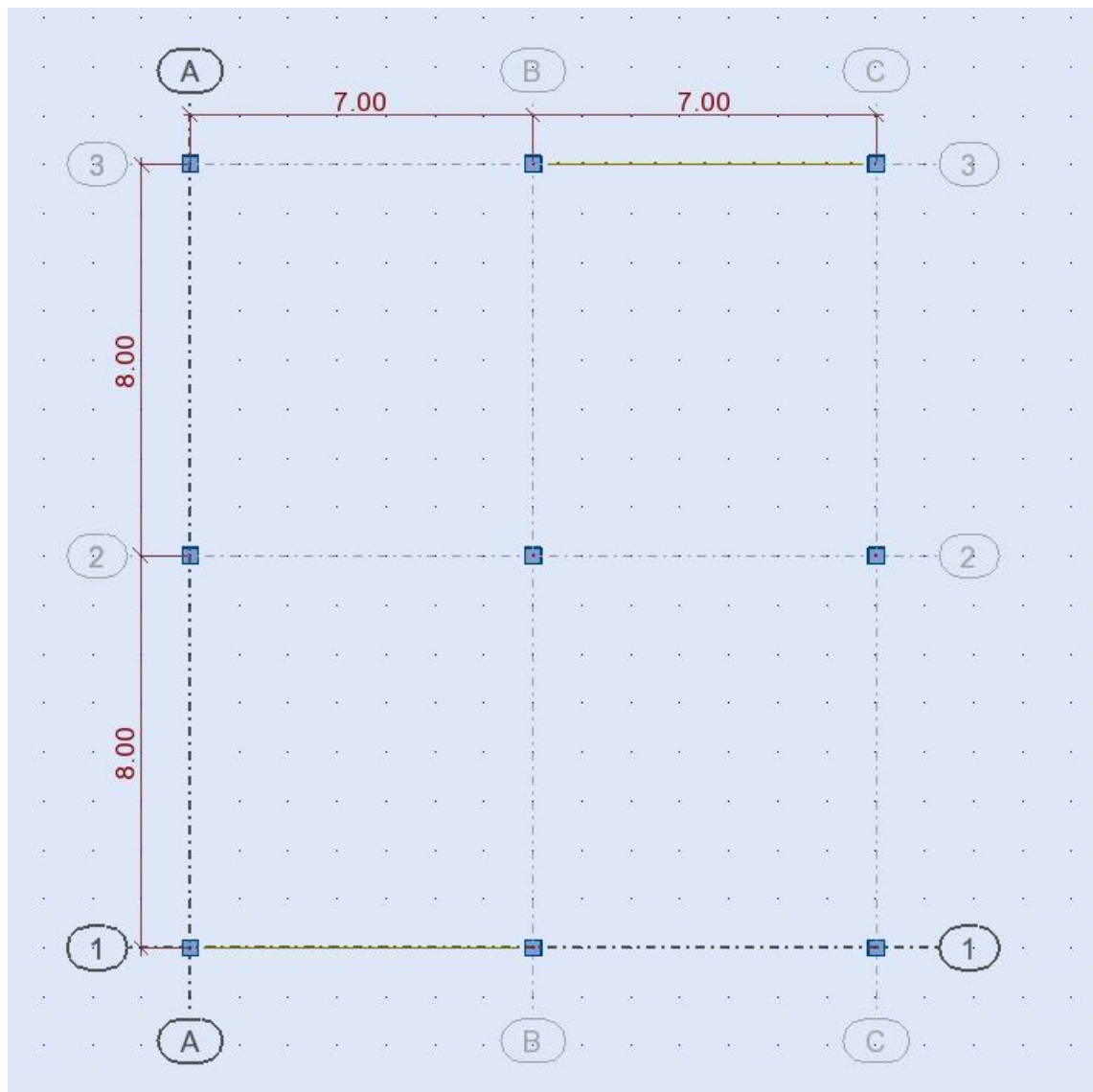
Jotta Säästösten Kokoelmien ja Eurokoodi-standardien mukaisten laskelmien vertailu olisi mahdollisimman todenmukainen, tarkastettavan rakennuksen sijainniksi sopii paikka lähellä Ilomantsia Suomen puolella ja lähellä Sortavalaa Venäjän puolella. Alueeksi on valittu esikaupunki.

### 5.1 Rakenteiden kuvaus

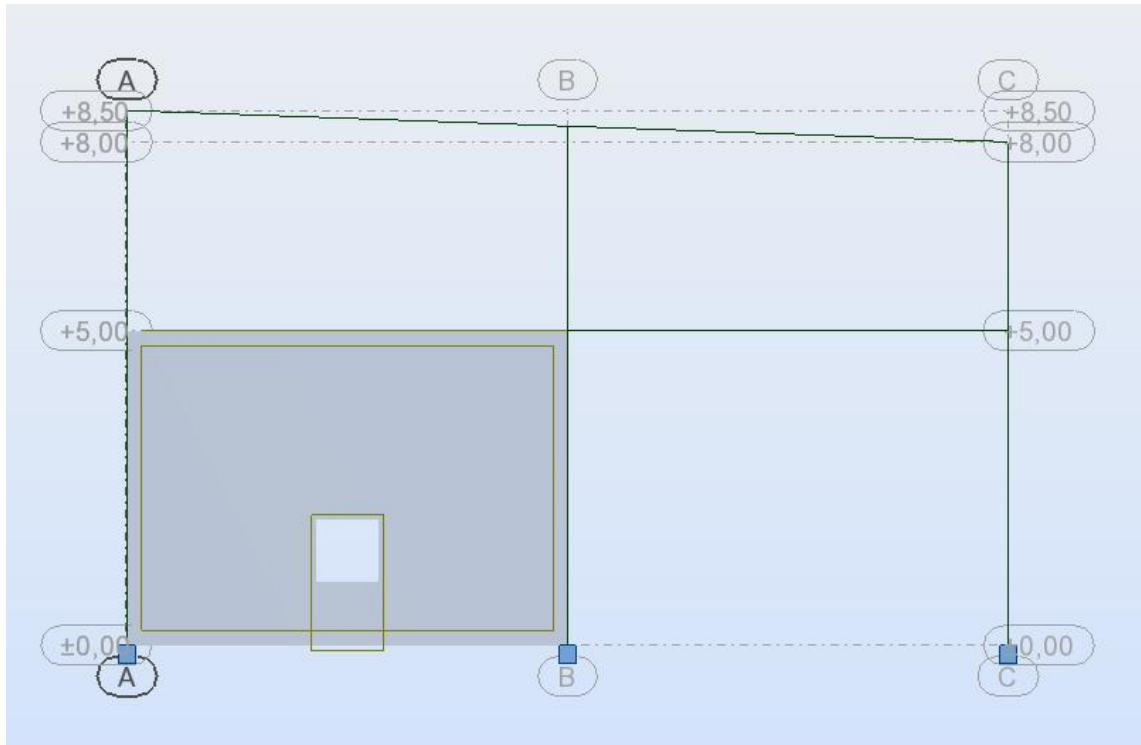
Tarkastettavaksi rakennukseksi on valittu kuvitteellinen rakennus, jonka kantava runko koostuu pilareista, palkeista, laatoista ja seinistä.



**Kuva 5.1.1** Rakennuksen 3D-malli



**Kuva 5.1.2** 3D-mallin moduuliverkko



**Kuva 5.1.3** Rakennuksen rakennemallin leikkaus

## 5.2 Rakenteisiin kohdistuvat kuormat, Säädösten Kokoelma (SP)

Kyseessä oleva rakennus kuuluu vastuuluokkaan 2 (normaali vastuutaso, ks. tämän opinnäytetyön luku 2), joten kuormayhdistelmissä  $\gamma_n=1$ .

Rakennuksen korkeus on 8,5 m ja maastoluokka B (ks. tämän opinnäytetyön luku 2.5), taulukon 2.5.2 mukaan kerroin  $k=0,6$ .

Laskelmissa on käytetty seuraava kuormien luokitus:

- 1) rakenteiden omapaino – pysyvät kuormat (rajatilojen ensimmäinen ryhmän mukaisissa laskelmissa varmuuskerroin on 1,1 ja rajatilojen toisen ryhmän mukaisissa laskelmissa varmuuskerroin on 1)
- 2) varastokuorma – väliaikainen pitkäaikainen kuorma (rajatilojen ensimmäinen ryhmän mukaisissa laskelmissa varmuuskerroin on 1,4 ja rajatilojen toisen ryhmän mukaisissa laskelmissa varmuuskerroin on 1)

- 3) lumikuorma – väliaikainen lyhytaikainen, pääkuorma (rajatilojen ensimmäinen ryhmän mukaisissa laskelmissa varmuuskerroin on 1,4 ja rajatilojen toisen ryhmän mukaisissa laskelmissa varmuuskerroin on 1)
- 4) tuulikuorma – väliaikainen lyhytaikainen, toisarvoinen kuorma (rajatilojen ensimmäinen ryhmän mukaisissa laskelmissa varmuuskerroin on 1,4 ja rajatilojen toisen ryhmän mukaisissa laskelmissa varmuuskerroin on 1, pienennyskerroin toisarvoiselle kuormalle  $\psi_{t2}=0,9$ )

### 5.2.1 Lumikuormat

Sortavala kuuluu alueeseen V, joten maanpinnan lumikuorman ominaisarvo  $S_g$  on  $3,2 \text{ kN/m}^2$  (ks. tämän opinnäytetyön kuva 2.4.1). Alueen tammikuun keskilämpötila on  $-10^\circ$ , joten lumikuorman laskenta-arvo alennetaan kertomalla se 0,7:llä (ks. tämän opinnäytetyön kohta 2.4 ja kuva 2.4.2).

Johtuen siitä, että katon kaltevuus on vain  $2^\circ$  ja kolmena kylmimpinä kuukausina tuulen keskinopeus  $V = 4 \text{ m/s} \geq 2 \text{ m/s}$ , lumikuorman normiarvo lasketaan seuraavasti:

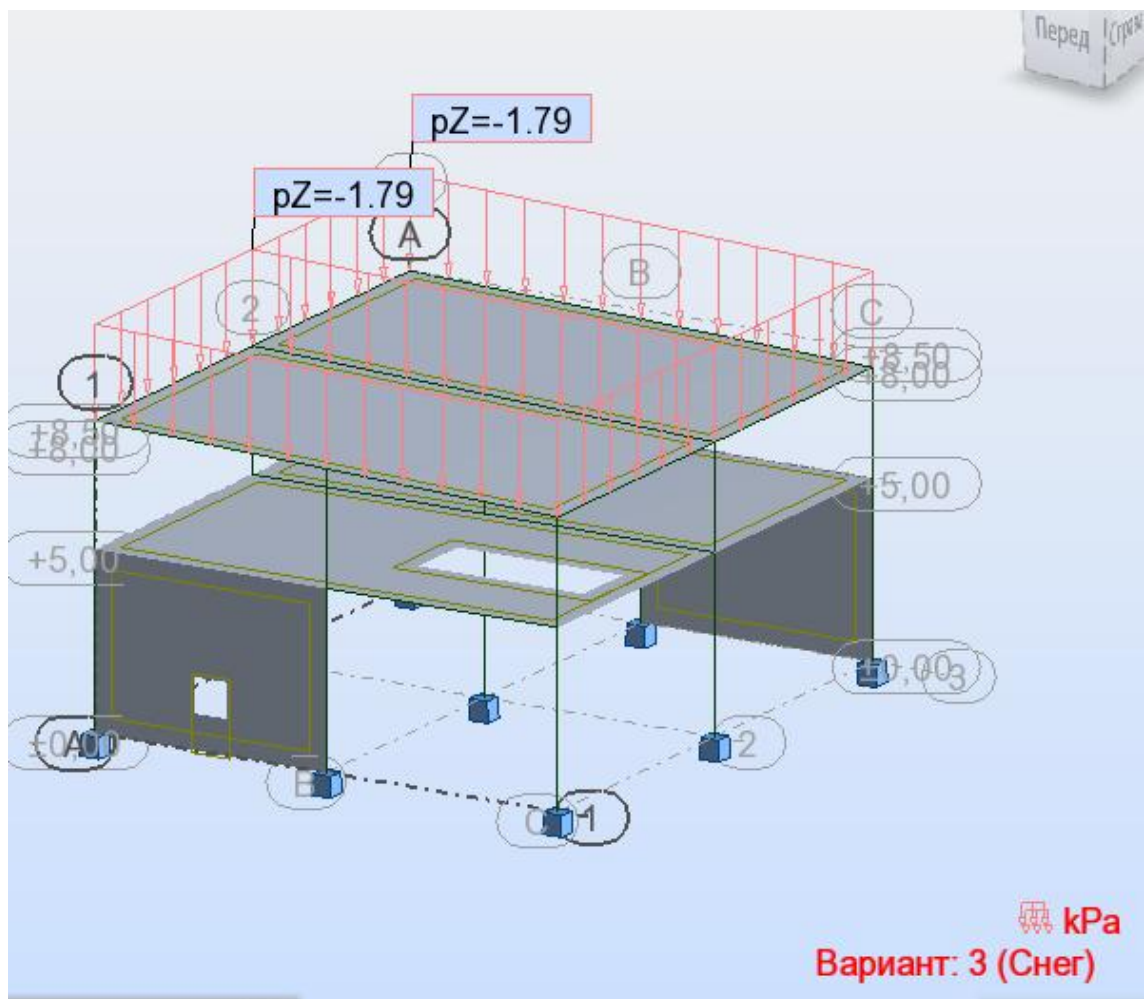
**Taulukko 5.2.1** Lumikuorman normiarvon laskentaan tarvittavat tiedot

Maassa olevan lumikuorman ominaisarvo	$S_g = 3,2 \text{ kN/m}^2$
Kolmena kylmimpinä kuukausina tuulen keskinopeus	$V = 3 \text{ m/s}$
Rakennuksen korkeudesta ja maaston tyypistä riippuva kerroin	$k = 0,65$
Rakennuksen leveys	$b = 14 \text{ m}$
Lämpötilakerroin	$c_t = 1$
Lumikuorman muuntokerroin	$\mu = 1$
Korkeus	$Z_e = h = 8,5 \text{ m}$
Kerroin	$k_{10} = 0,65$
Kerroin	$\alpha = 0,2$

$$k_{ze} = k_{10}(Z_e/10)^{2\alpha} = 0,65 \cdot (8,5\text{m}/10)^{2 \cdot 0,2} = \mathbf{0,609}$$

$$\begin{aligned} c_e &= (1,2 - 0,1V\sqrt{k_{ze}})(0,8 + 0,002b) = \\ &= (1,2 - 0,1 \cdot 3\text{ m/s} \cdot \sqrt{0,609})(0,8 + 0,002 \cdot 14\text{m}) = \mathbf{0,8} \end{aligned}$$

$$S_0 = 0,7c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 0,727 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 3,2\text{ kN/m}^2 = \mathbf{1,792\text{ kN/m}^2}$$



**Kuva 5.2.1** Lumikuorma  $S_0$ ,  $\text{kN/m}^2$

### 5.2.2 Tuulikuormat

Sortavala kuuluu tuulialueeseen II (ks. tämän opinnäytetyön kuva 2.5.1). Tällöin tuulen paineen ominaiskuorma  $w_0 = 0,30 \text{ kN/m}^2$  (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 2.5.1).

#### Lähtötietoina käytetään seuraavat arvot:

Tuulenpuoleisen seinän leveys  $d = 16 \text{ m}$

Rakennuksen korkeus  $h = 8,5 \text{ m}$

Aerodynaaminen kerroin  $c = 0,8 + 0,5 = 1,3$  (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 2.5.4)

Värähtelyjen logaritminen dekrementti  $\delta = 0,3$  (ks. tämän opinnäytetyön s.36)

Oletetaan rakennuksen ominaisvärähtelyt  $f_1 = 0,7 \text{ Hz}$ ,  $f_2 = 3,0 \text{ Hz}$

Varmuuskerroin  $\gamma_f = 1,4$

Laskelma:

5) Taulukosta 2.5.3 saadaan seuraavat arvot B-luokan alueelle

$$\alpha = 0,2$$

$$k_{10} = 0,65$$

$$\zeta_{10} = 1,06$$

6) Taulukon 2.5.7 mukaan rakennuksen ominaistaajuuden raja-arvo on  $f_l = 1,1 \text{ Hz}$

7) Tuulen painemuutokset huomioon ottava kerroin lasketaan seuraavasti:

$$k_{(z_e)} = k_{10}(Z_e/10)^{2\alpha} = 0,65 \cdot (8,5\text{m}/10)^{2 \cdot 0,2} = 0,609$$

8) Tuulenpuuskakerroin lasketaan kaavasta:

$$\zeta_{(z_e)} = \zeta_{10}(Z_e/10)^{-\alpha} = 1,06 \cdot (8,5\text{m}/10)^{-0,2} = 1,095$$

- 9) Johtuen siitä, että  $f_l < f_l < f_2$ , dynaaminen kerroin  $\xi$  määritellään tämän opinnäytetyön kuvan 2.5.6 mukaan. Tätä varten tarvitaan seuraavat arvot:

$$Z_{\text{ЭК}} = 0,7h = 0,7 \cdot 8,5m = 5,95m$$

$$k_{(Z_{\text{ЭК}})} = k_{10}(Z_{\text{ЭК}}/10)^{2\alpha} = 0,65 \cdot (5,95/10)^{2 \cdot 0,2} = 0,53$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{w_0 k_{(Z_{\text{ЭК}})} \gamma_f}}{940 f_1} = \frac{\sqrt{0,3 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,53 \cdot 1,4}}{940 \cdot 0,7 \text{ Hz}} = 0,023$$

Tämän opinnäytetyön kuvasta 2.5.6 saadaan  $\xi = 1,323$

- 10) Tämän opinnäytetyön taulukosta 2.5.8 määrätään seuraavat arvot:

$$\rho = d = 16 \text{ m}$$

$$X = h = 8,5 \text{ m}$$

- 11) Taulukon 2.5.9 mukaan korrelaatiokerroin  $\nu = 0,82$

- 12) Tuulen paineen keskiarvo lasketaan seuraavasti:

$$w_m = w_0 k_{(Z_e)} c = 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,609 \cdot 1,3 = 0,238 \text{ kN/m}^2$$

- 13) Tuulen puuskakomponentti lasketaan kaavasta:

$$w_p = w_m \xi \zeta_{(Z_e)} \nu = 0,238 \cdot 1,323 \cdot 1,095 \cdot 0,82 = 0,282 \text{ kN/m}^2$$

- 14) Rakennukseen vaikuttava normituulikuorma:

$$w = w_m + w_p = 0,238 + 0,282 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

- 15) Tuulenpuoleisen seinän tuulikuorma

$$w_{\text{vasen}} = 0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

- 16) Imupuoleisen seinän tuulikuorma

$$w_{oikea} = 0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,26 \text{ kN/m}^2$$

**Taulukko 5.2.2** Pilareihin kohdistuvat tuulikuormat, normiarvo

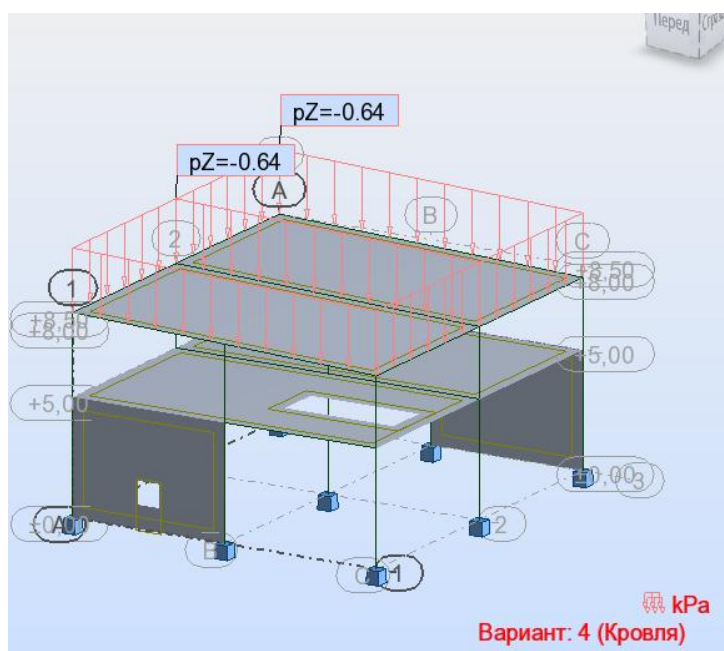
Moduuli	Tuulenpuoli (tuuli X)	Imu (tuuli X)
A/1	$0,42 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m}/2 = 1,68 \text{ kN/m}$	$-0,26 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m}/2 = -1,04 \text{ kN/m}$
A/2	$0,42 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m} = 3,36 \text{ kN/m}$	$-0,26 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m} = -2,08 \text{ kN/m}$
A/3	$0,42 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m}/2 = 1,68 \text{ kN/m}$	$-0,26 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m}/2 = -1,04 \text{ kN/m}$

Katolla vaikuttavaa tuulen nostovoimaa ei oteta näissä laskelmissa huomioon.

### 5.2.3 Yläpohjarakenteet

Yläpohjarakenteiden paino muodostuu seuraavasti:

- lämmöneristeet ja kate painavat  $0,64 \text{ kN/m}^2$
- 300 mm teräsbetoni-laatta painaa  $7,5 \text{ kN/m}^2$
- moduulilla 2 olevan teräsbetonipalkin alustavat mitat ovat  $b \cdot h = 400 \cdot 650$ , sen paino on  $6,5 \text{ kN/m}$



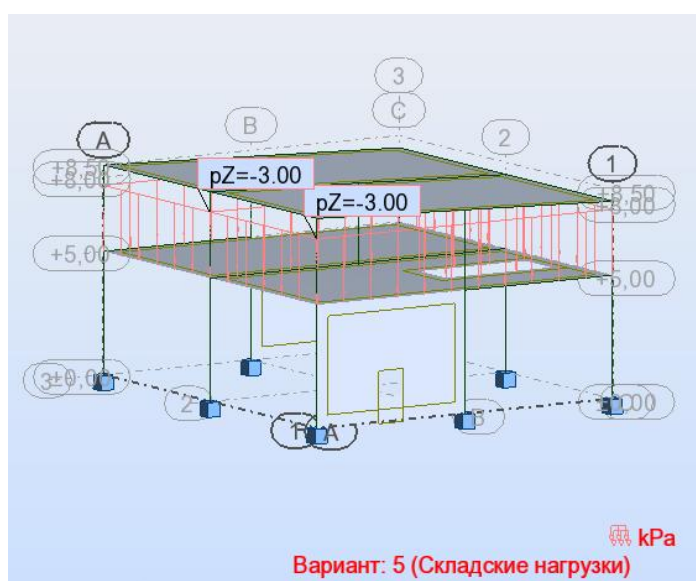
**Kuva 5.2.2** Vesikattorakenteiden omapaino



### 5.2.4 Välitason kuormat

- 300 mm teräsbetoni-laatta painaa 7,5 kN/m<sup>2</sup>
- Suorakaiteenmuotoisen teräsbetonipalkin uuman mitat ovat  $b \cdot h = 450 \cdot 750$ , sen paino on 8,4 kN/m

Taulukon 2.2.2 mukaan tuotantovarastotilojen laattoihin kohdistuvan kuorman minimiarvon on oltava 3 kN/m<sup>2</sup>, joten mallirakennuksessa otetaan käyttöön sama kuorma.



**Kuva 5.2.3** Varastotilan normipintakuorma

## 5.3 Rakenneosien laskenta, Säädösten Kokoelma (SP)

Mallirakennuksen teräsbetonirakenneosien laskennassa käytetään betoniluokka B30, jonka parametrit ovat seuraavat:

**Taulukko 5.3.1** Betoniluokan B30 laskentalujuudet ja materiaaliominaisuudet

SP	B30
$R$ [N/mm <sup>2</sup> ]	30
$R_{b,n}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	22
$R_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	17,0

SP	B30
$R_{bt,n}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,75
$R_{bt}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,15
$E_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	32500

Raudoituksen luokaksi valitaan A500. Sen laskentavetolujuus ja laskentapuristuslujuus ovat samanarvoisia  $R_s=R_{sc}=435 \text{ MN/m}^2$  ja hakojen laskentavetolujuus  $R_{sw}=300 \text{ MN/m}^2$ .

Rakenteet ovat suljetussa tilassa, jonka suhteellinen kosteus on normaali, joten betonipeitteen sallittu minimi on 20 mm.

Palonkestoluokaksi valitaan R60. Rakenneosan betonipeitteeksi valitaan tämän opinnäytetyön taulukoista 3.4.3...3.4.7 rakenneosan reunan ja teräksen painopisteakselin välisen etäisyyden ja teräksen halkaisijan erotus kantavasta rakenneosasta riippuen. Samoista taulukoista selviävät rakenneosien minimipaksuudet.

**Taulukko 5.3.2** Malliesimerkin rakenneosien minimipaksuudet ja leveydet sekä betonipeite

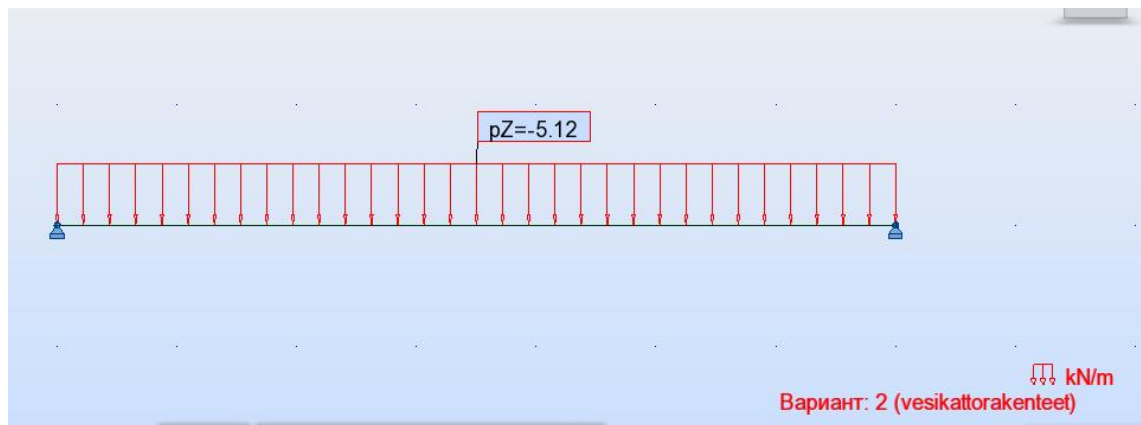
rakenneosa	minimipaksuus / minimileveys [mm]	betonipeite
palkki	300	25 mm - $\varnothing/2$ - $\varnothing_{sw}$
pilari	200 (palon vaikutus neljältä sivulta)	35 mm - $\varnothing/2$ - $\varnothing_{sw}$
laatta (yksiaukkoinen)	80	25 mm - $\varnothing/2$ - $\varnothing_{sw}$
seinä	140	25 mm - $\varnothing/2$ - $\varnothing_{sw}$

### 5.3.1 Yläpohjan palkin mitoitus

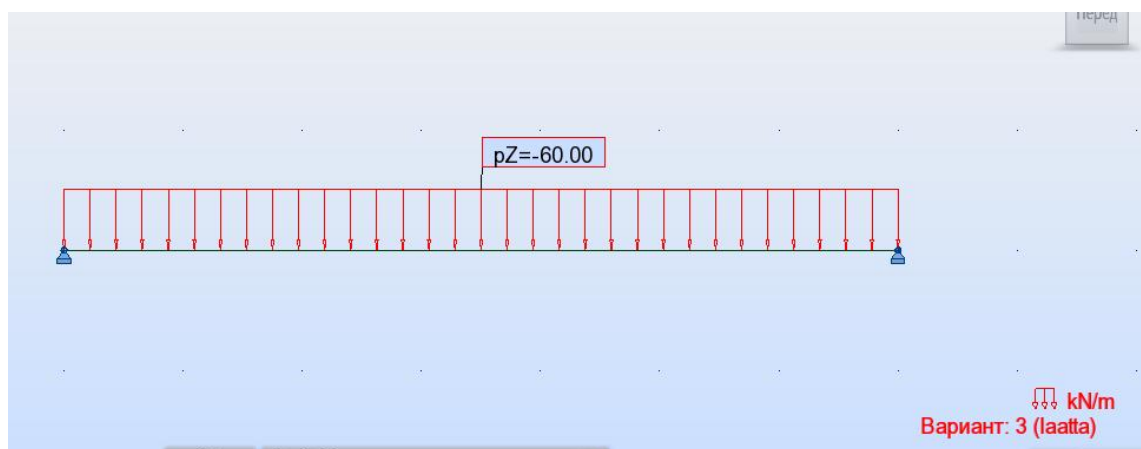
Pysyviksi kuormiksi luetaan tässä tapauksessa rakenteiden omat painot.

#### **Rajatilojen ensimmäinen ryhmä (rakenteiden kestävyyyden ja raudoituksen laskenta)**

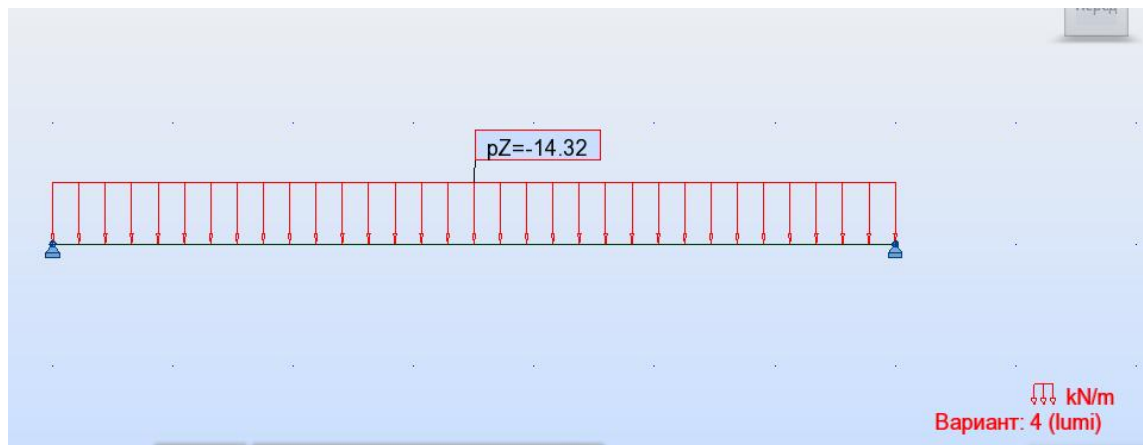
Moduulilla 2 sijaitsevaan yläpohjan keskipalkkiin kohdistuvien kuormien laskelmia varten valitaan **Peruskuormayhdistelmä**, johon kuuluvat pysyvät, pitkäaikaiset ja lyhytaikaiset kuormat. Mallirakennuksen yläpohjaan kohdistuvat tässä tapauksessa rakenteiden omasta painosta syntyvät pysyvät kuormat ja lumen muodostama lyhytaikainen kuorma, kuormitusalue on 8 m.



**Kuva 5.3.1** Palkkiin kohdistuvien yläpohjan rakenteiden painot



**Kuva 5.3.2** Palkkiin tukeutuvan yläpohjalaatan paino



**Kuva 5.3.3** Palkkiin kohdistuva lumikuorma

Näin ollen rajatilojen ensimmäisen ryhmän mukainen yläpohjapalkkiin kohdistuva kuorma lasketaan seuraavasti (ks. kaava 2):

$$1 \cdot 1,1 \cdot 8m \cdot (0,64 \text{ kN/m}^2 + 7,5 \text{ kN/m}^2) + 1 \cdot 1,4 \cdot 8m \cdot 1,79 \text{ kN/m}^2 = \\ = 91,7 \text{ kN/m}$$

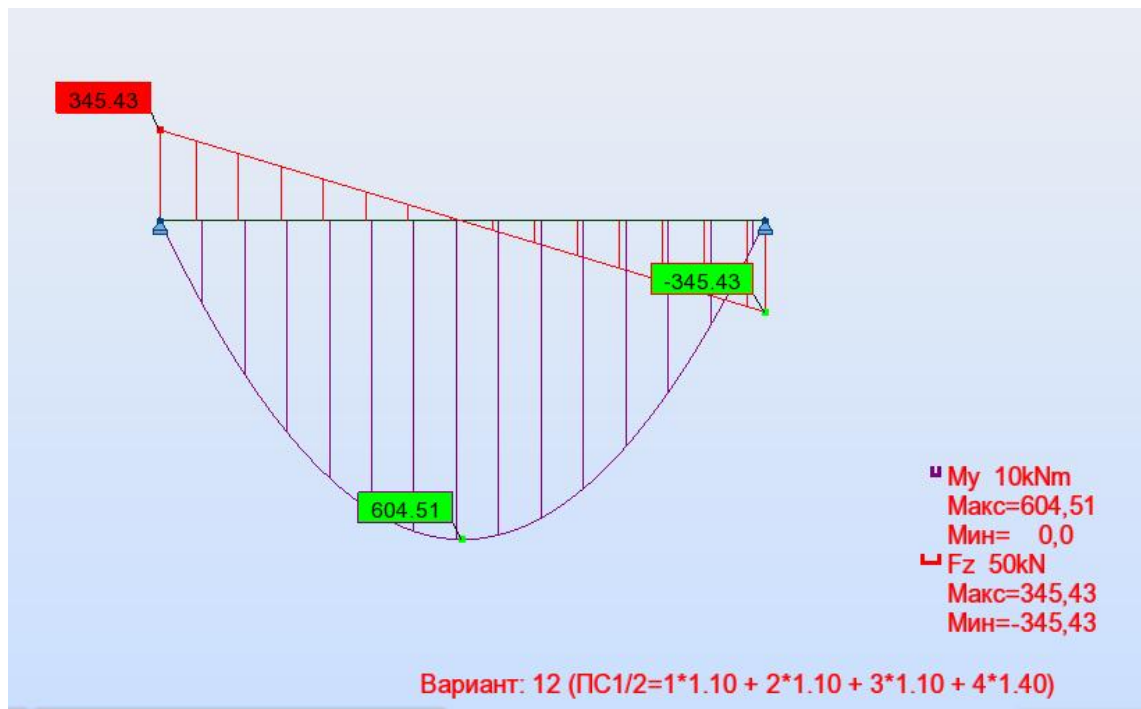
Vastaavasti palkin omapainon laskenta-arvo saadaan:

$$1 \cdot 1,1 \cdot 6,5 \text{ kN/m} = 7,15 \text{ kN/m}$$

Yksinkertaisuuden vuoksi määritellään yläpohjapalkit yksiaukkoisiksi, joten moduulin 2 palkkien laskentataivutusmomentti ja leikkausvoima ovat:

$$M = \frac{(91,68 + 7,15) \text{ kN/m} \cdot (7,0 \text{ m})^2}{8} = 605 \text{ kNm}$$

$$Q = \frac{(91,68 + 4,1) \text{ kN/m} \cdot 7,0 \text{ m}}{2} = 346 \text{ kN}$$



**Kuva 5.3.4** Palkkiin kohdistuvien kuormien momentin ja leikkausvoiman kuviot (MRT)

## SUORAKAIDEPALKIN MITOITUS

### LÄHTÖTIEDOT

#### Betoni

Betoniluokka

$$B := 30$$

Laskentapuristuslujuus

$$R_b := 17 \frac{MN}{m^2}$$

Laskentavetolujuus

$$R_{bt} := 1.15 \frac{MN}{m^2}$$

Kimmomoduuli

$$E_b := 32500 \frac{MN}{m^2}$$

Betonin puristuslujuutta  $R_b$   
vastaava suhteellinen puristuma

$$\varepsilon_{b2} := 4.8 \cdot 10^{-3}$$

#### Teräs

Raudituksen luokka

$$A500$$

Laskentavetolujuus

$$R_s := 435 \frac{MN}{m^2}$$

Hakojen laskentavetolujuus

$$R_{sw} := 300 \frac{MN}{m^2}$$

Laskentapuristuslujuus

$$R_{sc} := 435 \frac{MN}{m^2}$$

Kimmomoduuli

$$E_s := 2.0 \cdot 10^5 \frac{MN}{m^2}$$

Alustava vedetyn teräksen halkaisija

$$\phi := 25mm$$

Alustava puristetun teräksen halkaisija

$$\phi_p := 12mm$$

Haat, halkaisija

$$\phi_{sw} := 10mm$$

Vetoteräksen nimellinen poikkipinta-ala

$$A_\phi := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 490.874 \cdot mm^2$$

Puristusteräksen nimellinen poikkipinta-ala

$$A_{\phi p} := \pi \cdot \frac{\phi_p^2}{4} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Vetoterästen määrä

$$n := 5$$

Puristusterästen määrä

$$n_p := 0$$

Vetoterästen pinta-ala

$$A_n := A_{\phi} \cdot n = 2.454 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Puristusterästen pinta-ala

$$A_{pn} := A_{\phi p} \cdot n_p = 0$$

Hakateräksen pinta-ala

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{sw}^2}{4} = 157.08 \cdot \text{mm}^2$$

Palkin reunan ja teräksen akselin välinen etäisyys, palovaatimus mukana

$$a := 45 \cdot \text{mm}$$

Betonipeite

$$c_{bet} := a - \frac{\phi}{2} - \phi_{sw} = 22.5 \cdot \text{mm}$$

Minimi betonipeite

$$c_{vaad} := 20 \cdot \text{mm}$$

$$Ehto(c_{bet}) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } c_{bet} \geq c_{vaad} \\ \text{"tarkastettava mitta a"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(c_{bet}) = \text{"OK"}$$

Vedetyn raudoituksen vetolujuutta  $R_s$  vastaava suhteellinen muodonmuutos

$$\epsilon_{sel} := \frac{R_s}{E_s} = 2.175 \times 10^{-3}$$

### Suorakaidepoikkileikkaus

Uuman leveys

$$b := 0.4 \text{ m}$$

Palkin korkeus

$$h := 0.65 \text{ m}$$

Etäisyys reunasta vetoteräksen  
painopisteeseen

$$a_{sw} := c_{bet} + \phi_{sw} + \frac{\phi}{2} = 45 \cdot mm$$

Etäisyys reunasta puristusteräksen  
painopisteeseen

$$a_p := c_{bet} + \phi_{sw} + \frac{\phi_p}{2} = 38.5 \cdot mm$$

## LASKENTA

Poikkileikkauksen hyötykorkeus

$$h_0 := h - a = 605 \cdot mm$$

Poikkileikkauksen pinta-ala

$$A_c := b \cdot h = 0.26 \cdot m^2$$

## MOMENTTITERÄKSET\_PYSYVIEN KUORMIEN PITKÄAIKAINEN VAIKUTUS

Laskentataivutusmomentti

$$M := 604.5 kN \cdot m$$

Laskentaleikkauusvoima

$$Q := 346 kN$$

Taivutuskestävyys

Tehollisen puristuspinnan korkeuden  
raja-arvo

$$\xi_R := \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{sel}}{\varepsilon_{b2}}} = 0.551$$

Suhteellisen momentin raja-arvo

$$\alpha_R := \xi_R \cdot (1 - 0.5 \xi_R) = 0.399$$

Suhteellinen momentti

$$\alpha_m := \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = 0.243$$

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen  
korkeus

$$\xi := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 0.283$$

$$ehto(\alpha_m) := \begin{cases} "OK" & \text{if } \alpha_m \leq \alpha_R \\ "kasvatettava poikkileikkaus tai betoniluokka" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$ehto(\alpha_m) = "OK"$$

Tarvittava vetoteräspinta-ala

$$A_s := \frac{(R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \xi)}{R_s} = 2.675 \times 10^3 \cdot mm^2$$



## Minimirauditus

Minimi geometrinen rauditussuhde

$$\mu_s := 0.1\%$$

Minimirauditus

$$A_{smin} := \mu_s \cdot b \cdot h_0 = 242 \cdot \text{mm}^2$$

Tarvittava teräsmäärä / taivutusmomentti

Tarvittava vetoteräsmäärä

$$\underline{\underline{\eta}} := \frac{A_s}{A_\phi} + 1 = 6.45$$

Valittu betoniteräsmäärä

$$\text{ceil}(n) = 7$$

Valittujen betoterästen  
pinta-ala

$$A_{sn} := \text{ceil}(n) \cdot A_\phi = 3.436 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\underline{\underline{ehto}}(A_s) := \begin{cases} \text{"raudoitukseksi valitaan } A_s" & \text{if } A_{sn} \geq A_{smin} \\ \text{"käytetään minimirauditus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\underline{\underline{ehto}}(A_s) = \text{"raudoitukseksi valitaan } A_s"$$

Tarkastus

Poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen  
tehollinen korkeus

$$x := \frac{(R_s \cdot A_{sn} - R_{sc} \cdot A_{pn})}{R_b \cdot b} = 219.81 \cdot \text{mm}$$

$$x_R := \xi_R \cdot h_0 = 333.075 \cdot \text{mm}$$

$$\underline{\underline{ehto}}(x_R) := \begin{cases} \text{"laskelmissa käytetään arvo } x" & \text{if } x \leq x_R \\ \text{"laskelmissa käytetään arvo } x_R" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\underline{\underline{ehto}}(x_R) = \text{"laskelmissa käytetään arvo } x"$$

Maksimitaivutusmomentti

$$M_{ult} := R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A_{pn} \cdot (h_0 - a_p) = 740.024 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\underline{\underline{ehto}}(M_{ult}) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{ult} \geq M \\ \text{"tarkastettava poikkileikkaus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\underline{\underline{ehto}}(M_{ult}) = \text{"OK"}$$

Käyttöaste

$$\frac{M}{M_{ult}} = 0.817$$

## LEIKKAUSKESTÄVYYS

Kerroin  $\varphi_{bf}$

$$\varphi_{bf} := 0.3$$

Leikkausvoimatarkastus vinojen halkeamien välisellä kaistalla

$$\varphi_{bf} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 1.234 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$ehto(\varphi_{bf}) := \begin{cases} \text{"leikkausvoimakestävyys riittävä"} & \text{if } Q < \varphi_{bf} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \\ \text{"kasvatettava poikkileikkaus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$ehto(\varphi_{bf}) = \text{"leikkausvoimakestävyys riittävä"}$$

Leikkausvoimatarkastus vinossa halkeamassa

Halkeaman vinokulma

$$\theta := 45^\circ$$

Vinohalkeaman projektio

$$C := \frac{h_0}{\tan(\theta)} = 0.605 \text{ m}$$

Tarkastus

$$ehto(C) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } 1.0 \cdot h_0 \leq C \leq 2.0 \cdot h_0 \\ \text{"kasvatettava poikkileikkaus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$ehto(C) = \text{"OK"}$$

Hakojen välinen maksimi etäisyys

$$s_{wmax} := \frac{(R_{bf} \cdot b \cdot h_0^2)}{Q} = 486.623 \cdot \text{mm}$$

Hakojen välisten etäisyyksien vaihtoehdot

$$s_w := \begin{pmatrix} s_{wmax} \\ 0.5 \cdot h_0 \\ 0.3 \text{ m} \end{pmatrix}$$

Vaadittu minimi

$$\min(s) = 300 \cdot \text{mm}$$

Valitaan hakojen väliksi kriittisessä kohdassa

$$s_w := 200 \text{ mm}$$

Poikittaisraudoituksen kapasiteetti rakenneosan pituusyksikköä kohti

$$q_{sw} := R_{sw} \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} = 235.619 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tarkastus

$$\text{ehto}(q_{sw}) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } q_{sw} \geq 0.25 \cdot R_{bt} \cdot b \\ \text{"pienennettävä hakojen väli"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{ehto}(q_{sw}) = \text{"OK"}$$

Kerroin

$$\varphi_{b2} := 1.5$$

Betonipoikkileikkauksen  
leikkaukskapasiteetti

$$Q_b := \frac{(\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2)}{C} = 417.45 \cdot \text{kN}$$

Tarkastus

$$\text{ehto}(Q_b) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } 2.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \geq Q_b \geq 0.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \\ \text{"tarkastettava poikkileikkaus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{ehto}(Q_b) = \text{"OK"}$$

Kerroin

$$\varphi_{sw} := 0.75$$

Leikkausraudoituksen  
kapasiteetti

$$Q_{sw} := \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C = 106.912 \cdot \text{kN}$$

**Leikkausvoimakestävyys vinossa halkeamassa**

$$\text{ehto}(Q) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } Q < Q_b + Q_{sw} \\ \text{"tarkastettava raudoitus tai poikkileikkaus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{ehto}(Q) = \text{"OK"}$$

$$Q_b + Q_{sw} = 524.362 \cdot \text{kN}$$

Käyttöaste

$$\frac{Q}{(Q_b + Q_{sw})} = 0.66$$

**RAUDOITUKSEN ANKKUROIINTI**

**Ankkurointipituuden perusarvo**

Teräksen pinnan laadusta riippuva kerroin

$$\eta_1 := 2.0$$

Tangon koosta riippuva kerroin

$$\eta_2 := 1.0$$

Tangon ympärysmitta

$$u_s := \pi \cdot \phi = 78.54 \cdot \text{mm}$$

Raudoituksen tartuntakerroin

$$R_{bond} := \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} = 2.3 \cdot \frac{MN}{m^2}$$

Minimi ankkurointipituus

$$l_{0.an} := \frac{R_s \cdot A_\phi}{R_{bond} \cdot u_s} = 1.182 \times 10^3 \cdot mm$$

#### Varsinainen ankkurointipituus

Betonin ja raudoituksen jännitystiloja huomioon ottava kerroin

$$\alpha_{ank} := 1$$

Raudoituksen laskennallinen pinta-ala

$$A_{s.cal} := A_s$$

Raudoituksen todellinen pinta-ala

$$A_{s.ef} := A_{sn}$$

Ankkurointipituus

$$l_{an} := \alpha_{ank} \cdot l_{0.an} \cdot \frac{A_{s.cal}}{A_{s.ef}} = 920.355 \cdot mm$$

#### Vedettyjen tankojen jatkospituus

Betonin ja raudoituksen jännitystiloja huomioon ottava kerroin

$$\alpha_{jat} := 1.2$$

Teräksen jatkospituus

$$l_{jat} := \alpha_{jat} \cdot l_{0.an} \cdot \frac{A_{s.cal}}{A_{s.ef}} = 1.104 \times 10^3 \cdot mm$$

### **Rajatilojen toinen ryhmä (halkeamien ja taipuman laskenta)**

Rajatilojen toisen ryhmän mukaisissa laskelmissa varmuuskertoimena käytetään arvoa 1. Näin ollen moduulilla 2 sijaitsevaan yläpohjapalkkiin kohdistuu seuraava kuorma:

#### **Pysyvät kuormat:**

$$1 \cdot 8m \cdot (0,64 \text{ kN/m}^2 + 7,5 \text{ kN/m}^2) + 6,5 \text{ kN/m} = 71,62 \text{ kN/m}$$

#### **Lyhytaikainen lumikuorma**

$$1 \cdot 8m \cdot 1,79 \text{ kN/m}^2 = 14,32 \text{ kN/m}$$

Mallirakenne kuuluu halkeiluluokkaan 3, joten rakenteelle sallitaan sekä lyhytaikaisten että pitkäaikaisten halkeamien muodostuminen. Johtuen siitä, että yläpohjapalkkiin kohdistuvat ainoastaan pysyvät kuormat ja yksi lyhytaikainen lumikuorma, käytetään laskelmissa vain pysyvien ja lyhytaikaisten kuormien vaikutuksesta syntyvien halkeamien leveys.

Näin ollen halkeaman sallittu maksimi leveys on 0,4 mm (ks. tämän opinnäytetyön kohta 3.4.4).

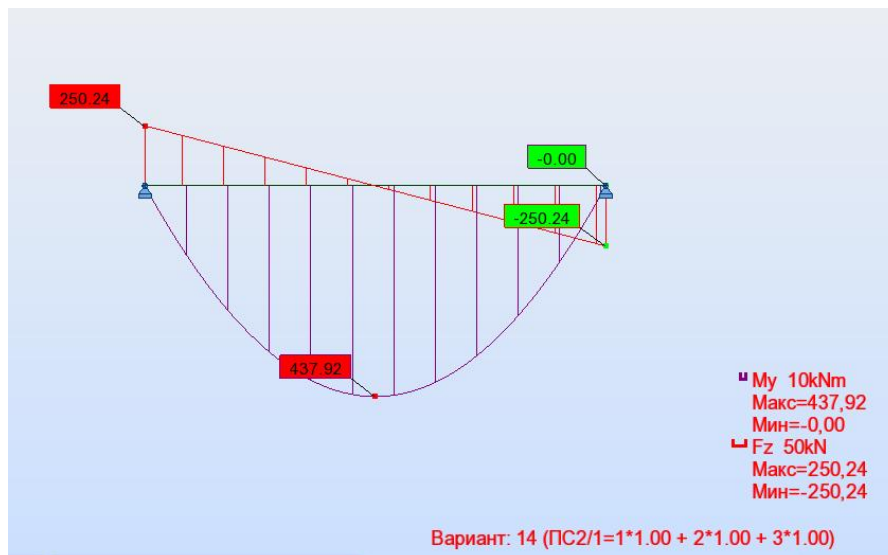
Palkin sallituksi painumaksi valitaan arvo  $L/250$  (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 2.6.2).

Palkin laskentataivutusmomentti ja leikkausvoima rajatilojen toisen ryhmän mukaisesti ovat:

#### **TAPAUS 1 (pysyvien kuormien vaikutus, pitkäaikaiset kuormat = 0)**

$$M_{ser} = \frac{71,62 \text{ kN/m} \cdot (7,0 \text{ m})^2}{8} = 438 \text{ kNm}$$

$$Q_{ser} = \frac{85,94 \text{ kN/m} \cdot 7,0 \text{ m}}{2} = 251 \text{ kN}$$

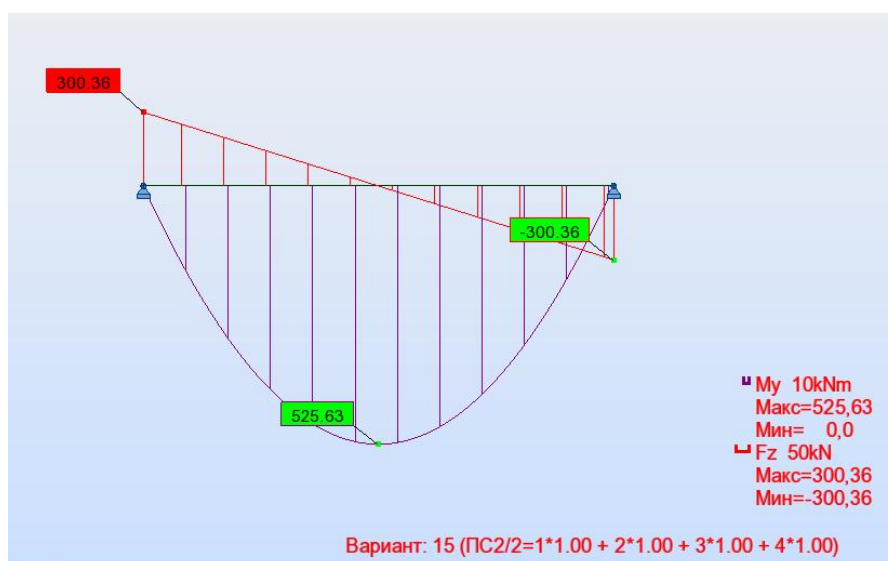


**Kuva 5.3.5** Palkkiin kohdistuvien kuormien momentti- ja leikkausvoiman kuviot (KRT)

### **TAPAUSET (pysyvien ja lyhytaikaisen lumikuorman vaikutus)**

$$M_{ser} = \frac{(71,62 + 14,32) \text{ kN/m} \cdot (7,0 \text{ m})^2}{8} = 526 \text{ kNm}$$

$$Q_{ser} = \frac{(79,4 + 4,8) \text{ kN/m} \cdot 7,0 \text{ m}}{2} = 301 \text{ kN}$$



**Kuva 5.3.6** Palkkiin kohdistuvien kuormien momentti- ja leikkausvoiman kuviot (KRT)

## HALKEAMAT

### LÄHTÖTIEDOT

HALKEILULUOKKA :=

AGGRESSIIVISUUS :=

BETONILUOKKA :=

RAUDOITUS :=

RAKENNEOSAAN KOHDISTUVA NORMAALIVOIMA  
("-" veto, "+" puristus)

$$N := 0 \text{ kN}$$

RAKENNEOSAAN KOHDISTUVA TAIVUTUSMOMENTTI  
TAPAU 1 - PYSYVIEN JA PITKÄAIKAISTEN KUORMIEN  
PITKÄAIKAINEN VAIKUTUS

$$M_{TAPAU1} := 438 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

RAKENNEOSAAN KOHDISTUVA TAIVUTUSMOMENTTI  
TAPAU 2 - PYSYVIEN JA VÄLIAIKAISTEN KUORMIEN  
LYHYTAIKAINEN VAIKUTUS

$$M_{TAPAU2} := 526 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

RAKENNEOSAAN KOHDISTUVA TAIVUTUSMOMENTTI  
TAPAU 3 - PYSYVIEN JA PITKÄAIKAISTEN KUORMIEN  
LYHYTAIKAINEN VAIKUTUS

$$M_{TAPAU3} := 438 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

BETONIN NORMIPURISTUSLUJUUS

$$R_{bn} := 22 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

BETONIN NORMIVETOLUJUUS

$$R_{btn} := 1.75 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

BETONIN LASKENTAPURISTUSLUJUUS

$$R_b := 17 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

BETONIN LASKENTAVETOLUJUUS

$$R_{bt} := 1.15 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

BETONIN LASKENTAVETOLUJUUS RAJATILAN TOISEN  
RYHMÄN MUKAAN

$$R_{btser} := R_{btn} = 1.75 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

BETONIN KIMMOMODUULI

$$E_b := 32500 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

TERÄKSEN LASKENTAVETOLUJUUS

$$R_s := 435 \frac{MN}{m^2}$$

HAKOJEN LASKENTAVETOLUJUUS

$$R_{sw} := 300 \frac{MN}{m^2}$$

TERÄKSEN LASKENTAPURISTUSLUJUUS

$$R_{sc} := 435 \frac{MN}{m^2}$$

TERÄKSEN KIMMOMODUULI

$$E_s := 2.0 \cdot 10^5 \frac{MN}{m^2}$$

RAKENTEEN KORKEUS

$$h := 0.65m$$

RAKENTEEN LEVEYS

$$b := 0.4m$$

PALKIN PITUUS

$$l := 7m$$

POIKKILEIKKAUKSEN PINTA-ALA

$$A := b \cdot h = 0.26m^2$$

BETONIPEITE

$$c := 22.5mm$$

VETORAUDOITUKSEN HALKAISIJA

$$d_s := 25mm$$

VETORAUDOITUKSEN KAPPALEMÄÄRÄ

$$n := 7 \quad \text{kpl}$$

PURISTUSRAUDOITUKSEN HALKAISIJA

$$d_{spur} := 0m$$

PURISTUSRAUDOITUKSEN KAPPALEMÄÄRÄ

$$n_{pur} := 0 \quad \text{kpl}$$

HAKATERÄKSEN HALKAISIJA

$$d_{sw} := 10mm$$

VEDETYN RAUDOITUKSEN  
PINTA-ALA

$$A_s := n \cdot \pi \cdot \left( \frac{d_s}{2} \right)^2 = 3.436 \times 10^{-3} m^2$$

PURISTETUN RAUDOITUKSEN  
PINTA-ALA

$$A_{spur} := n \cdot \pi \cdot \left[ \left( \frac{d_{spur}}{2} \right)^2 \right] = 0$$

POIKKILEIKKAUKSEN TEHOLLINEN  
KORKEUS

$$h_0 := h - c - \frac{d_s}{2} = 0.615m$$

Rakenneosan reunan ja teräksen akselin välinen  
etäisyys, palovaatimus mukana (vedetty reuna)

$$a := c + \frac{d_s}{2} + d_{sw} = 0.045m$$



Rakenneosan reunan ja teräksen akselin välinen etäisyys, palovaatimus mukana (puristettu reuna)

$$a_{pur} := c + \frac{d_{spur}}{2} + d_{sw} = 0.033 \text{ m}$$

KIMMOMODUULIEN SUHDE

$$\alpha := \frac{E_s}{E_b} = 6.154$$

GEOMETRINEN RAUDOITUSSUHDE

$$\mu_s := \frac{A_s}{b \cdot h_0} = 0.014$$

$$\mu_{spur} := \frac{A_{spur}}{b \cdot h_0} = 0$$

### Halkeamien muodostumisen ehto

raudoituksen suojaamisen kannalta / rakenteiden läpäisevyyden kannalta

halkeaman suurin sallittu leveys

$$\alpha_{crc,ult} := 0.4 \text{ mm}$$

poikkileikkauksen muunneltu pinta-ala

$$A_{red} := A + A_s \cdot \alpha + A_{spur} \cdot \alpha = 0.281 \text{ m}^2$$

vedetyn raudoituksen muunneltu pinta-ala

$$A_{sred} := A_s \cdot \alpha = 0.021 \text{ m}^2$$

puristetun raudoituksen muunneltu pinta-ala

$$A_{spurred} := A_{spur} \cdot \alpha = 0$$

betonin suhteellinen muodonmuutos

$$\epsilon_{b1red} := 0.0028$$

puristetun betonin muunneltu kimmomoduuli

$$E_{bred} := \frac{R_{bn}}{\epsilon_{b1red}} = 7.857 \times 10^3 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

muunneltu kimmomoduulien suhde puristetulle raudoitukselle

$$\alpha_{s1} := \frac{E_s}{E_{bred}} = 25.455$$

poikkileikkauksen muunneltu staattinen momentti

$$S_{red} := \left( b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + A_{sred} \cdot a + A_{spurred} \cdot a_{pur} \right) = 8.545 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

betonin puristetun reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys

$$y_t := \frac{S_{red}}{A_{red}} = 0.304 \text{ m}$$

vedetyn raudoituksen hitausmomentti

$$I_s := A_s \cdot (y_t - a)^2 = 2.304 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

puristetun raudoituksen hitausmomentti

$$I_{spur} := A_{spur} \cdot (h - y_t - a_{pur})^2 = 0$$

poikkileikkauksen  
hitausmomentti

$$I := b \cdot \frac{h^3}{12} = 9.154 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

poikkileikkauksen muunneltu  
hitausmomentti

$$I_{red} := I + \alpha \cdot I_s + \alpha \cdot I_{spur} = 1.057 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

poikkileikkauksen muunneltu  
taivutusvastus

$$W_{red} := \frac{I_{red}}{y_t} = 3.478 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

poikkileikkauksen painopisteeseen  
kohdistuvan  
vetovoiman N ja maksimi etäisyydellä  
puristetulta alueelta olevan tarkastuspisteen  
välinen etäisyys

$$e_x := \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0.124 \text{ m} \quad \frac{h}{6} = 108.333 \cdot \text{mm}$$

poikkileikkauksen reunimmaisen  
vedetyn  
betonikuidun kimmoisen  
taivutusvastus

$$W_{pl} := 1.3 \cdot W_{red} = 4.522 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

taivutusmomentti, jolla  
poikkileikkaus-  
kapasiteetti saavutetaan

$$M_{crc} := R_{btser} \cdot W_{pl} + N \cdot e_x = 79.131 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

## HALKEILUTARKASTUS

### TAPAUS 1 - PYSYVIEN JA PITKÄAIKAISTEN KUORMIEN PITKÄAIKAINEN VAIKUTUS, $\alpha_{crc1}$

$$ehto(M_{crc}) := \begin{cases} \text{"halkeamia ei muodostu"} & \text{if } M_{crc} > M_{TAPAUSSI} \\ \text{"tarkastettava halkeamien leveydet"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$ehto(M_{crc}) = \text{"tarkastettava halkeamien leveydet"}$$

kuormayhdistelmän vaikutusajan huomioiva  
kerroin:

- 1,0 mikäli vaikutusaika on lyhytaikainen
- 1,4 mikäli vaikutusaika on pitkäaikainen

$$\varphi_{ITAPAUSSI} := 1.4$$

raudoituksen laadun huomioiva kerroin:

- 0,5 mikäli raudoituksena käytetään harjateräksiä
- 0,8 mikäli raudoituksena käytetään sileitä teräksiä

$$\varphi_{2TAPAUSSI} := 0.5$$

kuormaluonteen huomioiva kerroin

- 1,0 mikäli kyseessä on taivutetut ja epäkeskisesti puristetut rakenneosat
- 1,2 mikäli kyseessä on vedetyt rakenneosat

$$\varphi_{3TAPAUSSI} := 1.0$$

vedetyn raudoituksen epätasaisen muodonmuutoksen halkeamien välissä huomioon otettava kerroin

$$\psi_s := \max \left( 1 - 0.8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_{TAPAUSSI}}, 0.2 \right) = 0.855$$

vedetyn raudoituksen muunneltu kimmomoduuli

$$E_{sred} := \frac{E_s}{\psi_s} = 2.338 \times 10^5 \cdot \frac{MN}{m^2}$$

muunneltu kimmomoduulien suhde vedetylle raudoitukselle

$$\alpha_{s2} := \begin{cases} \alpha_{s1} & \text{if } (A_{spur} = 0) \\ \frac{E_{sred}}{E_{bred}} & \text{otherwise} \end{cases} = 25.455$$

taivutetun poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus

$$x_m := h_0 \left[ \sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu_{spur} \cdot \alpha_{s1})^2 + 2 \cdot \left( \mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu_{spur} \cdot \alpha_{s1} \cdot \frac{a_{pur}}{h_0} \right)} - (\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu_{spur} \cdot \alpha_{s1}) \right]$$

$$x_m = 344.159 \cdot mm$$

$$y_c := x_m = 344.159 \cdot mm$$

poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi

$$z_s := \begin{cases} \left( h_0 - \frac{x_m}{3} \right) & \text{if } (A_{spur} = 0) \\ 0.7 \cdot h_0 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.5 \cdot m$$

teräksen jännitys

$$\sigma_s := \begin{cases} \frac{M_{TAPAUSSI}}{z_s \cdot A_s} & \text{if } (A_{spur} = 0) \wedge (N = 0) \\ \left[ \frac{M_{TAPAUSSI} \cdot (h_0 - y_c)}{I_{red}} + \frac{N}{A_{red}} \right] \cdot \alpha_{s1} & \text{otherwise} \end{cases} = 254.796 \cdot \frac{MN}{m^2}$$

vedetyn betonin pinta-ala

$$A_{bt} := y_t \cdot b = 0.122 \text{ m}^2$$

Halkeamaväli

$$l_s := \begin{cases} \max(100 \text{ mm}, 10 \cdot d_s) & \text{if } 0.5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s < \max(100 \text{ mm}, 10 \cdot d_s) = 0.4 \text{ m} \\ \min(400 \text{ mm}, 40 \cdot d_s) & \text{if } 0.5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s > \min(400 \text{ mm}, 40 \cdot d_s) \\ 0.5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\alpha_{crc1} := \varphi_{1TAPAU2} \cdot \varphi_{2TAPAU2} \cdot \varphi_{3TAPAU2} \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s = 0.305 \cdot \text{mm}$$

## **TAPAU2 - PYSYVIEN JA VÄLIAIKAISTEN KUORMIEN LYHYTAIKAINEN VAIKUTUS, $\alpha_{crc2}$**

$$\text{ehto}(M_{crc}) := \begin{cases} \text{"halkeamia ei muodostu"} & \text{if } M_{crc} > M_{TAPAU2} \\ \text{"tarkastettava halkeamien leveydet"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{ehto}(M_{crc}) = \text{"tarkastettava halkeamien leveydet"}$$

kuormayhdistelmän vaikutusajan huomioiva kerroin:

- 1,0 mikäli vaikutusaika on lyhytaikainen
- 1,4 mikäli vaikutusaika on pitkäaikainen

$$\varphi_{1TAPAU2} := 1.0$$

raudoituksen laadun huomioiva kerroin:

- 0,5 mikäli raudoituksena käytetään harjateräksiä
- 0,8 mikäli raudoituksena käytetään sileitä teräksiä

$$\varphi_{2TAPAU2} := 0.5$$

kuormaluonteen huomioiva kerroin

- 1,0 mikäli kyseessä on taivutetut ja epäkeskisesti puristetut rakenneosat
- 1,2 mikäli kyseessä on vedetyt rakenneosat

$$\varphi_{3TAPAU2} := 1.0$$

teräksen  
jännitys

$$\sigma_{red} := \begin{cases} \frac{M_{TAPAU2}}{z_s \cdot A_s} & \text{if } (A_{spur} = 0) \wedge (N = 0) \\ \left[ \frac{M_{TAPAU2} \cdot (h_0 - y_c)}{I_{red}} + \frac{N}{A_{red}} \right] \cdot \alpha_{sI} & \text{otherwise} \end{cases} = 305.988 \cdot \frac{MN}{m^2}$$

$$\alpha_{crc2} := \varphi_{1TAPAU2} \cdot \varphi_{2TAPAU2} \cdot \varphi_{3TAPAU2} \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s = 0.262 \cdot mm$$

**TAPAU3 - PYSYVIEN JA  
PITKÄAIKAISTEN KUORMIEN  
LYHYTAIKAINEN VAIKUTUS,  $\alpha_{crc3}$**

$$ehto(M_{crc}) := \begin{cases} \text{"halkeamia ei muodostu"} & \text{if } M_{crc} > M_{TAPAU3} \\ \text{"tarkastettava halkeamien leveydet"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$ehto(M_{crc}) = \text{"tarkastettava halkeamien leveydet"}$$

kuormayhdistelmän vaikutusajan huomioiva  
kerroin:  
– 1,0 mikäli vaikutusaika on lyhytaikainen  
– 1,4 mikäli vaikutusaika on pitkäaikainen

$$\varphi_{1TAPAU3} := 1.0$$

raudoituksen laadun huomioiva kerroin:  
– 0,5 mikäli raudoituksena käytetään harjateräksiä  
– 0,8 mikäli raudoituksena käytetään sileitä teräksiä

$$\varphi_{2TAPAU3} := 0.5$$

kuormaluonteen huomioiva kerroin  
– 1,0 mikäli kyseessä on taivutetut ja epäkeskisesti  
puristetut rakenneosat  
– 1,2 mikäli kyseessä on vedetyt rakenneosat

$$\varphi_{3TAPAU3} := 1.0$$

teräksen  
jännitys

$$\sigma_{red} := \begin{cases} \frac{M_{TAPAU3}}{z_s \cdot A_s} & \text{if } (A_{spur} = 0) \wedge (N = 0) \\ \left[ \frac{M_{TAPAU3} \cdot (h_0 - y_c)}{I_{red}} + \frac{N}{A_{red}} \right] \cdot \alpha_{sI} & \text{otherwise} \end{cases} = 254.796 \cdot \frac{MN}{m^2}$$

$$\alpha_{crc3} := \varphi_{1TAPAU3} \cdot \varphi_{2TAPAU3} \cdot \varphi_{3TAPAU3} \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s = 0.218 \cdot mm$$

$$\alpha_{crc} := \alpha_{crc1} + \alpha_{crc2} - \alpha_{crc3} = 0.349 \cdot mm$$

$$Ehto(\alpha_{crc}) := \begin{cases} "OK" & \text{if } \alpha_{crc} \leq \alpha_{crc,ult} \\ "tarkastettava poikkileikkaus tai rauditus" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(\alpha_{crc}) = "OK"$$

## TAIPUMA

Taivutetn rakenteen kaarevuussäde

$$r := \frac{E_{bred} \cdot I_{red}}{M_{TAPAU1}} - \frac{E_{bred} \cdot I_{red}}{M_{TAPAU2}} + \frac{E_{bred} \cdot I_{red}}{M_{TAPAU3}} = 221.375 \cdot m$$

Kuormituksen kuviosta riippuva kerroin

$$S_w := \frac{5}{48}$$

Taipuma

$$f := S \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r} = 23 \cdot mm$$

Sallittu taipuma

$$f_u := \frac{L}{250} = 28 \cdot mm$$

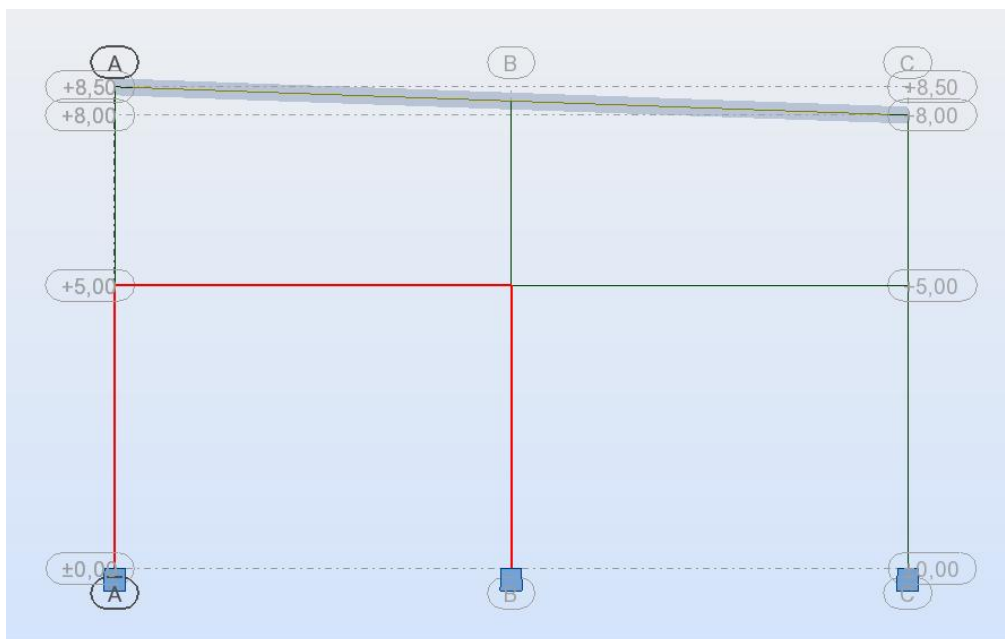
$$Ehto(f) := \begin{cases} "OK" & \text{if } f \leq f_u \\ "tarkastettava poikkileikkaus" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(f) = "OK"$$

### 5.3.2 Pilarin mitoitus

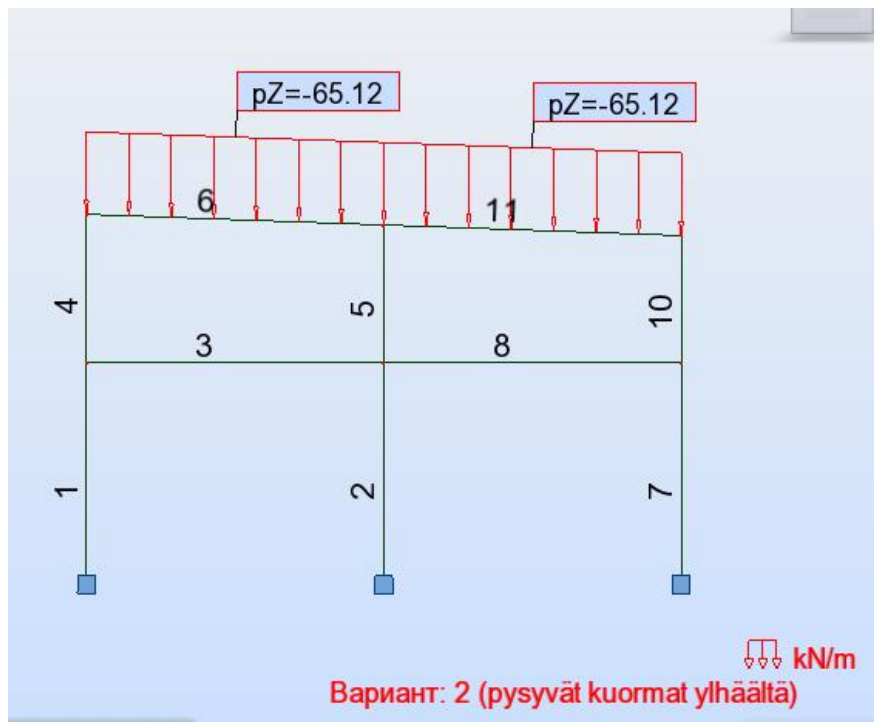
#### **Rajatilojen ensimmäinen ryhmä (rakenteiden kestävyys ja raudoituksen laskenta)**

Ensimmäisen kerroksen moduulilla 2 sijaitseva keskipilari (400x400) käsitellään osana yksinkertaista kehää, johon kuuluvat kaksi pilaria ja yksi välipohjan palkki. Pilarin ja palkin liitos on nivelellinen, pilarin ja perustuksen liitos on jäykkä. Näin ollen tämän opinnäytetyön taulukon 4.2.1 mukaan mitoitettavan pilarin tehollinen pituus on  $0,7L$ .

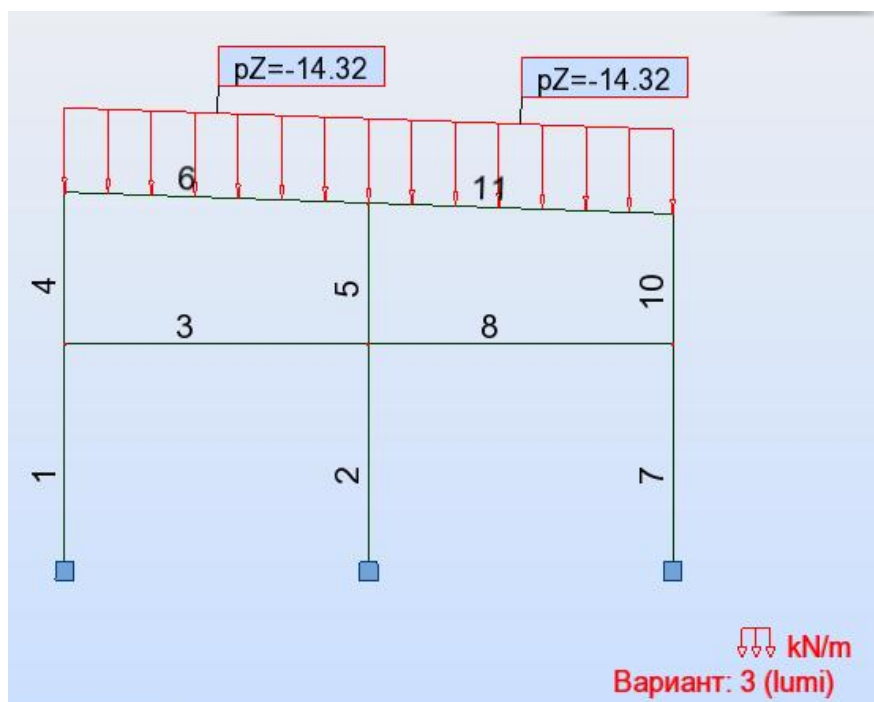


**Kuva 5.3.7** Leikkaus moduulia 2 pitkin

Moduulien B ja 2 risteyskohdassa sijaitsevaan ensimmäisen kerroksen pilariin kohdistuvien kuormien laskelmia varten valitaan **Peruskuormayhdistelmä**, johon kuuluvat pysyvät, pitkäaikaiset ja lyhytaikaiset kuormat. Tässä tapauksessa pitkäaikaisiin kuormiin kuuluu varastokuorma, lyhytaikaisiin kuormiin kuuluvat lumi ja tuuli. Kuormayhdistelmää laatiessa määrätään lumikuorma pääkuormaksi (kerroin  $\psi_{11} = 1$ ) ja tuulikuorma vaikutukseltaan toiseksi kuormaksi (kerroin  $\psi_{11} = 0,9$ ).

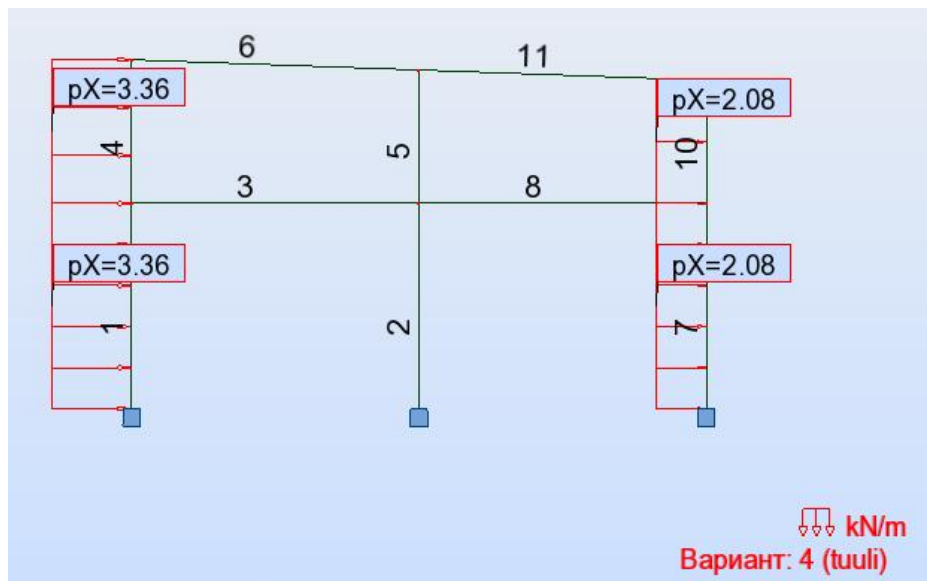


**Kuva 5.3.8** Yläpohjan rakenteet

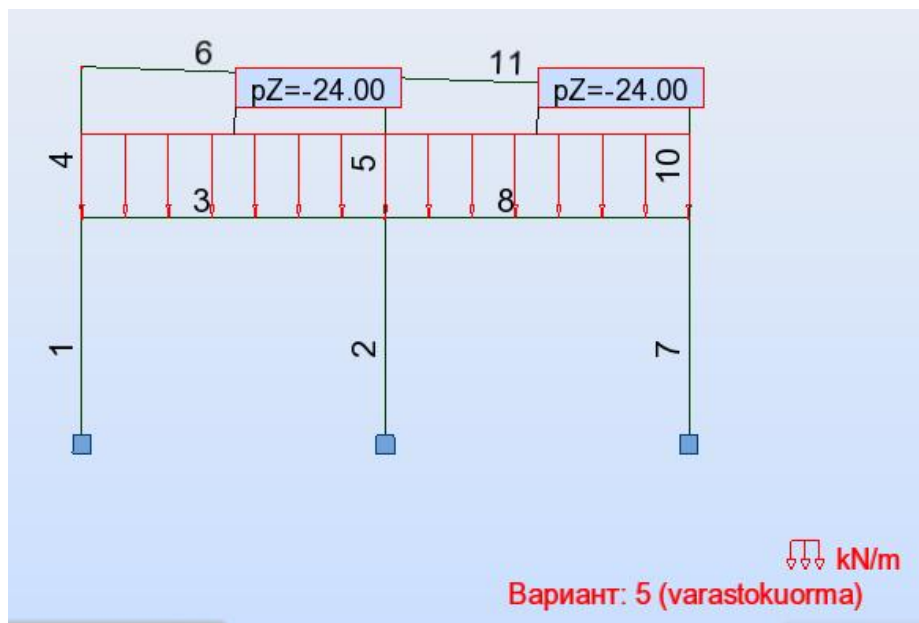


**Kuva 5.3.9** Lumikuorma (lyhytaikainen ensiarvoinen)

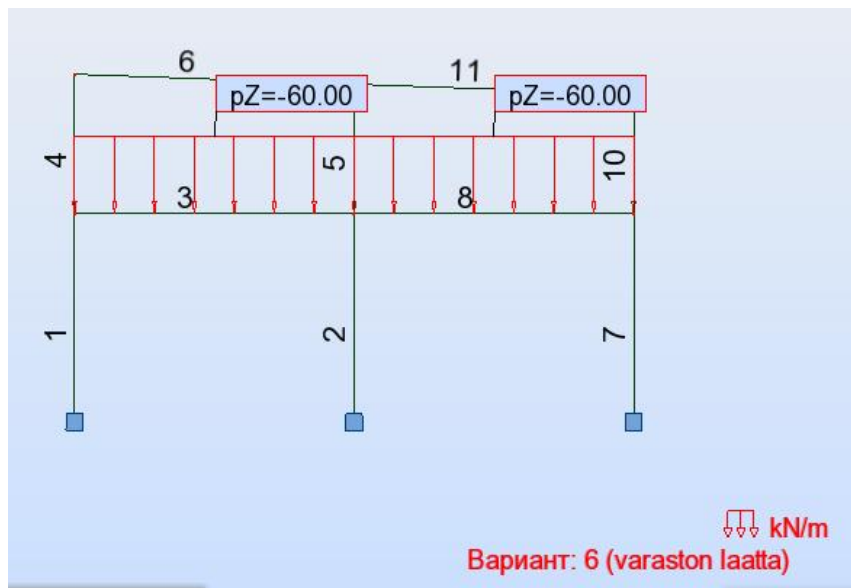




### 5.3.10 Tuulikuorma (lyhytaikainen, toisarvoinen)

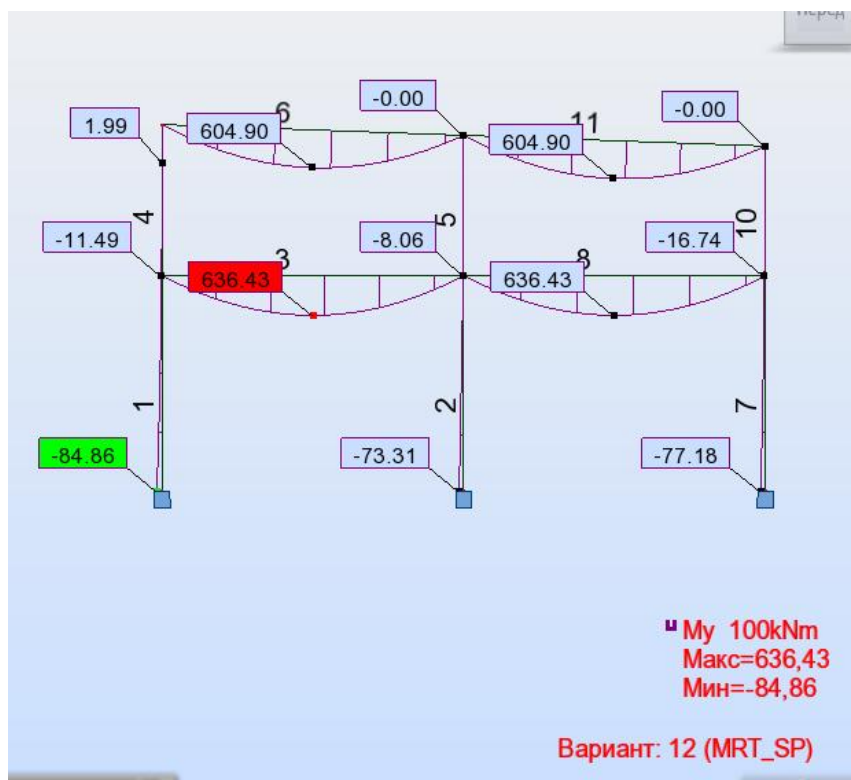


### 5.3.11 Varaston kuorma (pitkäaikainen)

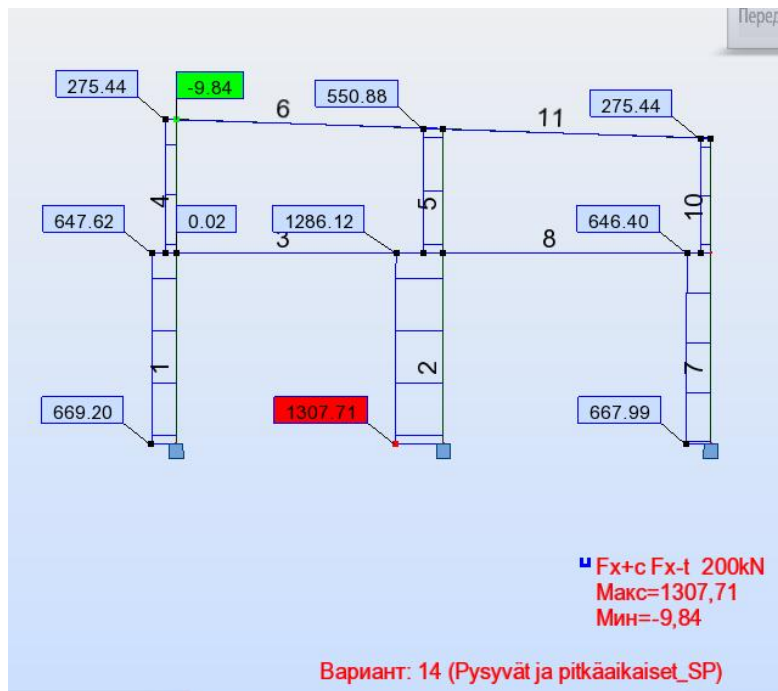


### 5.3.12 Välipohjalaatan omapaino

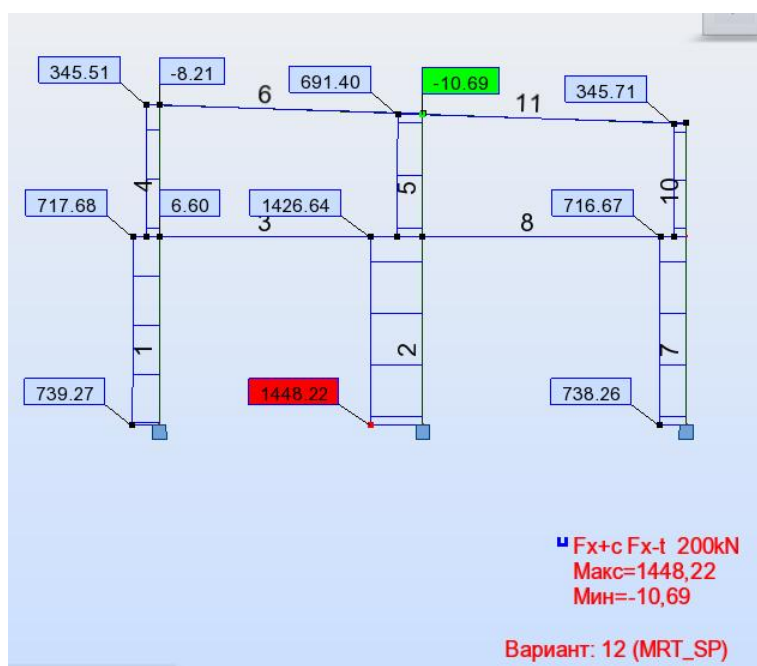
Pilariraudituksen mitoituksessa käytetään seuraavat momenttien ja normaalivoimien arvot:



**Kuva 5.3.13** Kuormayhdistelmä, jossa pysyvien kuormien varmuuskerroin on 1,1; pitkäaikaisen varastokuorman varmuuskerroin on 1,2; ensiarvoisen lyhytaikaisen lumikuorman varmuuskerroin on 1,4; toisarvoisen tuulikuorman varmuuskerroin on  $1,4 \cdot 0,9 = 1,26$ . Momenttikuviot.



**5.3.14** Pilareihin kohdistuva normaalivoima (pysyvät kuormat ja pitkäaikainen varastokuorma, MRT)



**5.3.15** Pilareihin kohdistuva normaalivoima (pysyvät kuormat, lumikuorma ja varastokuorma. MRT)

Tarkastus on suoritettu yhden akselin suunnassa.

## SUORAKAIDEPILARIN MITOITUS (SYMMETRINEN RAUDOITUS)

### LÄHTÖTIEDOT

#### Betoni

Betoniluokka

$$B := 30$$

Laskentapuristuslujuus

$$R_b := 17 \frac{MN}{m^2}$$

Laskentavetolujuus

$$R_{bt} := 1.15 \frac{MN}{m^2}$$

Kimmomoduuli

$$E_b := 30000 \frac{MN}{m^2}$$

Betonin puristuslujuutta  $R_b$  vastaava suhteellinen puristuma

$$\epsilon_{b2} := 4.8 \cdot 10^{-3}$$

#### Teräs

Raudoituksen luokka

$$A500$$

Laskentavetolujuus

$$R_s := 435 \frac{MN}{m^2}$$

Hakojen laskentavetolujuus

$$R_{sw} := 300 \frac{MN}{m^2}$$

Laskentapuristuslujuus

$$R_{sc} := 435 \frac{MN}{m^2}$$

Kimmomoduuli

$$E_s := 2.0 \cdot 10^5 \frac{MN}{m^2}$$

Alustava vedetyn teräksen halkaisija

$$\phi := 16mm$$

Alustava puristetun teräksen halkaisija

$$\phi_p := 16mm$$

Haat, halkaisija

$$\phi_{sw} := 8mm$$

Vetoteräksen nimellinen poikkipinta

$$A_{\phi} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 201.1 \cdot \text{mm}^2$$

Puristusteräksen nimellinen poikkipinta

$$A_{\phi p} := \pi \cdot \frac{\phi_p^2}{4} = 201.1 \cdot \text{mm}^2$$

Puristusterästen määrä

$$n_p := 2$$

Vetoteräksen määrä

$$n := 2$$

Vetoteräksen pinta-ala

$$A_n := A_{\phi} \cdot n = 402.1 \cdot \text{mm}^2$$

Puristusterästen pinta-ala

$$A_{pn} := A_{\phi p} \cdot n_p = 402.1 \cdot \text{mm}^2$$

Hakateräksen pinta-ala

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{sw}^2}{4} = 100.5 \cdot \text{mm}^2$$

Pilarin reunan ja teräksen akselin välinen etäisyys, palovaatimus mukana

$$a := 40 \cdot \text{mm}$$

Betonipeite

$$c_{bet} := a - \phi_{sw} - \frac{\phi}{2} = 24 \cdot \text{mm}$$

Minimi betonipeite

$$c_{vaad} := 20 \cdot \text{mm}$$

$$Ehto(c_{bet}) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } c_{bet} \geq c_{vaad} \\ \text{"tarkastettava mitta a"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(c_{bet}) = \text{"OK"}$$

Vedetyn raudoituksen vetolujuutta  $R_s$  vastaava suhteellinen muodonmuutos

$$\varepsilon_{sel} := \frac{R_s}{E_s} = 2.2 \times 10^{-3}$$

$$\alpha := \frac{E_s}{E_b} = 6.7$$

### Poikkileikkaus

Poikkileikkauksen leveys

$$b := 0.4 \text{ m}$$

Poikkileikkauksen korkeus

$$h := 0.4 \text{ m}$$

Pilarin korkeus

$$l_c := 5 \text{ m}$$

Etäisyys reunasta vetoteräksen  
painopisteeseen

$$a_w := c_{bet} + \phi_{sw} + \frac{\phi}{2} = 40 \cdot mm$$

Etäisyys reunasta puristusteräksen  
painopisteeseen

$$a_p := c_{bet} + \phi_{sw} + \frac{\phi_p}{2} = 40 \cdot mm$$

## LASKENTA

Poikkileikkauksen  
hyötykorkeus

$$h_0 := h - a = 360 \cdot mm$$

Poikkileikkauksen  
pinta-ala

$$A_c := h \cdot b = 0.2 \cdot m^2$$

Poikkileikkauksen hitausmomentti

$$I_c := b \cdot \frac{h^3}{12} = 2.1 \times 10^9 \cdot mm^4$$

Normaalivoima pysyvistä ja pitkäaikaisista  
kuormista

$$N_f := 1307.71 \cdot kN$$

Momentti pysyvistä ja pitkäaikaisista  
kuormista

$$M_f := 0 \cdot kN \cdot m$$

Tuulikuorma (nosto/imu)

$$N_h := 0 \cdot kN$$

Momentti tuulikuormasta

$$M_h := 73.31 \cdot kN \cdot m$$

Kaikki pystysuorat kuormat

$$N_v := 1448.22 \cdot kN$$

Momentti kaikista pystysuorista  
kuormista

$$M_v := 0 \cdot kN \cdot m$$

Normaalivoima yhteensä

$$N_{tot} := N_h + N_v = 1.4 \times 10^3 \cdot kN$$

Momentti yhteensä

$$M := M_h + M_v = 73.3 \cdot kN \cdot m$$

$$\mu := 0.7$$

Pilarin tehollinen pituus

$$l_0 := \mu \cdot l = 3.5 \cdot m$$

Poikkileikkauksen hitaussäde

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 115.5 \cdot mm$$

Pilarin hoikkuus

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 30.3$$

$$ehto_1(\lambda) := \begin{cases} \text{"OK, poikkileikkauksen koko valittu oikein"} & \text{if } \lambda \leq 120 \\ \text{"tarkastettava poikkileikkaus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$ehto_1(\lambda) = \text{"OK, poikkileikkauksen koko valittu oikein"}$$

$$ehto_2(\lambda) := \begin{cases} \text{"taipuma on otettava huomioon, käytettävä kerroin } \eta" & \text{if } \left(\frac{l_0}{i}\right) > 14 \\ \text{"taipuma ei huomioida"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$ehto_2(\lambda) = \text{"taipuma on otettava huomioon, käytettävä kerroin } \eta"$$

Alkuepäkeskisyys

$$e_a := \max\left(\frac{l}{600}, \frac{h}{30}, 10\text{mm}\right) = 13.3\text{mm}$$

Kokonainen epäkeskisyys

$$e_0 := \frac{M}{N} + e_a = 64\text{mm}$$

Suhteellinen epäkeskisyys

$$\delta_e := \begin{cases} 0.15 & \text{if } \frac{e_0}{h} < 0.15 = 0.2 \\ 1.5 & \text{if } \frac{e_0}{h} > 1.5 \\ \frac{e_0}{h} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Kaikkien kuormien aiheuttama momentti vedetyn raudituksen suhteen

$$M_I := \left[ M + N \cdot \frac{(h_0 - a_p)}{2} \right] = 305\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Pysyvien ja pitkäaikaisten kuormien aiheuttama momentti vedetyn raudituksensuhteen

$$M_{II} := \left[ M_I + N_I \cdot \frac{(h_0 - a_p)}{2} \right] = 209.2\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Kuormien vaikutusajan betonirakenteeseen huomioon otettava kerroin

$$\varphi_I := \begin{cases} \left(1 + \frac{M_{II}}{M_I}\right) & \text{if } \left(1 + \frac{M_{II}}{M_I}\right) < 2 = 1.7 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Kertoimet

$$k_b := \frac{0.15}{\varphi_I(0.3 + \delta_e)} = 0.2$$

$$k_s := 0.7$$

Symmetrisen raudoituksen  
hitausmomentti

$$I_s := 2\alpha \cdot A_\phi \cdot (0.5 \cdot h - a)^2 = 6.9 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Rakenneosan jäykkyys

$$D := k_b \cdot E_b \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s = 2.2 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Poikkileikkauksen puristuskestävyyden  
mitoitusarvo

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = 1.8 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Kerroin

$$\eta_{v,h} := \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)} = 1.1$$

Kokonainen epäkeskisyyys

$$e_{v,h} := e_0 \cdot \eta_{v,h} + \frac{(h_0 - a_p)}{2} = 229.6 \cdot \text{mm}$$

$$M_{kok} := M_v \cdot \eta_{v,h} + M_h \cdot \eta_{v,h} = 79.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

## RAUDOITUKSEN LASKENTA

Suhteellisen normaalivoiman arvo

$$\alpha_n := \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = 0.6$$

Suhteellinen momentti

$$\alpha_m := \frac{M_{kok} + N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = 0.5$$

Tehollisen puristuspinnan korkeuden  
raja-arvo

$$\xi_R := \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{sel}}{\varepsilon_{b2}}} = 0.6$$

Suhteellisen momentin  
raja-arvo

$$\alpha_R := \xi_R \cdot (1 - 0.5 \cdot \xi_R) = 0.4$$



$$\xi_I := \begin{cases} \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} & \text{if } \alpha_n > \xi_R \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.6$$

$$\alpha_s := \begin{cases} \left[ \alpha_m - \xi_I \cdot \left( 1 - \frac{\xi_I}{2} \right) \right] & \text{if } \alpha_n > \xi_R \\ \frac{R_s \cdot A_n}{R_b \cdot b \cdot h_0} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.1$$

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus

$$\xi := \begin{cases} \left[ \alpha_n (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R \right] & \text{if } \alpha_n > \xi_R \\ \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} & \end{cases} = 0.6$$

Poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen  
tehollinen korkeus

$$x := \begin{cases} (\alpha_n \cdot h_0) & \text{if } \alpha_n \leq \xi_R \\ (\xi \cdot h_0) & \text{otherwise} \end{cases} = 209.9 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{sw} := \frac{a_p}{h_0} = 0.1$$

Symmetrinen rauditus

$$A_{pnlask} := \begin{cases} \left[ \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n \cdot \left( 1 - \frac{\alpha_n}{2} \right)}{1 - \delta} \right] & \text{if } \alpha_n \leq \xi_R \\ \left[ \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_m - \xi \cdot \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right)}{1 - \delta} \right] & \text{otherwise} \end{cases} = 347.8 \cdot \text{mm}^2$$

$$n_{p.lask} := \frac{A_{pnlask}}{A_{\phi p}} = 1.7$$

$$\text{ceil}(n_{p.lask}) = 2$$

Minimi geometrinen raudoitussuhde

$$\mu_s := 0.1\%$$

Poikkileikkauksen minimirauditus

$$A_{s,min} := \mu_s \cdot b \cdot h_0 = 144 \cdot \text{mm}^2$$

Minimiraudituksen määrä

$$n_{p,min} := \frac{A_{s,min}}{A_{\phi p}} = 0.7$$

$$Ehto(n) := \begin{cases} \text{"Rauditus valittu oikein"} & \text{if } n_{p,lask} \leq n \\ \text{"käytetään minimirauditus"} & \text{if } n_{p,lask} \leq n_{p,min} \\ \text{"Olettava laskettu rauditus käyttöön"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(n) = \text{"Rauditus valittu oikein"}$$

$$M_{tot} := M_{kok} + N \cdot e = 412.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ult} := R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A_{pn} \cdot (h_0 - a_p) = 420 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_{tot}}{M_{ult}} = 0.98$$

$$Tarkastusehto := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{tot} < M_{ult} \\ \text{"tarkastettava poikkileikkaus tai muutettava rauditus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Tarkastusehto = \text{"OK"}$$

### 5.3.3 *Pilarianturan mitoitus*

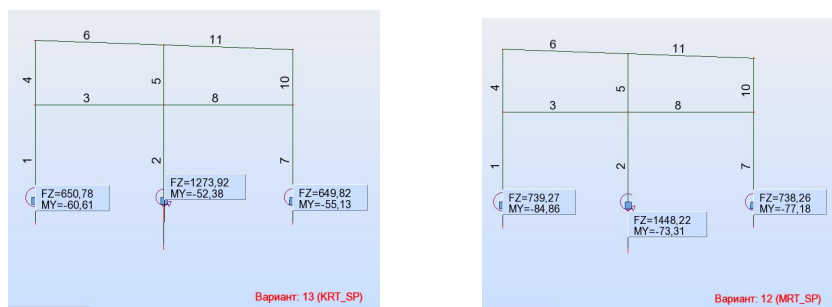
Tässä luvussa käsitellään moduulien 2/B risteyskohdassa sijaitsevan pilarianturan mitoitus. Pilarianturan mitoitusta varten tarvitaan sekä murtorajan (rajatilojen ensimmäinen ryhmä) että käyttörajatilan (rajatilojen toinen ryhmä) mukaisia kuormia. Näin ollen valittuun pilarianturaan vaikuttavat seuraavat voimat:

$$N_{ser} = 1273,92 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = 52,38 \text{ kNm}$$

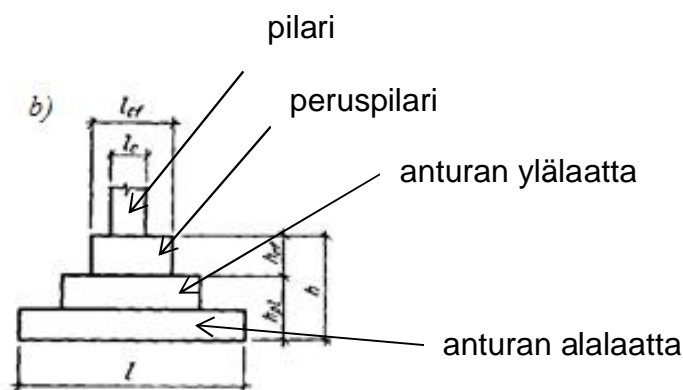
$$N_d = 1448,22 \text{ kN}$$

$$M_d = 73,31 \text{ kNm}$$



**Kuva 5.3.16** Moduulin 2 anturoihin kohdistuvat kuormat (KRT ja MRT)

Esimerkkimitoituksessa on käytetty anturamalli, jossa pilari asennetaan peruspilarin päälle ilman holkkia ja peruspilari tukeutuu kaksikerroksisen anturalaatan päälle.



**Kuva 5.3.17** Laskelmissa käytetty anturarakenne

Antura perustetaan betonialusvalun päälle, joten betonipeitteen paksuus on 40 mm.

**Taulukko 5.3.3** Pilarianturan mitoituksessa tarvittavat tiedot

Alustava anturan alalaatan leveys $b_1$	1,5 m
Alustava anturan alalaatan pituus $l_1$	1,8 m
Alustava anturan alalaatan korkeus $h_1$	0,6 m
Anturan toisen kerroksen korkeus $h_2$	0,3 m
Peruspilarin poikkileikkauksen leveys $b_c$	0,5 m
Peruspilarin poikkileikkauksen korkeus $l_c$	0,5 m
Maaperä	moreeni
Pakkaslämpötilojen summa $M_t$	28,7
Rakennuksen sisälämpötilan huomioon ottava kerroin	0,6
Työolosuhdekerroin $\gamma_{c1}$	1,4
Työolosuhdekerroin $\gamma_{c2}$	1,4
Työolosuhdekerroin $k$ (riippuu siitä, onko maaperän ominaisuudet määrätty tutkimuksilla vai SP:n 22.13330.2011liitteen B mukaan)	1,1
Kertoimet (SP 22.13330, liite B, taulukko 5.5)	
$M_y$	1,55
$M_q$	7,22
$M_c$	9,22
$k_z$	1
Perustuksen alla olevan pohjamaan keskivertotilavuuspaino	20 kN/m <sup>3</sup>
Perustuksen yllä olevan pohjamaan keskivertotilavuuspaino	18 kN/m <sup>3</sup>
Perustuksen alla olevan täyttökerroksen koheesioarvo $c_{II}$	3,68 kN/m <sup>2</sup>
Perustuksen yllä olevan maakerroksen paksuus $h_s$	1,2 m
Perustuksen sekä perustuksen yläpuolella olevien perusmaan ja lattian omapainojen keskiarvo $\gamma_m$	20 kN/m <sup>3</sup>
Kerroin $\alpha$	0,85

## PILARIANTURAN MITOITUS

Alustava anturan alalaatan leveys

$$b_1 := 2.2 \cdot m$$

Alustava anturan alalaatan pituus

$$l_1 := 2.5 \cdot m$$

Alustava anturan alalaatan korkeus

$$h_1 := 0.6 \cdot m$$

Peruspilarin / pilarin  
poikkileikkauksen leveys

$$b_c := 0.5 \cdot m$$

Peruspilarin / pilarin poikkileikkauksen  
korkeus

$$l_c := 0.5 \cdot m$$

Anturan laatan toisen kerroksen korkeus

$$h_2 := 0.4 \cdot m$$

Anturan laatan toisen kerroksen pituus

$$l_2 := l_1 - 2 \cdot l_c = 1.5 \cdot m$$

Anturalaatan toisen kerroksen leveys

$$b_2 := b_1 - 2 \cdot b_c = 1.2 \cdot m$$

Alustava alapinnan pitkittäisraudoitus

$$\phi_l := 32 \cdot mm$$

Alustava alapinnan poikittaisraudoitus

$$\phi_b := 16 \cdot mm$$

Betoniluokka

$$B = 30$$

Betonin askentapuristuslujuus

$$R_b := 17 \cdot \frac{MN}{m^2}$$

Betonin laskentavetolujuus

$$R_{bt} := 1.15 \cdot \frac{MN}{m^2}$$

Raudoituksen luokka

$$A = 500$$

Raudoituksen laskentavetolujuus

$$R_s := 350 \cdot \frac{MN}{m^2}$$

Betonipeite

$$c_c := 40 \cdot mm$$

$$a := c + \frac{\phi_l}{2} = 56 \cdot mm$$

## PERUSTAMISSYVYYS

Maaperä

moreeni

$$d_0 := 0.34 \cdot m$$

Pakkaslämpötilojen summa

$$M_t := 28.7$$

Normiroutivuus

$$d_{fn} := d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 1.821 \, m$$

Rakennuksen sisälämpötilan huomioon  
ottava kerroin

$$k_h := 0.6$$

Pohjamaan routivuuden laskenta-arvo

$$d_f := k_h \cdot d_{fn} = 1.093 \, m$$

## SALLITTU POHJAPAIN

Työolosuhdekerroin

$$\gamma_{c1} := 1.4$$

Työolosuhdekerroin

$$\gamma_{c2} := 1.4$$

Kerroin

$$k := 1.1$$

Kitkakulma

$$\varphi := 34^\circ$$

Kertoimet  $M_y$ ,  $M_q$ ,  $M_c$

$$M_y := 1.55$$

$$M_q := 7.22$$

$$M_c := 9.22$$

Normissa annettu arvo

$$z_0 := 8 \cdot m$$

$$k_z := \begin{cases} 1 & \text{if } (l_I < 10 \cdot m) \\ \left( \frac{z_0}{l_I} + 0.2 \right) & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Perustuksen alla olevan pohjamaan keskiverto-tilavuuspaino

$$\gamma_{II} := 20 \cdot \frac{kN}{m^3}$$

Perustuksen yllä olevan pohjamaan keskiverto-tilavuuspaino

$$\gamma_{II,I} := 18 \cdot \frac{kN}{m^3}$$

Perustuksen alla olevan täyttökerroksen koheesioarvo

$$c_{II} := 3,68 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Perustuksen yllä olevan maakerroksen paksuus

$$h_s := 1,2 \cdot m$$

Kellarin lattian paksuus

$$h_{cf} := 0 \cdot m$$

Kellarin lattian laskentapaino

$$\gamma_{cf} := 0 \cdot \frac{kN}{m^3}$$

Kellarittomien rakennusten perustamissyvyys

$$d_I := h_I + h_2 + h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma_{II,I}} = 2,2 \cdot m$$

Peruspilarin korkeus

$$h_c := (d_I - h_I - h_2 + 0,4 \cdot m) = 1,6 \cdot m$$

Kellarin syvyys, jos yli 2 m, db=2m

$$d_b := 0 \cdot m$$

Sallittu pohjapaine

$$R := \frac{\gamma_{cI} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_y \cdot k_z \cdot l_I \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_I \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

$$R = 764,595 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

## POHJAPAINE

Anturan yläpinnan tasossa olevan kuorman laskenta-arvo (rajatilojen toisen ryhmän mukaan)

$$N_{ser} := 1273,92 \cdot kN + b_c \cdot l_c \cdot h_c \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3} = 1,284 \times 10^3 \cdot kN$$

Perusmaan tilavuuspaino

$$\gamma_m := 20 \cdot \frac{kN}{m^3}$$

Keskeisesti kuormitetun anturan tarvittava pinta-ala

$$A_{\text{tarv}} := \frac{N_{\text{ser}}}{(R - \gamma_m \cdot d_I)} = 1.782 \text{ m}^2$$

Tarkastus

$$A_{\text{tod}} := b_I \cdot l_I = 5.5 \text{ m}^2$$

$$Ehto(A) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } A_{\text{tod}} \geq A \\ \text{"määrättävä sivut uudestaan"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(A) = \text{"OK"}$$

$$R_{\text{tod}} := \frac{N_{\text{ser}}}{A_{\text{tod}}} = 233.44 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tarkastus

$$\frac{R_{\text{tod}}}{R} = 0.305$$

#### POHJAPAINELAJAUMA

Anturan yläpinnan tasosa olevan kuorman laskenta-arvo (rajatilojen ensimmäisen ryhmän mukaan)

$$N_d := 1448.22 \cdot \text{kN} + 1.1 \cdot b_c \cdot l_c \cdot h_c \cdot 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1.459 \times 10^3 \text{ kN}$$

Anturaan x-suunnassa vaikuttava momentti

$$M_{X,d} := 73.31 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Anturaan y-suunnassa vaikuttava momentti

$$M_{Y,d} := 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Perustuksen sekä perustuksen yläpuolella olevien perusmaan ja lattian omapainojen keskiarvo

$$\gamma_{\text{mt}} := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Epäkeskisyyys

$$e_{\text{m}} := \frac{M_{X,d}}{(N_d + \gamma_{\text{mt}} \cdot d_I \cdot l_I \cdot b_I)} = 0.043 \text{ m}$$

Resultantin vaikutuspisteen ja anturan reunan välinen etäisyys

$$C_0 := \frac{l_I}{2} - \frac{M_{X,d}}{(N_d + \gamma_{\text{mt}} \cdot d_I \cdot l_I \cdot b_I)} = 1.207 \text{ m}$$

Anturan pohjan taivutusvastus momentin  $M_x$  vaikutussuunnassa

$$W_X := \frac{b_I \cdot l_I^2}{6} = 2.292 \cdot \text{m}^3$$



Anturan pohjan taivutusvastus  
momentin  $M_y$  vaikutussuunnassa

$$W_Y := \frac{I_f \cdot b_f^2}{6} = 2.017 \cdot m^3$$

Pohjapainejakauma

$$p := \begin{cases} \frac{N_d}{A} + 1.15 \gamma_{mf} \cdot h_f + \frac{M_{X,d}}{W_X} & \text{if } \left( \frac{e}{I_f} \leq \frac{1}{6} \right) \\ \left[ \frac{2 \cdot (N_d + \gamma_{mf} \cdot h_f \cdot I_f \cdot b_f)}{3 \cdot b_f \cdot C_0} \right] & \text{otherwise} \end{cases} = 864.772 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Maksimi pohjapaine jos momentit  
vaikuttavat molempiin suuntiin

$$p_{max} := \frac{N_d}{A} + 1.15 \gamma_{mf} \cdot h_f + \frac{M_{X,d}}{W_X} + \frac{M_{Y,d}}{W_Y} = 864.772 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Tarkastus

$$Ehto(p) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } p \leq 1.2 \cdot R \\ \text{"Tarkastettava anturan mitat"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$1.2 \cdot R = 917.514 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$Ehto(p) = \text{"OK"}$$

$$1.5 \cdot R = 1.147 \times 10^3 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$Ehto(p_{max}) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } p_{max} \leq 1.5 \cdot R \\ \text{"Tarkastettava anturan mitat"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(p_{max}) = \text{"OK"}$$

Todellinen anturalaatan tehollinen korkeus

$$h_{0,pl} := h_f + h_2 - a = 944 \cdot mm$$

Anturalaatan laskentatehollinen korkeus (*tarkastus*)

Kerroin

$$\alpha := 0.85$$

$$h_{0,pl.laskenta} := -\frac{b_c + l_c}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{\alpha \cdot R_{bt} + p}} = -249.632 \cdot mm$$

$$h_{0,pl,tarkastus} := \begin{cases} b_I \cdot 0.5 \cdot (l_I - l_c) & \text{if } (b_I - b_c) \leq 2 \cdot h_{0,pl} \\ \left[ b_I + 0.5 \cdot \frac{R_{bt}}{p_{max}} \cdot (b_I + b_c) \right] & \\ -0.5 \cdot b_c + \sqrt{\frac{0.25 \cdot b_c^2 + [0.5 \cdot (l_I - l_c)]^2 - [0.5 \cdot (b_I - b_c)]^2}{\left(1 + \frac{R_{bt}}{p_{max}}\right)}} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.551 \cdot m$$

$$Ehto(h_{0,pl}) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } h_{0,pl} \geq h_{0,pl,laskenta} \\ \text{"kasvatettava anturan paksuus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(h_{0,pl}) = \text{"OK"}$$

### LEIKKAUSKESTÄVYYS

Tarkastettavan poikkileikkauksen  
leveys

$$b_{tark} := 1 \cdot m$$

$$\text{Leikkaava voima } Q := \begin{cases} \left[ 0.5 \cdot (l_I - b_c - 2 \cdot h_{0,pl}) \cdot b_{tark} \cdot p \right] & \text{if } (l_I - b_c - 2 \cdot h_{0,pl}) \geq 0 \\ \left[ 0.5 \cdot (l_I - l_c) - h_I \right] \cdot b_{tark} \cdot p & \text{otherwise} \end{cases} = 48.427 \cdot kN$$

Poikkileikkauksen  
leikkauskestävyys

$$Q_{b,min} := 0.5 \cdot R_{bt} \cdot b_{tark} \cdot h_{0,pl} = 542.8 \cdot kN$$

$$Ehto(Q) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } Q \leq Q_{b,min} \\ \text{"Lisättävä rauditus tai kasvatettava poikkileikkaus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(Q) = \text{"OK"}$$

### LÄVISTYSLEIKKAUS

Lävistyskartion ylä- ja alapiirien  
aritmeettinen kesiarvo

$$u_m := 2 \cdot (b_c + l_c + 2h_{0,pl}) = 5.776 \cdot m$$

Normaalivoiman mitoitusarvo

$$F_d := N_d + 1.1b_c \cdot l_c \cdot h_c \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^3} = 1.47 \cdot 10^3 \cdot kN$$

Momentin mitoitusarvo

$$M_d := 73.31 \cdot kN \cdot m$$

Laskettu epäkeskisyys

$$e = 0.043 \text{ m}$$

Normaalivoiman kokonaisarvo

$$F := F_d + \frac{M_d}{e} = 3.2 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{b,ult} := R_{bt} \cdot u_m \cdot h_{0,pl} = 6.27 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Tarkastusehto

$$Ehto(F) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } F \leq F_{b,ult} \\ \text{"tarkastettava anturan kerrosten paksuudet tai lisättävä rauditus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(F) = \text{"OK"}$$

Käyttöaste

$$\frac{F}{F_{b,ult}} = 0.506$$

$$Ehto(F) := \begin{cases} \text{"ei poikittaista raudoitusta"} & \text{if } (Ehto(F) = \text{"OK"}) \\ \text{"lisättävä poikittaisraudoitus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(F) = \text{"ei poikittaista raudoitusta"}$$

**Tarkastus yhdistetyille rasituksille**

Mitoittavan poikkileikkauksen taivutusvastus

$$W_b := \frac{(h_{0,pl} + l_c) \cdot (h_1 + h_2)^2}{6} = 2.407 \times 10^8 \cdot \text{mm}^3$$

Poikkileikkauksen momenttikestävyys

$$M_{b,ult} := R_{bt} \cdot W_b = 276.767 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_d}{M_{b,ult}} = 0.265$$

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_d}{M_{b,ult}} = 0.771$$

Yhdistetty rasitus

$$Ehto(M_{b,ult}) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \left( \frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_d}{M_{b,ult}} \right) \leq 1 \\ \text{"tarkastettava poikkileikkaus"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Ehto(M_{b,ult}) = \text{"OK"}$$

#### Pilarianturan momenttiraudoitus

Anturaan vaikuttava momentti

$$M_p := \frac{1}{2} \cdot p_{max} \cdot \left( \frac{l_I - l_c}{2} \right)^2 \cdot l_I = 1.081 \times 10^3 \cdot kN \cdot m$$

Anturan alimman laatan tehollinen korkeus

$$h_{0,I} := h_I - a = 544 \cdot mm$$

Suhteellinen momentti

$$\alpha_m := \frac{M_p}{R_b \cdot l_I \cdot h_{0,I}^2} = 0.086$$

Momenttiraudoituksen pinta-ala

$$A_s := \frac{R_b \cdot l_I \cdot h_{0,I} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} \right)}{R_s} = 5.945 \times 10^3 \cdot mm^2$$

Raudoituksen tarvittava määrä

$$n := \frac{A_s}{\left( \pi \frac{\phi_I^2}{4} \right)} = 7.392$$

Raudoituksen lopullinen määrä

$$ceil(n) = 8$$

$$A_{ceil,n} := ceil(n) \cdot \pi \cdot \frac{\phi_I^2}{4} = 6.434 \times 10^3 \cdot mm^2$$

K -jako metrille

$$s_{as} := \frac{1000 \cdot mm}{ceil(n)} = 125 \cdot mm$$

## 5.4 Rakenteisiin kohdistuvat kuormat, Eurokoodi-standardi

Laskelmien yhdenvertaisuuden vuoksi määrätään kyseessä oleva rakennus kuuluvan seuraamusluokkaan CC2, joten kuormakerroin  $K_{FI}=1$ .



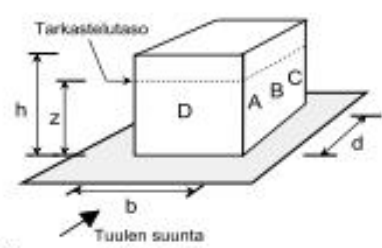
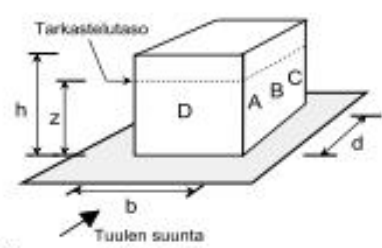
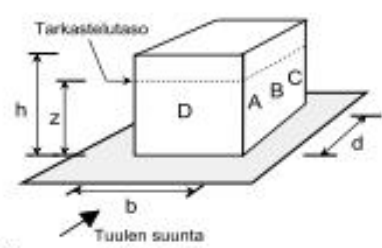
Rakennuksen korkeus on 8,5 m ja maastoluokka III.

### 5.4.1 Lumikuormat

Ilomantsin alueella lumen ominaiskuorma maassa  $s_k = 2,75 \text{ kN/m}^2$ . Tuulensuojaisuuskertoimeksi  $C_e$  valitaan arvo 1. Lämpökerroin  $C_t$  on 1. Lumikuorman muotokertoimet  $\mu_1 = 0,8$  ja  $\mu_2 = 0$ . Pulttikatolle saadaan seuraava kuormitustapaus:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,75 \text{ kN/m}^2 = 2,2 \text{ kN/m}^2$$

## 5.4.2 Tuulikuormat

		<b>Rakennelaskelma</b>																			
VALITSE YHTIÖ _____		Tekijä: FIMAVI	Sivun: 1(1)																		
Päiväys: 42099																					
<b>Rakennuskohde:</b> YAMK-Opinnäytetyö Varastorakennus	Työ no: _____	<b>Sisältö:</b> Tuulikuorma	Sijainti: Ilomantsi																		
<b>M10 Tuulikuorma Eurocode EN1991-1-4:n mukaan</b>			<b>Versio 1.5</b>																		
 Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011																					
<table border="0"> <tr> <td>           Maastoluokka = 3            Tuulen nopeuden perusarvo = 21            Maaston kaltevuus <math>\phi</math> = 0            Sijaintikerroin S = 1            Ilman tiheys <math>\rho</math> = 1,25 kg/m<sup>3</sup>            Korkeus maanpinnasta z = 5 m         </td> <td>           Rakennuksen mitat:            h = 8,5 m            d = 14,0 m            b = 16,0 m         </td> </tr> </table>				Maastoluokka = 3 Tuulen nopeuden perusarvo = 21 Maaston kaltevuus $\phi$ = 0 Sijaintikerroin S = 1 Ilman tiheys $\rho$ = 1,25 kg/m <sup>3</sup> Korkeus maanpinnasta z = 5 m	Rakennuksen mitat: h = 8,5 m d = 14,0 m b = 16,0 m																
Maastoluokka = 3 Tuulen nopeuden perusarvo = 21 Maaston kaltevuus $\phi$ = 0 Sijaintikerroin S = 1 Ilman tiheys $\rho$ = 1,25 kg/m <sup>3</sup> Korkeus maanpinnasta z = 5 m	Rakennuksen mitat: h = 8,5 m d = 14,0 m b = 16,0 m																				
<table border="0"> <tr> <td>           Puuskanopeuspaine:  <math>q_p(z) = 353,0 \text{ N/m}^2</math>  <math>q_p(h) = 442,3 \text{ N/m}^2</math> </td> <td>           Sisäisen paineen kertoimet:            Ylipaine <math>C_{pi} = 0,20</math>            Alipaine <math>C_{pe} = -0,30</math>            Pinta-ala A = 10 m<sup>2</sup> </td> </tr> </table>				Puuskanopeuspaine: $q_p(z) = 353,0 \text{ N/m}^2$ $q_p(h) = 442,3 \text{ N/m}^2$	Sisäisen paineen kertoimet: Ylipaine $C_{pi} = 0,20$ Alipaine $C_{pe} = -0,30$ Pinta-ala A = 10 m <sup>2</sup>																
Puuskanopeuspaine: $q_p(z) = 353,0 \text{ N/m}^2$ $q_p(h) = 442,3 \text{ N/m}^2$	Sisäisen paineen kertoimet: Ylipaine $C_{pi} = 0,20$ Alipaine $C_{pe} = -0,30$ Pinta-ala A = 10 m <sup>2</sup>																				
<table border="0"> <tr> <td colspan="2">           Kuormat seinässä:            Seinässä D suunta on sisäänpäin, muissa ulospäin.         </td> <td>  </td> </tr> </table>				Kuormat seinässä: Seinässä D suunta on sisäänpäin, muissa ulospäin.																	
Kuormat seinässä: Seinässä D suunta on sisäänpäin, muissa ulospäin.																					
<table border="0"> <tr> <td></td> <td>Kuorma</td> <td>Leveys</td> </tr> <tr> <td>A:</td> <td>494,3 N/m<sup>2</sup></td> <td>3,2 m</td> </tr> <tr> <td>B:</td> <td>353,0 N/m<sup>2</sup></td> <td>10,8 m</td> </tr> <tr> <td>C:</td> <td>247,1 N/m<sup>2</sup></td> <td>0 m</td> </tr> <tr> <td>D:</td> <td>369,8 N/m<sup>2</sup></td> <td>16,0 m</td> </tr> <tr> <td>E:</td> <td>210,1 N/m<sup>2</sup></td> <td>16,0 m</td> </tr> </table>					Kuorma	Leveys	A:	494,3 N/m <sup>2</sup>	3,2 m	B:	353,0 N/m <sup>2</sup>	10,8 m	C:	247,1 N/m <sup>2</sup>	0 m	D:	369,8 N/m <sup>2</sup>	16,0 m	E:	210,1 N/m <sup>2</sup>	16,0 m
	Kuorma	Leveys																			
A:	494,3 N/m <sup>2</sup>	3,2 m																			
B:	353,0 N/m <sup>2</sup>	10,8 m																			
C:	247,1 N/m <sup>2</sup>	0 m																			
D:	369,8 N/m <sup>2</sup>	16,0 m																			
E:	210,1 N/m <sup>2</sup>	16,0 m																			
Kuormat tasakatolla: Positiivinen suunta on ylöspäin.																					
<table border="0"> <tr> <td></td> <td>Kuorma</td> <td>Leveys</td> </tr> <tr> <td>F:</td> <td>884,6 N/m<sup>2</sup></td> <td>1,6 m</td> </tr> <tr> <td>G:</td> <td>619,2 N/m<sup>2</sup></td> <td>1,6 m</td> </tr> <tr> <td>H:</td> <td>398,1 N/m<sup>2</sup></td> <td>6,4 m</td> </tr> <tr> <td>I:</td> <td>176,9 N/m<sup>2</sup></td> <td>6 m</td> </tr> <tr> <td>I:</td> <td>-221,2 N/m<sup>2</sup></td> <td>6 m</td> </tr> </table>					Kuorma	Leveys	F:	884,6 N/m <sup>2</sup>	1,6 m	G:	619,2 N/m <sup>2</sup>	1,6 m	H:	398,1 N/m <sup>2</sup>	6,4 m	I:	176,9 N/m <sup>2</sup>	6 m	I:	-221,2 N/m <sup>2</sup>	6 m
	Kuorma	Leveys																			
F:	884,6 N/m <sup>2</sup>	1,6 m																			
G:	619,2 N/m <sup>2</sup>	1,6 m																			
H:	398,1 N/m <sup>2</sup>	6,4 m																			
I:	176,9 N/m <sup>2</sup>	6 m																			
I:	-221,2 N/m <sup>2</sup>	6 m																			

Katolla vaikuttavaa tuulen nostovoimaa ei oteta näissä laskelmissa huomioon.

Mitoittavan kehän pilariin kohdistuvat seuraavat tuulikuormat:

- tuulenpuoleinen seinä D 0,37 kN/m<sup>2</sup>
- imupuoleinen seinä E 0,21 kN/m<sup>2</sup>

**Taulukko 5.4.1** Pilareihin kohdistuvat tuulikuormat, normiarvo

Moduuli	Tuulenpuoli (tuuli X)	Imu (tuuli X)
A/1	$0,37 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m}/2 = 1,48 \text{ kN/m}$	$-0,21 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m}/2 = -0,84 \text{ kN/m}$
A/2	$0,37 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m} = 2,96 \text{ kN/m}$	$-0,26 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m} = -1,68 \text{ kN/m}$
A/3	$0,37 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m}/2 = 1,48 \text{ kN/m}$	$-0,26 \text{ kN/m}^2 \cdot 8\text{m}/2 = -0,84 \text{ kN/m}$

### 5.4.3 Muut rakenteisiin vaikuttavat kuormat

Tasavertaisuuden vuoksi valitaan yläpohjarakenteiden kuormiksi samat arvot kuten venäläisten normien mukaisissa laskelmissa:

- lämmöneristeet ja kate painavat  $0,64 \text{ kN/m}^2$
- 300 mm teräsbetonilaatta painaa  $7,5 \text{ kN/m}^2$
- moduulilla 2 olevan teräsbetonipalkin alustavat mitat ovat  $b \cdot h = 400 \cdot 650$ , sen paino on  $6,5 \text{ kN/m}$ .

Välitason kuormiksi valitaan myös samat kuten edellisissä laskelmissa:

- 300 mm teräsbetonilaatta painaa  $7,5 \text{ kN/m}^2$
- Suorakaiteenmuotoisen teräsbetonipalkin uuman mitat ovat  $b \cdot h = 450 \cdot 750$ , sen paino on  $8,4 \text{ kN/m}$ .
- varastokuorma on  $3 \text{ kN/m}^2$  (Eurokoodin mukaan varastotilojen hyötykuorman on oltava vähintään  $7,5 \text{ kN/m}^2$ ).

## 5.5 Rakenneosien laskenta, Eurokoodi-standardi

Mallirakennuksen teräsbetonirakenneosien laskennassa käytetään betoniluokka C25/30, jonka parametrit ovat seuraavat:

**Taulukko 5.5.1** Betoniluokan C25/30 laskentalujuudet ja materiaaliominaisuudet

<b>Eurokoodi</b>	<b>C25/30</b>
$f_{ck, cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	30
$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	25
$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	14,17
$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	31000
$f_{ctk,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,8
$f_{ctd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,33

Raudoituksen luokaksi valitaan B500B.

Rakenteet ovat suljetussa tilassa, jonka suhteellinen kosteus on normaali, joten betonipeitteen sallittu minimi on 10 mm.

Palonkestoluokassa R60 Eurokoodissa suositellaan seuraavat rakenteiden minimipaksuudet ja keskiöetäisyydet:

**Taulukko 5.5.2** Malliesimerkin rakenneosien minimipaksuudet ja leveydet sekä betonipeite

<b>rakenneosa</b>	<b>minimipaksuus / minimileveys [mm]</b>	<b>betonipeite</b>
palkki	300	25 mm - Ø/2- Ø <sub>sw</sub>
pilari	200 (palon vaikutus neljältä sivulta)	25 mm - Ø/2- Ø <sub>sw</sub>
laatta (yksiaukkoinen)	80	20 mm - Ø/2- Ø <sub>sw</sub>

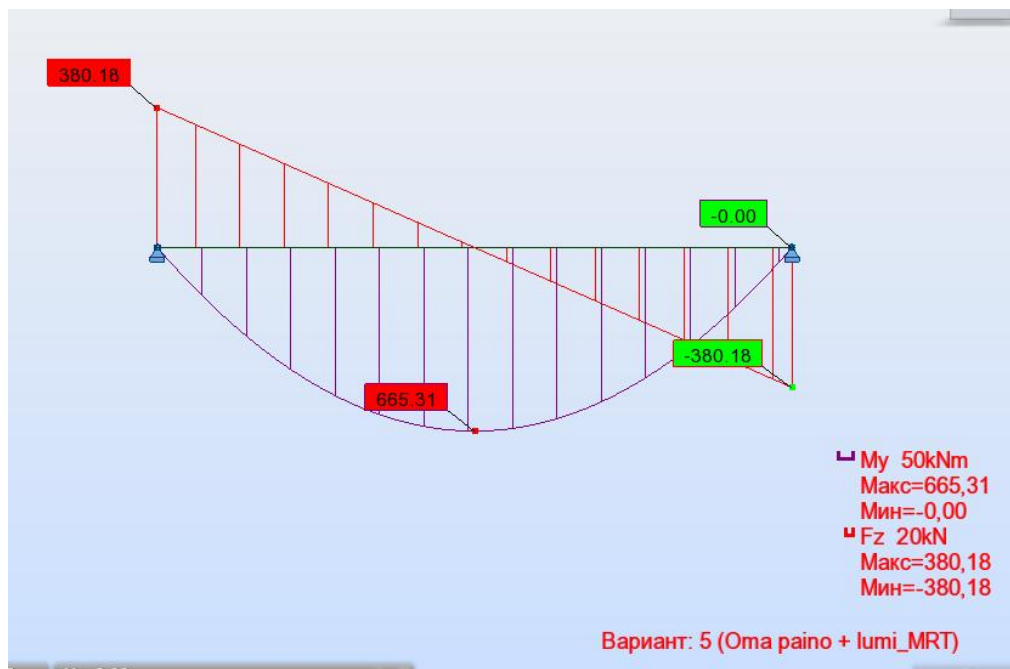


rakenneosa	minimipaksuus / minimileveys [mm]	betonipeite
seinä	140	10 mm - Ø/2- Ø <sub>sw</sub>

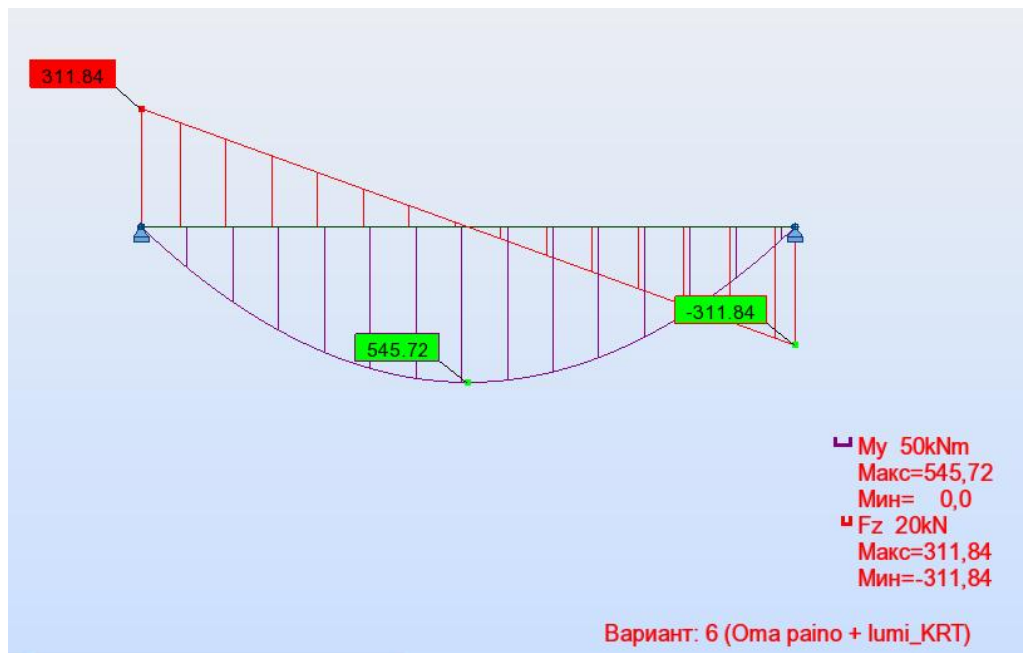
### 5.5.1 Yläpohjan palkin mitoitus

Vertailulaskelmissa käytetään seuraava kuormayhdistelmä:

$$\begin{aligned}
 N_d &= 1,15G_k + 1,5Q_{k,LUMI} = \\
 &= 1,15 \cdot (8m \cdot \\
 &\cdot (0,64 \text{ kN/m}^2 + 7,5 \text{ kN/m}^2) + 6,5 \text{ kN/m}) + 1,5 \cdot 8m \cdot 2,2 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{108,8 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$



**Kuva 5.5.1** Yläpohjapalkin momentti ja leikkausvoima (MRT)



**Kuva 5.5.2** Yläpohjapalkin momentti ja leikkausvoima (KRT)

**B6 Teräsbetonisen suorakaidepoikkileikkauksen mitoitus**

Versio 1.53



Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011

**Geometria**

Palkin kokonaispituus

7000 mm

Viisteet

0 mm

Tukipinnan pituus

t = 350 mm

Korkeus

h = 650 mm

Leveys

b = 400 mm

Jänneväli

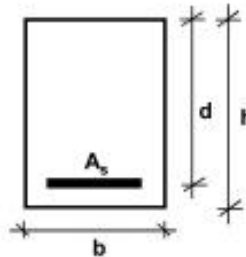
L = 6650 mm

Poikkileikk. pinta-ala

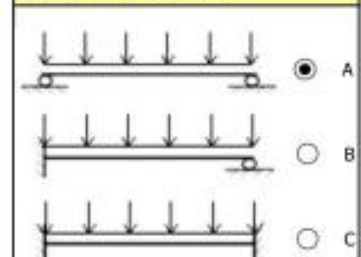
$A_c = 260000 \text{ mm}^2$

Poikkileikk. piiri

u = 2100 mm



Valitse rakennemalli:



Tätä laskentaa käytetään vain pilarin leikkauskestävyyden laskentaan sekä halkeaman laskentaan. Rakennemallilla sekä palkin ja tukipintojen pituudella ei ole tässä merkitystä (ne eivät vaikuta momentti- ja leikkauskestävyyden laskentaan eikä halkeaman laskentaan). Laskettua taipumaa ei huomioida.

**HUOM!** Palkin rasiusten laskennassa käytetyn rakennemallin tulee vastata yllä valittua rakennemallia.

**Rasitukset**

MRT laskentamomentti

$M_{ed} = 665,0 \text{ kNm}$

MRT laskentaleikkausvoima

$V_{ed} = 380,2 \text{ kN}$

KRT laskentamomentti, om.tai tav.yhdistelmä

$M_{k1} = 545,0 \text{ kNm}$

KRT laskentamomentti, pitkäaikaisyhdistelmä

$M_{k2} = 436,0 \text{ kNm}$

Onko käytettävässä yhdistelmässä lyhytaikaiskuormia:

kyllä

Lyhytaikaiskuorman osuus:

50 %

Kuormitusyhdistelmän valinta:

Pitkäaikais

Käyttörajan laskentamomenttien suhde:

$\eta_1 = 0,50$

**HUOM!** Taivutusmomenttien ja leikkausvoiman arvot tulee määrittää erikseen standardien ja ohjeiden mukaisesti.

**Materiaali ja ympäristö**

Rakenneluokka

2

Betonin lujuus

C25/30

Sementtilaji

N

Rauditus

A500HW

Rasitusluokka

XC1

Suunnitteluikä

50 vuotta

Kiviaineen maksimi raekoko

$d_g = 32 \text{ mm}$

Ympäristön suhteellinen kosteus

RH = 60 %

Betonin ikä tarkasteluajankohtana

t = 50000 vrk

Betonin ikä kuorman alkaessa

$t_0 = 28 \text{ vrk}$

Sallittu mittapoikkeama

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Betonipeitteen vähimmäisarvo

$c_{min} = 25 \text{ mm}$

Betonipeitteen nimellisarvo

$c_{nom} = 35 \text{ mm}$

Betonipeite haan pintaan

c = 35 mm

$f_{ck} = 25,0 \text{ MN/m}^2$

$f_{cm} = 33,0 \text{ MN/m}^2$

$f_{cd} = 14,2 \text{ MN/m}^2$

$f_{ctm} = 2,56 \text{ MN/m}^2$

$f_{ctk} = 1,80 \text{ MN/m}^2$

$f_{ctd} = 1,20 \text{ MN/m}^2$

$f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$

$f_{yd} = 435 \text{ MN/m}^2$

$\epsilon_{cu2} = 3,50 \text{ ‰}$

$E_{cm} = 31476 \text{ MN/m}^2$

$\lambda = 0,8$

$\varphi(t, t_0) = 2,33$

$E_s = 200000 \text{ MN/m}^2$

$\eta_2 = 1,0$

$E_{c,eff} = 14539 \text{ MN/m}^2$

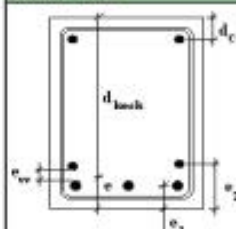
$\epsilon_{sd} = 2,17 \text{ ‰}$

**Teräsbetonisen suorakaidepoikkileikkauksen mitoitus**

Versio 1.53

**Rauditus**

**HUOM!** Puristusteräksien määrä tulee asettaa lähtökohtaisesti nolllaksi.



$$e_{vv} = \max[20; d_g/3; \Phi_1] =$$

$$e_1 = (c + \Phi_h + (\Phi_1/2)) =$$

$$e_2 = e_1 + (\Phi_1/2) + e_{vv} + (\Phi_2/2) =$$

$$d_c = (c + \Phi_h + (\Phi_2/2)) =$$

Haat

$\Phi_h =$

12 mm

Leikkeiden määrä

$n_h =$

4 kpl

Hakojen jakoväli

$s_h =$

200 mm

Puristusteräks	$\Phi_c$ [mm]	$n_c$ [kpl]	$A_{sc}$ [mm <sup>2</sup> ]	$d_c$ [mm]
	20	0	0	0

Veto- teräks	Rivi	$\Phi_1, \Phi_2$ [mm]	$n_1, n_2$ [kpl]	$A_{s1}, A_{s2}$ [mm <sup>2</sup> ]	$d_1, d_2$ [mm]
Yläriivi	2	32	0	0	590,5
Alariivi	1	25	7	3436	590,5
				3436 = $A_{sc}$	591 = $d_{msk}$

Tarkista paloluokkavaatimusten toteutuminen ( $e_1$ )!

Hakojen suuntakulma

$\alpha_h =$

90 deg

$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

$\cot \theta =$

1,0

Leikkausraudoitus

$A_{sw} =$

452 mm<sup>2</sup>/haka

$A_{sw, tot} =$

2262 mm<sup>2</sup>/m

**Taivutuskestävyys**

$$\omega = (A_s f_{yd}) / (b d \eta_2 f_{cd}) =$$

0,446

$$\mu = \omega (1 - d_c/d) - \beta_c (\beta_c/2 - d_c/d)$$

$$\omega_c = (A_{sc} f_{yd}) / (b d \eta_2 f_{cd}) =$$

0,000

$\mu =$

0,347

$$\beta_c = \omega - \omega_c =$$

0,446

$$A_{s, min} = (0,26 f_{ctm} d b) / f_{yk} > 0,0013 b d$$

$$\beta_b = \lambda \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + (f_{yk} / E_s)) =$$

0,467

$A_{s, min} =$

315 mm<sup>2</sup>

$$x = \beta_c d / \lambda =$$

329,6 mm

$$M_{pl, Rd} = \mu b d^2 \eta_2 f_{cd} =$$

685,3 kNm

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cu} (1 - (d_c/x)) =$$

0,00 ‰

$$\varepsilon_{sc} / \varepsilon_{sd} =$$

0,00

**Taivutuskestävyys, poikkileikkauksen käyttöaste**

$M_d / M_{pl, Rd} =$

0,97 OK

**Minimiraudoitus**

$A_s > A_{s, min}$

OK

**Vetomurtumisehto**

$\beta_c < \beta_b$

OK

**Leikkauskestävyys**

$$z = 0,9d =$$

531 mm

$$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha_h) \sin \alpha_h$$

$$v_1 = 0,6 (1 - (f_{ck} / 250)) =$$

0,54

$V_{Rd, s} =$

522,7 kN

$$s_{h, max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha_h) =$$

443 mm

$$V_{Rd, max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \eta_2 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha_h) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$A_{sw, min} = (0,08 f_{ck}^{0,5} b_w \sin \alpha_h) / f_{yk}$$

$V_{Rd, max} =$

813,1 kN

$$A_{sw, min} =$$

320 mm<sup>2</sup>/m

$$V_{Rd} = \min [V_{Rd, s}, V_{Rd, max}] =$$

522,7 kN

$$V_{Rd, c} =$$

148,6 kN

$$V_{Rd, c, min} =$$

82,2 kN

**Leikkauskestävyys**

$$V_{Ed} / V_{Rd} =$$

0,73 OK

**Minimiraudoitus**

$$A_{sw, tot} > A_{sw, min}$$


OK

**Hakojen maksimiväli**

$$s_h < s_{h, max}$$

OK



 VALITSE YHTIÖ _____		<b>Rakennelaskelma</b>	
		Tekijä: FIMAVI	Sivu: 3 (3)
		Päiväys: 5.4.15	
Rakennuskohde:	Työ nro:	Sisältö:	Sijainti:
YAMK-opinnäytetyö	—	Keskilinjän yläpohjapalkki	Ilomantsi
Varistorakennus	—	—	
<b>Teräsbetonisen suorakaidepoikkileikkauksen mitoitus</b>		Versio 1.53	
<b>Kutistuma</b>			
Poikkileikkauksen nimellismitta	$h_0 = 2A_c / u =$	247,6	mm
Nimellinen kuivumiskutistuma	$\epsilon_{cd,0} =$	0,000459	
Kuivumiskutistuman loppuarvo	$\epsilon_{cd,inf} = k_h \epsilon_{cd,0} =$	0,000368	jossa $k_h =$ <b>0,80</b>
Sisäisen kutistuman loppuarvo	$\epsilon_{ca,inf} = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} =$	3,75E-05	
Kokonaiskutistuman loppuarvo	$\epsilon_{c,inf} = \epsilon_{cd,inf} + \epsilon_{ca,inf} =$	0,000406	
Pituuden muutos	$\Delta L =$	<b>2,84</b>	mm
<b>Taipuma</b>			
$\alpha_e =$	$E_s / E_{c,eff}$	$\alpha_e =$	13,8
$x_1 =$	$(bh^2/2 + (\alpha_e - 1)(A_{sc}d + A_{sc}d_c)) / (bh + (\alpha_e - 1)(A_s + A_{sc}))$	$x_1 =$	363 mm
$I_1 =$	$bh^3/12 + bh(h/2 - x_1)^2 + (\alpha_e - 1)[A_s(d - x_1)^2 + A_{sc}(x_1 - d_c)^2]$	$I_1 =$	0,01180 m <sup>4</sup>
$x_2 =$	$\{ [A_s\alpha_e + A_{sc}(\alpha_e - 1)]^2 + 2b[A_s\alpha_e d + A_{sc}d_c(\alpha_e - 1)] \}^{0.5} - [A_s\alpha_e + A_{sc}(\alpha_e - 1)] / b$	$x_2 =$	274 mm
$I_2 =$	$bx_2^3/3 + \alpha_e A_s(d - x_2)^2 + (\alpha_e - 1)A_{sc}(d_c - x_2)^2$	$I_2 =$	0,00748 m <sup>4</sup>
$(EI)_1 =$	$E_{c,eff} I_{c1} =$	171,5	MNm <sup>2</sup>
$(EI)_2 =$	$E_{c,eff} I_{c2} =$	108,7	MNm <sup>2</sup>
$S_1 =$	$A_s(d - x_1) - A_{sc}(x_1 - d_c)$	$M_{cr} =$	$f_{ctm} W =$ 105,5517 kNm
$S_2 =$	$A_s(d - x_2) - A_{sc}(x_2 - d_c)$	$S_1 =$	780683,3 mm <sup>3</sup>
$\beta =$	$\begin{cases} 1,0 & \text{ominais- tai tavalliselle yhdistelmälle} \\ 0,5 & \text{pitkäaikaisyhdistelmälle} \end{cases}$	$S_2 =$	1088745,5 mm <sup>3</sup>
$\zeta =$	$1 - \beta(M_{cr}/M_{k,max})^2$	$\beta =$	0,50
$(1/r)_M =$	$(\zeta M_k / EI_2) + ((1 - \zeta) M_k / EI_1)$	$\zeta =$	0,981 $\geq 0$
$(1/r)_{cs} =$	$\zeta \epsilon_{cs} \alpha_e (S_2 / I_2) + (1 - \zeta) \epsilon_{cs} \alpha_e (S_1 / I_1)$	$(1/r)_M =$	0,00398 1/m
$1/r =$	$(1/r)_M + (1/r)_{cs}$	$(1/r)_{cs} =$	8,04E-07 1/m
		$1/r =$	0,003984 1/m
$w_{tot} =$	$K L^2 (1/r) \quad K = \begin{cases} 5/48 \text{ (A)} \\ 128/1665 \text{ (B)} \\ 1/16 \text{ (C)} \end{cases}$	$w_{tot} =$	<b>18,4</b> mm
		$L/250 =$	26,6 mm
<a href="#">Tarkista standardin vaatimusten toteutuminen!</a>			
<b>Halkeamaleveys</b>			
$\Phi_{eq} =$	$(n_1\Phi_1^2 + n_2\Phi_2^2) / (n_1\Phi_1 + n_2\Phi_2)$	$\Phi_{eq} =$	25 mm
$A_{c,eff} =$	$b \min[2,5(h - d); (h - x_2)/3; h/2]$	$A_{c,eff} =$	50180 mm <sup>2</sup>
$\rho_{s,eff} =$	$A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{s,eff} =$	0,068
$\sigma_c =$	$M_{k1} / [0,5bx_2(d - x_2/3) + (\alpha_e - 1)A_{sc}(x_2 - d_c)/x_2(d - d_c)]$	$\sigma_c =$	19,9 MN/m <sup>2</sup>
$\sigma_s =$	$\alpha_e \sigma_c(d - x_2) / x_2$	$\sigma_s =$	317,7 MN/m <sup>2</sup>
$k_1 =$	$\begin{cases} 0,6 & \text{ominais- tai tavalliselle yhdistelmälle} \\ (0,6M_{k1} + 0,4M_{k2}) / (M_{k1} + M_{k2}) & \text{pitkäaikaisyhdistelmälle} \end{cases}$	$k_1 =$	0,51
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	$[\sigma_s - k_1(f_{ctm}/\rho_{s,eff})(1 + \alpha_e\rho_{s,eff})]/E_s > 0,6\sigma_s/E_s$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	0,00140
$c_c =$	<b>47</b> mm	$s_{r,max} =$	$k_3c_c + k_1k_2k_4\Phi_{eq}/\rho_{s,eff} =$ 222 mm
		$w_k =$	$s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$ <b>0,311</b> mm
<a href="#">Tarkista standardin vaatimusten toteutuminen!</a>			

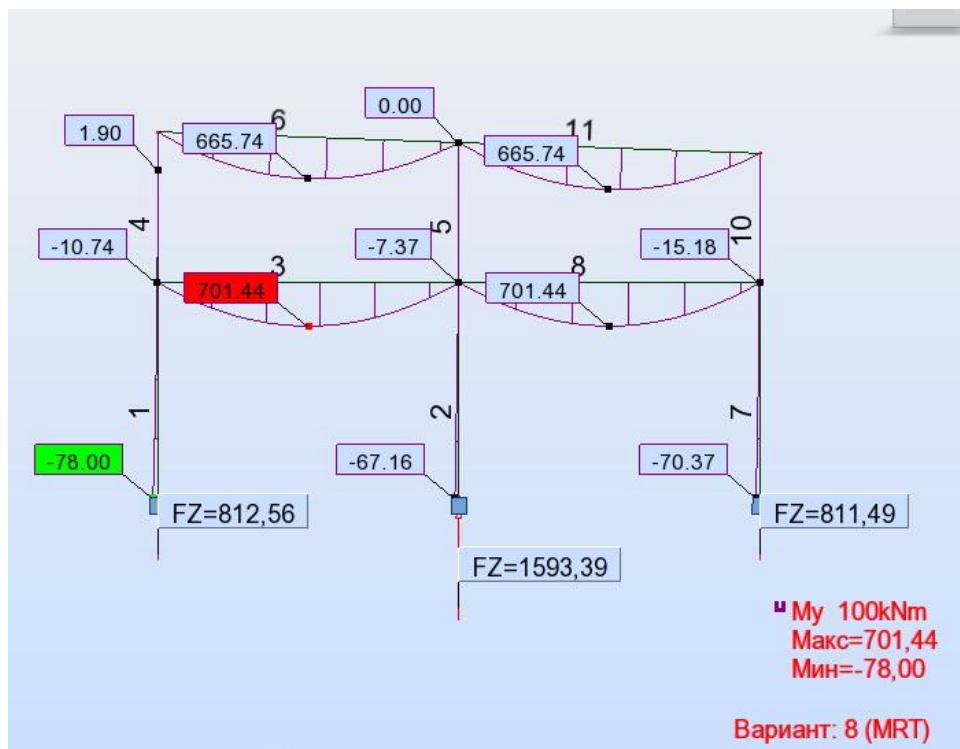
### 5.5.2 Pilarin mitoitus

Laskentamallin keskikehään kohdistuvat seuraavat kuormat:



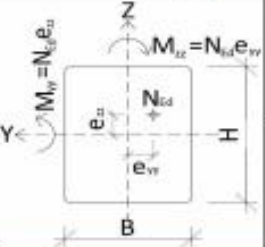
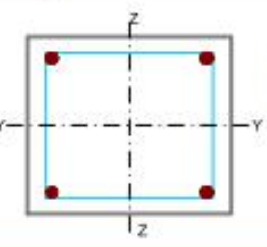
- rakenteiden omapainot
- yläpohjarakenteiden omapainot 5,12 kN/m
- yläpohjalaatta 60 kN/m
- lumi 17,6 kN/m
- välipohjalaatta 60 kN/m
- varastokuorma 24 kN/m
- tuuli 2,96 kN/m / 1,68 kN/m

Vertailulaskelmissa käytetään seuraava MRT-kuormayhdistelmä:


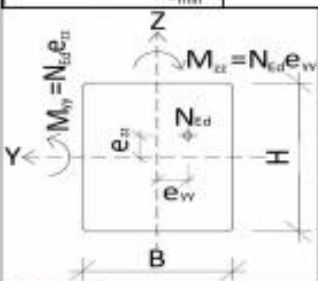
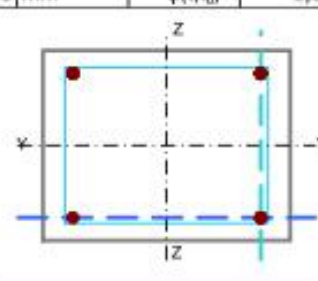
$$1,15G_{pysyvät} + 1,5Q_{lumi} + 1,5Q_{varasto} + 0,9 \cdot 1,5Q_{tuuli}$$




**Kuva 5.5.3** Kehän momentit ja tukireaktiot (MRT)

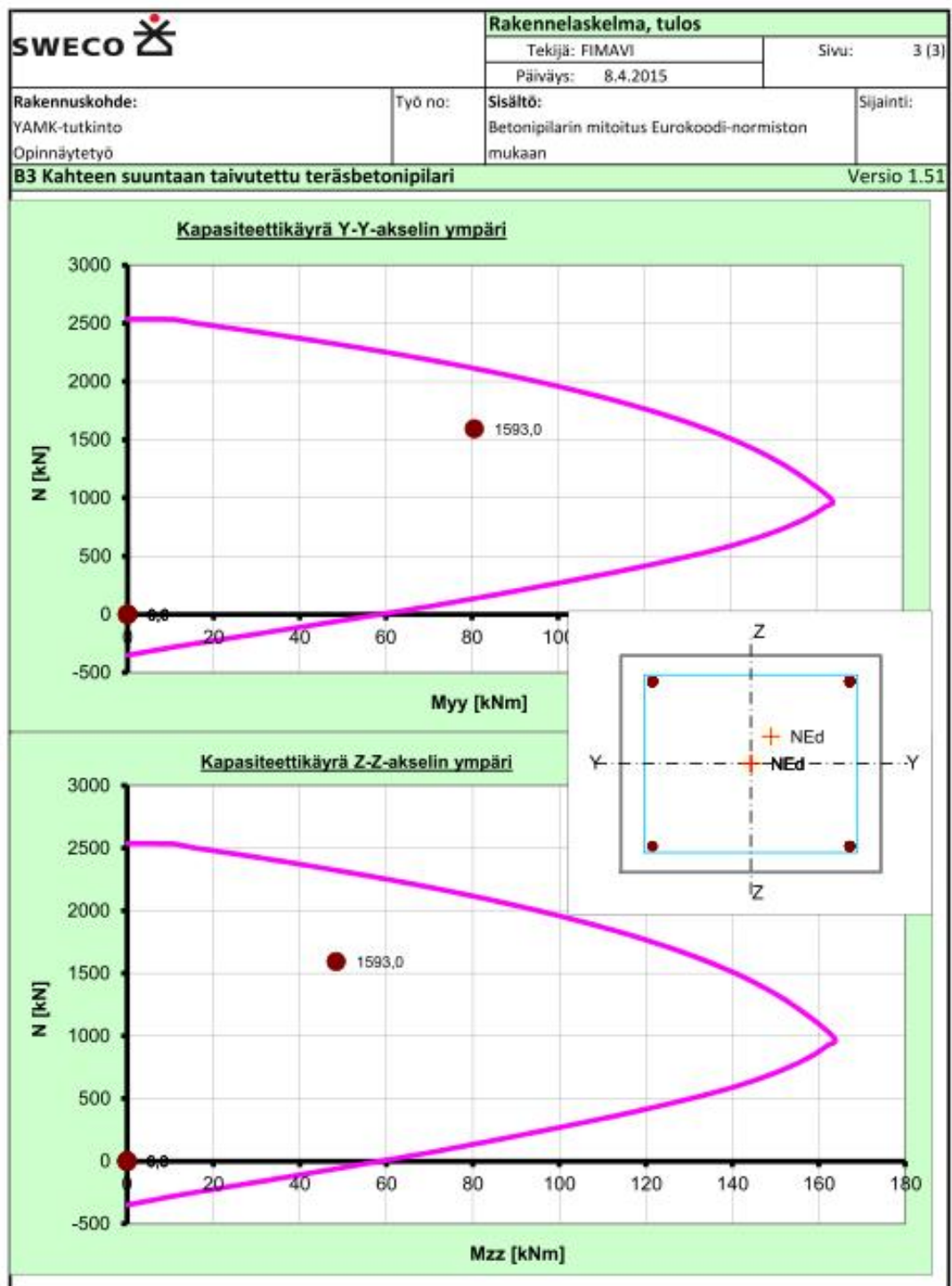
 <small>..... VALITSE YHTIÖ .....</small>		<b>Rakennelaskelma, lähtötiedot</b>																																									
		Tekijä: FIMAVI	Sivu: 1 (2)																																								
		Päiväys: 8.4.2015																																									
<b>Rakennuskohde:</b> YAMK-tutkinto Opinnäytetyö	Työ no:	<b>Sisältö:</b> Betonipilarin mitoitus Eurokoodi-normiston mukaan	Sijainti:																																								
<b>B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari</b>																																											
<b>Versio 1.51</b>																																											
 <b>Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011</b>																																											
<b>Olosuhdetekijät:</b>		<b>Poikkileikkauksen mitat:</b>																																									
Rastitusluokka = XC1 Suun. käyttöikä = 50 vuotta RH = 40 % $t_0 = 28$ d $t = 36500$ d	Kuiva tai pysyvästi märkä Kuiva ilma	Korkeus, H = 400 mm Leveys, B = 400 mm																																									
<b>Materiaalit:</b>		<b>Pilarin pituus ja nurjahuskertoimet:</b>																																									
Rakenneluokka = 2 Betoni = C25/30 Betoniteräs $f_{yk} = 500$ MPa		Pilarin pituus, L = 5000 mm $\mu_{yy} = 0,70$ Nurjahuskertoimen, Y-Y $\mu_{zz} = 1,00$ Nurjahuskertoimen, Z-Z																																									
																																											
		<b>Betonipeitteen nimellisarvo ja max. raekoko:</b>																																									
		Betonipeite, c = 32 mm $\Delta c_{dev} = 10$ mm Max raekoko, $d_g = 32$ mm																																									
		<b>Rauditus:</b>																																									
		$\phi_{main} = 16$ mm teräsriv. h sivulla = 2 = $n_h$ teräsriv. b sivulla = 2 = $n_b$ $\phi_{heat} = 8$ mm s = 200 mm																																									
<b>Tarkistukset, Tulokset ja Maksimikäyttöasteet:</b>																																											
$A_s = 804,2$ mm <sup>2</sup> $A_{s,min} = 366,4$ mm <sup>2</sup> $A_{s,max} = 9600,0$ mm <sup>2</sup> $c_{nom} = 20$ mm $a_{min} = 35$ mm $\phi_{haka,min} = 6$ mm $s_{cl,max} = 240$ mm	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Y-Y-akselin ympäri [kNm]</th> <th>Z-Z-akselin ympäri [kNm]</th> <th>Vinotalvutus (Eq 5.39)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tapaus 1</td> <td>80,5</td> <td>134,0</td> <td>0,72</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 2</td> <td>0,0</td> <td>58,5</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 3</td> <td>0,0</td> <td>58,5</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 4</td> <td>0,0</td> <td>58,5</td> <td>0,00</td> </tr> </tbody> </table>		Y-Y-akselin ympäri [kNm]	Z-Z-akselin ympäri [kNm]	Vinotalvutus (Eq 5.39)	Tapaus 1	80,5	134,0	0,72	Tapaus 2	0,0	58,5	0,00	Tapaus 3	0,0	58,5	0,00	Tapaus 4	0,0	58,5	0,00	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Y-Y-akselin ympäri [kNm]</th> <th>Z-Z-akselin ympäri [kNm]</th> <th>Vinotalvutus (Eq 5.39)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tapaus 1</td> <td>80,5</td> <td>134,0</td> <td>0,72</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 2</td> <td>0,0</td> <td>58,5</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 3</td> <td>0,0</td> <td>58,5</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td>Tapaus 4</td> <td>0,0</td> <td>58,5</td> <td>0,00</td> </tr> </tbody> </table>			Y-Y-akselin ympäri [kNm]	Z-Z-akselin ympäri [kNm]	Vinotalvutus (Eq 5.39)	Tapaus 1	80,5	134,0	0,72	Tapaus 2	0,0	58,5	0,00	Tapaus 3	0,0	58,5	0,00	Tapaus 4	0,0	58,5	0,00
	Y-Y-akselin ympäri [kNm]	Z-Z-akselin ympäri [kNm]	Vinotalvutus (Eq 5.39)																																								
Tapaus 1	80,5	134,0	0,72																																								
Tapaus 2	0,0	58,5	0,00																																								
Tapaus 3	0,0	58,5	0,00																																								
Tapaus 4	0,0	58,5	0,00																																								
	Y-Y-akselin ympäri [kNm]	Z-Z-akselin ympäri [kNm]	Vinotalvutus (Eq 5.39)																																								
Tapaus 1	80,5	134,0	0,72																																								
Tapaus 2	0,0	58,5	0,00																																								
Tapaus 3	0,0	58,5	0,00																																								
Tapaus 4	0,0	58,5	0,00																																								
$\phi(t, t_0) = 2,88$	$i_{yy} = 115,5$ $i_{zz} = 115,5$	$\lambda_{yy} = 30,3$ $\lambda_{zz} = 43,3$	$L_{0,yy} = 3500,0$ mm $L_{0,zz} = 5000,0$ mm																																								
<b>Ensimmäisen kertaluvun voimasuureet (sisältää pilarin oman painon):</b>																																											
Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset: Ei		Rakenne on:																																									
Huomioi mittaepätarkkuudet: Z-Z suunnassa		Sivusiirtymätön Z-Z suunnassa Sivusiirtymätön Y-Y suunnassa																																									
<b>Murtorajatilan voimasuureet pilarin päissä</b>																																											
Puristus = (+) Veto = (-) $N_{Ed}$ [kN]	Yläpää (top) $M_{Oyy,top}$ [kNm] $M_{Ozz,top}$ [kNm]	Alapää (btm) $M_{Oyy,btm}$ [kNm] $M_{Ozz,btm}$ [kNm]	KRT Pitkääkaisen ja MRT Momentin suhde $(M_{OEd}/M_{OEd})_{yy}$ $(M_{OEd}/M_{OEd})_{zz}$																																								
Tapaus 1 Tapaus 2 Tapaus 3 Tapaus 4	1593 0 0 0	0 0 0 0	0,81 0,74 0,74 0,74																																								
Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin		$c_{yy}$ $c_{zz}$																																									
9,9 9,9 9,9 9,9		9,9 9,9 9,9 9,9																																									



		<b>Rakennelaskelma, tulos</b>																																											
----- VALTSE YHTIÖ -----		Tekijä: FIMAVI	Sivu: 1 (3)																																										
Päiväys: 8.4.2015																																													
<b>Rakennuskohde:</b> YAMK-tutkinto Opinnäytetyö	Työ no:	<b>Sisältö:</b> Betonipilarin mitoitus Eurokoodi-normiston mukaan	Sijainti:																																										
<b>B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari</b>																																													
Versio 1.51																																													
<b>SKOL Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011</b>																																													
<b>Poikkileikkauksen mitat:</b>		<b>Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:</b>																																											
Korkeus, H = 400 mm Leveys, B = 400 mm A <sub>c</sub> = 160000 mm <sup>2</sup>	Pilarin pituus, L = 5000 mm μ <sub>yy</sub> = 0,7 L <sub>0,yy</sub> = 3500 mm i <sub>yy</sub> = 115,5 mm λ <sub>yy</sub> = 30,31	μ <sub>zz</sub> = 1 L <sub>0,zz</sub> = 5000 mm i <sub>zz</sub> = 115,5 mm λ <sub>zz</sub> = 43,30																																											
<b>Betonipilteen nimellisarvo ja max. raekoko:</b>		<b>Olosuhdetekijät:</b>																																											
Betonipeite, c = 32 mm Δc <sub>dev</sub> = 10 mm Max rakoko, d <sub>g</sub> = 32 mm c <sub>nom</sub> = 20 mm a <sub>min</sub> = 35 mm	t <sub>0</sub> = 28 t = 36500 φ(t, t <sub>0</sub> ) = 2,881	Rasitusluokka = XC1 Suun. käyttöikä = 50 vuotta RH = 40 %																																											
																																													
<b>Materiaalit:</b>		<b>Raudoitus:</b>																																											
Rakenneluokka = 2 <b>BETONITERÄS</b> Osavarmuusluku, γ <sub>s</sub> = 1,15 <table border="1"> <tr> <th>f<sub>yk</sub> [Mpa]</th> <th>f<sub>yk</sub> [Mpa]</th> <th>E<sub>s</sub> [Mpa]</th> <th>E<sub>yk</sub> [%]</th> <th>E<sub>uk</sub> [%]</th> </tr> <tr> <td>500</td> <td>500</td> <td>434,78</td> <td>200000</td> <td>2,174</td> </tr> </table>		f <sub>yk</sub> [Mpa]	f <sub>yk</sub> [Mpa]	E <sub>s</sub> [Mpa]	E <sub>yk</sub> [%]	E <sub>uk</sub> [%]	500	500	434,78	200000	2,174	<table border="1"> <tr> <th>φ<sub>main</sub></th> <th>teräsriv. h sivulla</th> <th>teräsriv. b sivulla</th> <th>Σ bars</th> <th>ω</th> <th>φ<sub>Haar</sub></th> <th>φ<sub>haka,min</sub></th> <th>s</th> <th>s<sub>cl,max</sub></th> <th>A<sub>s</sub></th> <th>A<sub>s,min</sub></th> <th>A<sub>s,max</sub></th> <th>i<sub>s,yy</sub></th> <th>i<sub>s,zz</sub></th> <th>d<sub>yy</sub></th> <th>d<sub>zz</sub></th> </tr> <tr> <td>16</td> <td>2 = nh</td> <td>2 = nb</td> <td>4 kpl</td> <td>0,154</td> <td>8</td> <td>6</td> <td>200</td> <td>240</td> <td>804</td> <td>366,39</td> <td>9600</td> <td>152,1</td> <td>152,1</td> <td>352,1</td> <td>352,1</td> </tr> </table>		φ <sub>main</sub>	teräsriv. h sivulla	teräsriv. b sivulla	Σ bars	ω	φ <sub>Haar</sub>	φ <sub>haka,min</sub>	s	s <sub>cl,max</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>s,min</sub>	A <sub>s,max</sub>	i <sub>s,yy</sub>	i <sub>s,zz</sub>	d <sub>yy</sub>	d <sub>zz</sub>	16	2 = nh	2 = nb	4 kpl	0,154	8	6	200	240	804	366,39	9600	152,1	152,1	352,1	352,1
f <sub>yk</sub> [Mpa]	f <sub>yk</sub> [Mpa]	E <sub>s</sub> [Mpa]	E <sub>yk</sub> [%]	E <sub>uk</sub> [%]																																									
500	500	434,78	200000	2,174																																									
φ <sub>main</sub>	teräsriv. h sivulla	teräsriv. b sivulla	Σ bars	ω	φ <sub>Haar</sub>	φ <sub>haka,min</sub>	s	s <sub>cl,max</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>s,min</sub>	A <sub>s,max</sub>	i <sub>s,yy</sub>	i <sub>s,zz</sub>	d <sub>yy</sub>	d <sub>zz</sub>																														
16	2 = nh	2 = nb	4 kpl	0,154	8	6	200	240	804	366,39	9600	152,1	152,1	352,1	352,1																														
<b>BETONI</b> α <sub>cc</sub> = 0,85 Osavarmuusluku, γ <sub>c</sub> = 1,5 <table border="1"> <tr> <th>f<sub>ck</sub> [Mpa]</th> <th>f<sub>cd</sub> [Mpa]</th> <th>f<sub>cm</sub> [Mpa]</th> <th>E<sub>cm</sub> [Gpa]</th> <th>ε<sub>cs</sub> [%]</th> <th>ε<sub>cu,s</sub> [%]</th> <th>λ</th> <th>η</th> </tr> <tr> <td>C25/30</td> <td>25</td> <td>14,17</td> <td>33</td> <td>20,98</td> <td>1,75</td> <td>3,5</td> <td>0,8</td> </tr> </table>		f <sub>ck</sub> [Mpa]	f <sub>cd</sub> [Mpa]	f <sub>cm</sub> [Mpa]	E <sub>cm</sub> [Gpa]	ε <sub>cs</sub> [%]	ε <sub>cu,s</sub> [%]	λ	η	C25/30	25	14,17	33	20,98	1,75	3,5	0,8	UMPIHAAT RIITTÄVÄT																											
f <sub>ck</sub> [Mpa]	f <sub>cd</sub> [Mpa]	f <sub>cm</sub> [Mpa]	E <sub>cm</sub> [Gpa]	ε <sub>cs</sub> [%]	ε <sub>cu,s</sub> [%]	λ	η																																						
C25/30	25	14,17	33	20,98	1,75	3,5	0,8																																						
Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset : Ei Huomioi mittaepätarkkuudet: Z-Z suunnassa		Rakenne on: Sivusiirtymätön Z-Z suunnassa Sivusiirtymätön Y-Y suunnassa																																											
<b>MRT - Murtorajatilan voimasuureet [kN] ja [kNm]</b>		<b>KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde</b>																																											
Puristus = (+) Veto = (-) N <sub>ed</sub> [kN]	Yläpää (top) M <sub>0yy,top</sub> [kNm] M <sub>0zz,top</sub> [kNm]	Alapää (btm) M <sub>0yy,btm</sub> [kNm] M <sub>0zz,btm</sub> [kNm]	(M <sub>0top</sub> /M <sub>0btm</sub> ) (M <sub>0top</sub> /M <sub>0btm</sub> )																																										
Tapaus 1 Tapaus 2 Tapaus 3 Tapaus 4	1593    	67    	0,810 0,741 0,741 0,741																																										
<b>Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin</b>		<b>Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin</b>																																											
c <sub>yy</sub> c <sub>zz</sub>		c <sub>yy</sub> c <sub>zz</sub>																																											
9,9 9,9 9,9 9,9		9,9 9,9 9,9 9,9																																											



		<b>Rakennelaskelma, tulos</b>							
		Tekijä: FIMAVI	Sivu: 2 (3)						
Päiväys: 8.4.2015									
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:						
YAMK-tutkinto		Betonipilarin mitoitus Eurokoodi-normiston mukaan							
Opinnäytetyö									
<b>B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari</b>			Versio 1.51						
<b>Mitoitus Y-Y akselin ympäri</b>									
Ekvivalentin vakiomomentin ja mittaepätarkkuuksien laskenta									
	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{01,Y}$ [kNm]	$M_{02,Y}$ [kNm]	$M_{0e,Y}$ [kNm]	$M_{1,Y}$ [kNm]	Huomioi epätarkkuus(e): Z-Z suunnassa $e_{1,Z} = 7,83$ mm			
Tapaus 1	1593		67,16	40,296	12,47				
Tapaus 2									
Tapaus 3									
Tapaus 4									
Taivutusmomentin mitoitusarvon laskenta									
	$\lambda_Y$	$\lambda_Y > \lambda_{lim,Y}$	$M_{02,Y}$ [kNm]	$M_{0e,Y}$ [kNm]	$M_{2,Y}$ [kNm]	$M_{1,Y}$ [kNm]	$e_{0,Z} * N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,Y}$ [kNm]	$M_{Rd,Y}$ [kNm]
Tapaus 1	28,7	Hoikka	67,16	40,296	27,75176	12,5	31,86	80,5	134,0
Tapaus 2	9999,0	Ei-hoikka							58,5
Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							58,5
Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							58,5
<b>Mitoitus Z-Z akselin ympäri</b>									
Ekvivalentin vakiomomentin ja mittaepätarkkuuksien laskenta									
	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{01,Z}$ [kNm]	$M_{02,Z}$ [kNm]	$M_{0e,Z}$ [kNm]	$M_{1,Z}$ [kNm]	Huomioi epätarkkuus(e): Z-Z suunnassa $e_{1,Y} = 11,18$ mm			
Tapaus 1	1593								
Tapaus 2									
Tapaus 3									
Tapaus 4									
Taivutusmomentin mitoitusarvon laskenta									
	$\lambda_Z$	$\lambda_Z > \lambda_{lim,Z}$	$M_{02,Z}$ [kNm]	$M_{0e,Z}$ [kNm]	$M_{2,Z}$ [kNm]	$M_{1,Z}$ [kNm]	$e_{0,Y} * N_{Ed}$ [kNm]	$M_{Ed,Z}$ [kNm]	$M_{Rd,Z}$ [kNm]
Tapaus 1	13,4	Hoikka			48,36		31,86	48,4	134,0
Tapaus 2	9999,0	Ei-hoikka							58,5
Tapaus 3	9999,0	Ei-hoikka							58,5
Tapaus 4	9999,0	Ei-hoikka							58,5
<b>Vino taivutus (EC2 kohta 5.8.9(4))</b>									
	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{Rd}$	a	$(M_{Ed}/M_{Rd})_Y$	$(M_{Ed}/M_{Rd})_Z$	Kaava 5.39 tulos	Ehto: (5.39) < 1		
Tapaus 1	1593	0,609	1,424	0,601	0,361	0,718	OK		
Tapaus 2			1,000				OK		
Tapaus 3			1,000				OK		
Tapaus 4			1,000				OK		
<b>HUOM! TÄMÄ LASKENTAPOHJA EI TEE PALOMITOITUSTA!</b> <b>PALOMITOITUS TEHTÄVÄ ERIKSEEN EUROKOODI EN-1992-1-2 MUKAAN!</b>									



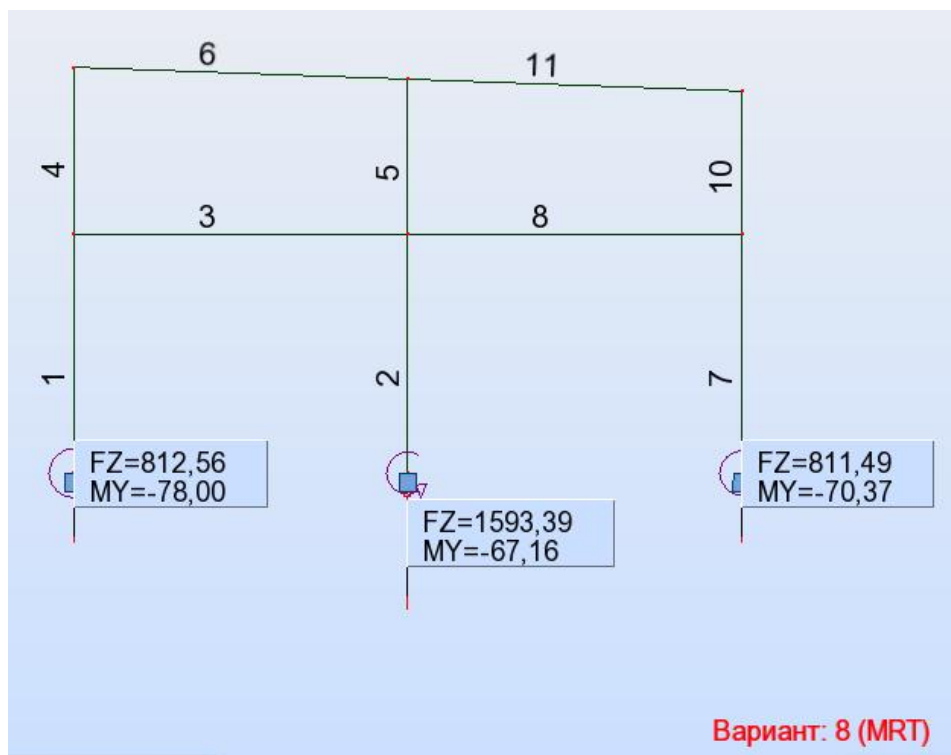
### 5.5.3 Pilarianturan mitoitus

Laskentamallin keskikehään kohdistuvat seuraavat kuormat:

- rakenteiden omapainot
- yläpohjarakenteiden omapainot 5,12 kN/m
- yläpohjalaatta 60 kN/m
- lumi 17,6 kN/m
- välipohjalaatta 60 kN/m
- varastokuorma 24 kN/m
- tuuli 2,96 kN/m / 1,68 kN/m

Vertailulaskelmissa käytetään seuraava MRT-kuormayhdistelmä:

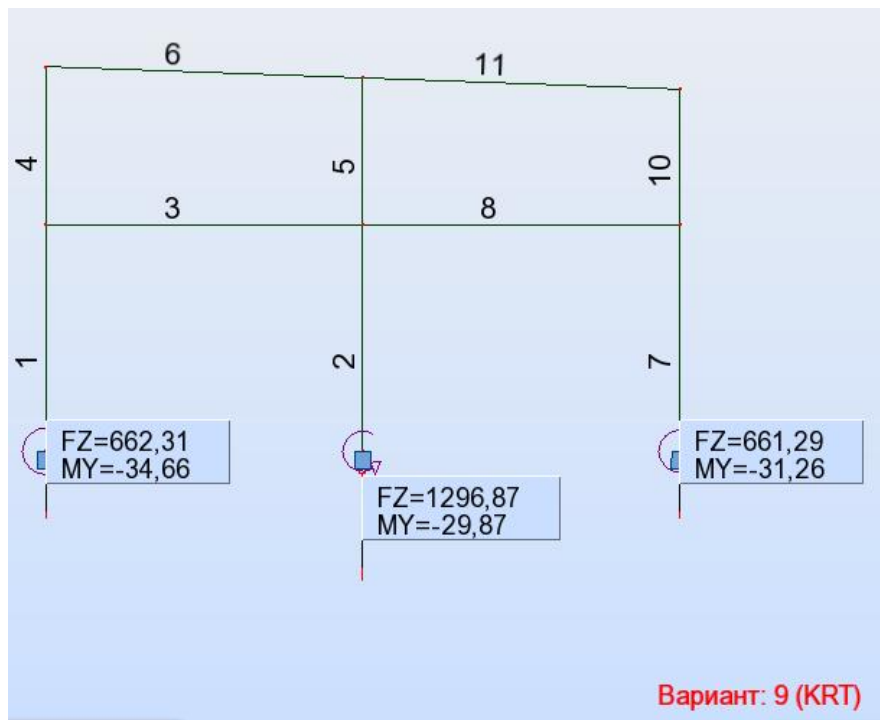
$$1,15G_{pysyvät} + 1,5Q_{lumi} + 1,5Q_{varasto} + 0,6 \cdot 1,5Q_{tuuli}$$



**Kuva 5.5.4** Keskikehän pilareiden tukireaktiot (MRT)

Vertailulaskelmissa käytetään seuraava KRT-kuormayhdistelmä:

$$1,0 \cdot G_{pysyvät} + 1,0 \cdot Q_{lumi} + 1,0 \cdot Q_{varasto} + 0,6 \cdot 1,0 \cdot Q_{tuuli}$$



**Kuva 5.5.5** Keskikehän pilareiden tukireaktiot (KRT)

<b>SWECO</b>		<b>Rakennelaskelma, lähtötiedot</b>	
VALITSE YHTIÖ		Tekijä: FIMAVI	Sivu: 1
Päiväys: 20.huhtikuuta 2015			
Rakennuskohde: YAMK - tutkinto Opinnäytetyö	Työ no:	Sisältö: Pilarianturan mitoitus Eurokoodi-normiston mukaan	Sijainti: B/2
<b>B16 Kallionvarainen antura</b>			Versio 1.51
<b>SKOL Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2012</b>			

#### Olosuhde ja materiaalitiedot:

rakenneluokka=	2
betonilujuus=	C25/30
maks raekoko=	32 mm
rasitusluokka =	XC1 ei pakka ei suolar ei kemial
käyttöikä=	50 vuotta
$c_r$ =	50 mm
$\Delta c_{dev}$ =	10 mm
$c$ =	65 mm
$\Delta c_{dev}$ =	30 mm

maan kantokestävyys 765 kN/m<sup>2</sup>

#### Mittatiedot:

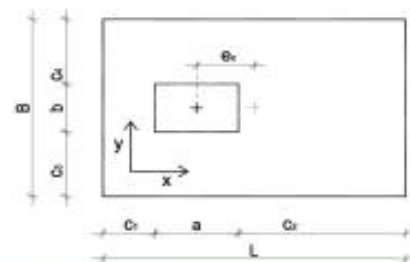
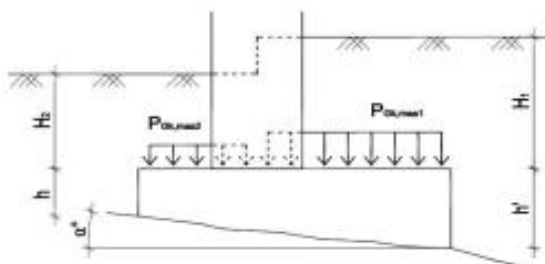
anturan pituus	L=	2500	mm
anturan leveys	B=	2200	mm
anturan korkeus	h=	700	mm
pilarin pituus	a=	500	mm
pilarin leveys	b=	500	mm
pilarin epäkeskisyyden $e_x$ =		0	mm

käyttöaste maan kantokestävyydelle 0,43  
 käyttöaste kaatumiselle (ULS) 0,03  
 anturan käyttöaste liukumiselle (ULS) 0,00  
 käyttöaste läpileikkautumiselle (ULS) 0,51

#### Anturan päällä olevan maan ja seinän kuormat:

maa anturan päällä	anturan alapuolisen
$\gamma_{G,maa}$ =	20 kN/m <sup>3</sup> maan leikkauskestävyys
$H_1$ =	0 mm kulma tai kitkakerroin
$H_2$ =	1600 mm $\mu$ tai $\phi$ = 35,00 °

kallion tiheys	kalliopinnan kaltevuus
$\gamma_{G,kallio}$ =	20 kN/m <sup>3</sup> $\alpha$ = 0°



#### Kallioankurointi:

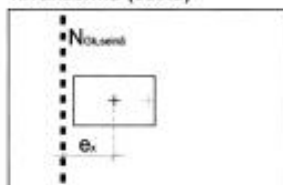
ei tarvita ankkurointia



#### viivakuorma y suunnassa

$N_{gk,seinä}$ =	0 kN/m	e	0 mm
$N_{gd,seinä}$ =	0 kN/m		

#### viivakuorma (seinä)



#### Kalliotartunnat tai kallioankkurit

	kpl	mm
rivi1, r1=	0	250
rivi2, r2=	0	250

teräslaatu B500B

Kalliotartunnat

teräskoko T32

käytetty kallioartiokulma 60,0°



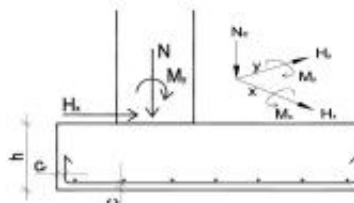
<b>SWECO</b>  ----- VALITSE YHTIÖ -----		<b>Rakennelaskelma, lähtötiedot</b>	
		Tekijä: FIMAVI	Sivu: 2
		Päiväys: 20.huhtikuuta 2015	
Rakennuskohde: YAMK - tutkinto Opinnäytetyö	Työ no:	Sisältö: Pilarinturan mitoitus Eurokoodi-normiston mukaan	Sijainti: B/2
<b>B16 Kallionvarainen antura</b>			Versio 1.51
<b>SKOL Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2012</b>			

#### Pilarilta tulevat voimasuureet

kuormitukset	
SLS	
$N_{Ek}$	1296,87 kN
$M_{y,Ek}$	29,87 kNm
$H_{x,Ek}$	0 kN
ULS	
$N_{Ed}$	1593,39 kN
$M_{y,Ed}$	67,16 kNm
$H_{x,Ed}$	0 kN

#### Raudoitustiedot, antura:

teräs=	B500B	tartuntaolosuhteet
teräs x-suuntaan	$T_{sx,x}$	32 hyvät
teräs y-suuntaan	$T_{sy,y}$	16
terästen ankkurointitapa		taivutettu
yläpinnan teräkset		
teräs x-suuntaan	$T_{sy,x}$	16 huonot
teräs y-suuntaan	$T_{sy,y}$	16
terästen ankkurointitapa		taivutettu

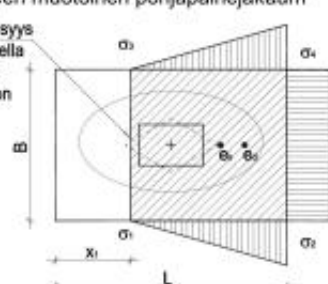


#### Tarkistukset ja tulokset

lävistysvoima $V_{ed}$	714 kN	raudoitus x-suuntaan		raudoitus y-suuntaan	
lävistyskapasiteetti $V_{rd}$	1410 kN	laskettu ap	3 T32 k700	OK	10 T16 k240
		valitaan	8 T32 k260	OK	11 T16 k215
maksimi pohjapaine $p_d$ ULS	327 kN/m <sup>2</sup>	laskettu yp	0 T16 k0	OK	0 T16 k0
maksimi pohjapaine $p_s$ SLS	272 kN/m <sup>2</sup>	valitaan	0 T16 k0	OK	0 T16 k0

epäkeskisyyden ja kuormien jakautuminen, käyttörajatilassa oletuksena lineaarinen ja murtorajatilassa suorakaiteen muotoinen pohjapainejakauma

jos epäkeskisyyden on tällä alueella (Bjäh16) niin koko pohja on puristettuna



Kalliotartunnat

voima Fvd	0 kN	kapasiteetti	0 kN
	0 kN		0 kN
pituus kallioon		mm	

#### halkaisuraudoitus

As=	226 mm <sup>2</sup>
matkalle $h_c$ =	700 mm
⇒	2 T12 k350



		<b>Rakennelaskelma, tulos</b>	
----- VALITSE YHTIÖ -----		Tekijä: FIMAVI	Sivu: 2
		Päiväys: 20.huhtikuuta 2015	
Rakennuskohde: YAMK - tutkinto Opinnäytetyö	Työ no:	Sisältö: Pilarianturan mitoitus Eurokoodi-normiston mukaan	Sijainti: B/2
<b>B16 Kallionvarainen antura</b>			Versio 1.51
 Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2012			

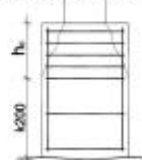
Lähtötiedot OK

### Tulokset

#### Rauditus:

raudoitus x-suuntaan				teräs= B500B	raudoitus y-suuntaan			
alapinta	8 kpl	T32	k260		alapinta	11 kpl	T16	k215
ankkurointitapa alapinta: taivutettu					tartuntaolosuhteet alapinta: hyvät			
minimi ylöstaivutuspituus= 260 mm								
yläpinta	-	-	-		yläpinta	-	-	-
ankkurointitapa yläpinta: -					tartuntaolosuhteet yläpinta: -			

#### halkaisuraudoitus



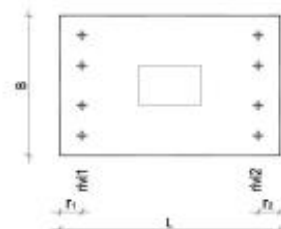
2 kpl T12 k350  
matkalle  $h_c = 700$  mm  
sekä matkan  $h_c$  jälkeen alas asti k200

halkeamaleveys  
 $W_k = 0,00$  mm  
 $M_k < M_{cr}$

#### Kallioankkurointi/kalliotartunnat:

Ei kalliotartuntoja / ankkureita

	kpl	mm	voima Fvd	kapasiteetti
rivi1, r1=	0	250	0 kN	0 kN
rivi2, r2=	0	250	0 kN	0 kN
B500B	T32			
yht. kpl	0	pituus kallioon		
		mm		



#### Käyttöasteet:

käyttöaste maan kantokestävyydelle	43 %	maksimi pohjapaine $p_d$ (ULS)	327 kN/m <sup>2</sup>
käyttöaste kaatumiselle (ULS)	3 %	maksimi pohjapaine $p_k$ (SLS)	272 kN/m <sup>2</sup>
anturan käyttöaste liukumiselle (ULS)	0 %	epäkeskisyys $e_{x,d}$ (ULS)	11 mm
käyttöaste läpipleikkautumiselle (ULS)	51 %	epäkeskisyys $e_{x,k}$ (SLS)	-15 mm
käyttöaste kallioankkureille	0 %		

## 6 TULOSTEN VERTAILU JA ANALYSOINTI

### 6.1 Yleiset seikat

**Taulukko 6.1.1** Laskelmien tuloksiin vaikuttaneet Säädösten Kokoelman ja Eurokoodi-standardin väliset erot

Vaikuttavat seikat	Venäläinen SP	Eurokoodi
<b>1. Kuormat ja kuormayhdistelmät</b>		
– lumikuorma	1,79 kN/m <sup>2</sup>	2,2 kN/m <sup>2</sup>
– tuulikuorma	0,52 kN/m <sup>2</sup>	0,35 kN/m <sup>2</sup>
– varastokuorma	3 kN/m <sup>2</sup>	7,5 kN/m <sup>2</sup> <sup>6)</sup>
– pysyvien kuormien varmuuskerroin	1,1	1,15
– hyötykuormien varmuuskerroin	1,4	1,5
– hyötykuorman pienennyskerroin	0,9	0,6
<b>2. Betonirakenteiden säilyvyysvaatimukset</b>		
– betonipeite	10 mm	5 mm
– paloluokkaan R60 vaadittava minimipaksuus / keskiöetäisyyden vähimmäisarvot		
• palkki	300 / 25	300/25
• pilari	200 / 35	200/25
• laatta	80 / 25	80/20
• seinä	140 / 25	140/10

<sup>6</sup> Laskelmissa käytettiin varastokuormana 3 kN/m<sup>2</sup> laskelmien vertailukelpoisuuden vuoksi.



## 6.2 Palkki

**Taulukko 6.2.1** Palkin kolmen mitoitusvaihtoehdon tulokset

Tarkistettavat kohdat	Venäläinen SP (kuormat + palkin mitoitus)	Eurokoodi (kuormat + palkin mitoitus)
Poikkileikkaus	400 x 650 mm	400 x 650 mm
Betonipeite	20 mm	35 mm
Poikkileikkauksen reunan ja raudoitusteräksen painopisteen välinen etäisyys	42,5 mm	59,5 mm
Laskentataivutusmomentti, MRT	604,5 kNm	665 kNm
Laskentaleikkausvoima, MRT	346 kN	380,2 kN
Poikkileikkauksen minimiraudoitus	243 mm <sup>2</sup>	315 mm <sup>2</sup>
Vaadittava kenttäraudoitus	2660 mm <sup>2</sup>	3333 mm <sup>2</sup>
Valittu momenttirauditus	3436 mm <sup>2</sup>	3436 mm <sup>2</sup>
Valittu momenttirauditus	7Ø25	7Ø25
Käyttöaste	81 %	97 %
Valittu leikkausraudoitus	Ø10-k200	2Ø12-k200
Minimi haoitus	$\varnothing_{sw, min} =$ $\max(0,25\varnothing, 6 \text{ mm})$	$\varnothing_{sw, min} =$ $\max(0,25\varnothing, 6 \text{ mm})$
Leikkauskestävyys	65,7 %	73 %
Laskentataivutusmomentti, KRT, oma tai tavallinen yhdistelmä	526 kNm	545 kNm
Laskentataivutusmomentti, KRT, pitkäaikais-yhdistelmä	438 kNm	436 kNm
Halkeaman leveys	0,347 mm	0,311 mm
Sallittu taipuma L/250	27 mm	27 mm
Taipuma	22,8 mm	18,4 mm

<b>Tarkistettavat kohdat</b>	<b>Venäläinen SP (kuormat + palkin mitoitus)</b>	<b>Eurokoodi (kuormat + palkin mitoitus)</b>
Poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen tehollinen korkeus	219,8 mm	329 mm

Kuten taulukossa 6.2.1. näkyy, eri normiston mukaisesti suoritettujen palkin mitoitusten tulokset ovat lähellä toisiaan. Kuitenkin löytyy myös eroavuuksia.

- 1) Palkkiin vaikuttavasta laskentamomentista johtuen SP:n mukainen mitoitus antaa vaadittavalle momenttiteräsmäärälle noin 20 % pienemmän arvon kuin Eurokoodin mukainen mitoitus. Vaikka teräsmääräksi on valittu sama lukumäärä 7Ø25, palkin kapasiteetti Eurokoodin mukaisessa laskelmassa lähestyy 100 % eli on 97 %. Samaan aikaan SP:n mukaisessa mitoituksessa palkin käyttöaste murtorajatilassa on vain 81 %.
- 2) Ero poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen tehollisen korkeuden arvoissa selittyy betonin puristuslujuuden laskenta-arvolla, joka on venäläisen normin mukaan korkeampi, ja Eurokoodin mukaisella kertoimella 0,8, jolla tehollinen korkeus jaetaan (ks. tämän opinnäytetyön kuva 3.1.2 ja taulukko 6.5.1).
- 3) Palkin leikkausraudoituksessa on huomattavia eroja johtuen siitä, että SP:n mukaan poikkileikkauksen kapasiteetti muodostuu sekä betonin että raudoituksen kapasiteettien summasta. Eurokoodin mukaan lopulliseksi kapasiteetiksi pitää valita niistä suurempi arvo. Näin ollen SP:n mukainen mitoitus antaa hakojen määräksi Ø10-k200 (785 mm<sup>2</sup>), samoten Eurokoodin mukainen mitoitus vaatii leikkausraudoitusta 2Ø12-k200 (2262 mm<sup>2</sup>). Eurokoodin mukainen tulos on yli 65 % suurempi.
- 4) Vaikka käyttörajatilan momentit ovat lähes samansuuruiset, venäläisten normien mukaisesti laskettu halkeama on isompi. Tämä johtuu mm. siitä, että SP:n mukaisessa laskelmassa halkeama muodostuu kolmen tapauksen

halkeilun yhteisvaikutuksesta [a) pysyvien ja pitkäaikaisten kuormien pitkäaikainen vaikutus, b) pysyvien ja väliaikaisten kuormien lyhytaikainen vaikutus, c) pysyvien ja pitkäaikaisten kuormien lyhytaikainen]. Eurokoodin mukaisessa laskelmassa valitaan joko pitkäaikainen tai ominais- / tavallinen kuormitusyhdistelmä.

- 5) Taipumaa tarkastaessa tulemme saamaan tulokseen kuten halkeamien kohdalla: SP:n mukainen mitoitus antaa taipumalle isomman arvon kuin Eurokoodin mukainen laskenta. Syy on sama kuin halkeilun tarkastuksessa eli venäläisen normiston mukaan pitää tarkistaa kolmen kuormitustapauksen yhteisvaikutus (ks. edellinen kappale).
- 6) Eroavuuksia löytyy myös betonipeitteen määrittelyssä. Esimerkiksi Eurokoodin mukaisissa laskelmissa betonipeite määräytyy sekä ympäristövaatimusten että maksimi raekoon mukaisesti. Venäläisissä normeissa määräävänä on yleisbetonipeite, sen minimiarvo ja epävirallisesti palonkestoluokan vaatimus poikkileikkauksen reunan ja raudoitusteräksen painopisteen väliselle etäisyydelle.

## 6.3 Pilari

**Taulukko 6.3.1** Pilarin kolmen mitoitusvaihtoehdon tulokset

Tarkistettavat kohdat	Venäläinen SP (kuormat + pilarin mitoitus)	Eurokoodi (kuormat + pilarin mitoitus)
Poikkileikkaus	400 x 400	400 x 400
Betonipeite	24 mm	32 mm
Poikkileikkauksen reunan ja raudoitusteräksen painopisteen välinen etäisyys	35 mm	—
Tuulikuormasta aiheutuva momentti, MRT	73,31 kNm	67,16 kNm
Normaalivoima, MRT	1448,22 kN	1593 kN

<b>Tarkistettavat kohdat</b>	<b>Venäläinen SP (kuormat + pilarin mitoitus)</b>	<b>Eurokoodi (kuormat + pilarin mitoitus)</b>
Hoikkuusehto	$\lambda=30,3 \leq 120$	$\lambda=30,3 \leq 140$
Alkuepäkeskisyys	$e_a = \max(l/600, h/30, 10\text{ mm}) = 13,3 \text{ mm}$	$e_{i,zz} = 7,83 \text{ mm}$
Kokonainen epäkeskisyys	229,6 mm	–
Mitoittava momentti	412,4 kNm	80,5 kNm
Maksimi taivutusmomentti, jonka poikkileikkaus pystyy ottamaan vastaan	420 kNm	134 kNm
Poikkileikkauksen minimirauditus	144 mm <sup>2</sup>	366,39 mm <sup>2</sup>
Vaadittava puristusraudoitus	347,8 mm <sup>2</sup>	–
Valittu rauditus (symmetrinen rauditus)	804,2 mm <sup>2</sup>	804 mm <sup>2</sup>
Käyttöaste	98 %	71,8 %

- 1) Tässä opinnäytetyössä esitetyn pilarin kahden mitoituksen periaatteiden varsinainen ero on lähestymistavassa. Säädösten Kokoelman mukaisessa laskelmassa pilarin kestävyys ja tarvittava rauditus määrätään rakenneosan jäykkyyden kautta. Eurokoodi-standardin mukainen laskelma perustuu kaarevuusmenetelmään.
- 2) Huomattavana erona on mm. minimiraudituksen vaatimus. SP:n mukaan sekä taivutetun rakenneosan että epäkeskisesti puristetun rakenneosan poikkileikkauksen minimirauditus määrätään saman kaavan mukaan. Eurokoodissa ym. rakenneosien poikkileikkausten minimirauditusvaatimukset määrätään eri tavalla (ks. tämän opinnäytetyön taulukko 6.5.1).
- 3) Huomattavaksi osoittautuivat myös mitoittavan momentin ja maksimi taivutusmomentin arvot. Eroavuuden syy on kokonaisepäkeskisyyden arvossa

ja sen laskentatavassa, minkä vuoksi ero on myös mitoittavan momentin ja vaaditun teräsmäärän arvoissa.

- 4) Venäläisen normin mukaiseen käyttöasteeseen päästään kun Eurokoodin mukaisessa laskelmassa pilarin poikkileikkaukseksi valitaan 375 x 375 (99 %).

## 6.4 Pilariantura

**Taulukko 6.4.1** Pilarianturan laskentavaihtoehdot

Tarkistettavat kohdat	Venäläinen SP (kuormat + anturan mitoitus)	Eurokoodi (kuormat + anturan mitoitus)
Anturan koko	2500x2200	2500x2200
Anturan kok. korkeus	900 mm	700 mm
Betonipeite	40 mm	50 mm
Anturan perustamissyvyys	2100 mm	1800 mm
Peruspilari	500x500x1600	500x500x1600
Tuulikuormasta aiheutuva momentti, MRT	73,31 kNm	67,16 kNm
Normaalivoima, MRT	1448,22 kN	1593,39 kN
Maan kantokestävyys	765 kN/m <sup>2</sup>	765 kN/m <sup>2</sup>
Maksimi pohjapaine (MRT)	864,8 kN/m <sup>2</sup> <sup>7)</sup>	327 kN/m <sup>2</sup>
Pohjapaine (KRT)	232,5 kN/m <sup>2</sup>	271 kN/m <sup>2</sup>
Valittu momenttirauditus	8Ø32-k125	4Ø32-k260
Käyttöaste maan kantokestävyydelle	31 %	42 %
Käyttöaste läpileikkautumiselle	51 %	51 %

<sup>7)</sup> Venäläisen normin mukaan pohjapaine lasketaan normaalivoimasta ja momenteista syntyneiden jännitysten kautta.

Niin kuin tämän opinnäytetyön taulukosta 6.4.1 näkyy, pilarianturan mitoitus Säädösten Kokoelman ja Eurokoodi-standardin mukaan täsmää osittain ja osittain tulee vastaan huomattavia eroja.

1) SP:n ohjeiden mukaan anturan kokoon on vaikuttanut tuplaehto.

Pohjapainejakauma	$p := \begin{cases} \frac{N_d}{A} + 1.15\gamma_{mt} \cdot h_I + \frac{M_{X,d}}{W_X} & \text{if } \left( \frac{e}{I_I} \leq \frac{1}{6} \right) \\ \left[ \frac{2 \cdot (N_d + \gamma_{mt} \cdot h_I \cdot I_I \cdot b_I)}{3 \cdot b_I \cdot C_0} \right] & \text{otherwise} \end{cases} = 864.772 \cdot \frac{kN}{m^2}$
Maksimi pohjapaine jos momentit vaikuttavat molempiin suuntiin	$p_{max} := \frac{N_d}{A} + 1.15\gamma_{mt} \cdot h_I + \frac{M_{X,d}}{W_X} + \frac{M_{Y,d}}{W_Y} = 864.772 \cdot \frac{kN}{m^2}$
Tarkastus	$Ehto(p) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } p \leq 1.2 \cdot R \\ \text{"Tarkastettava anturan mitat"} & \text{otherwise} \end{cases}$
$1.2 \cdot R = 917.514 \cdot \frac{kN}{m^2}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">Ehto(p) = "OK"</div>
$1.5 \cdot R = 1.147 \times 10^3 \cdot \frac{kN}{m^2}$	$Ehto(p_{max}) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } p_{max} \leq 1.5 \cdot R \\ \text{"Tarkastettava anturan mitat"} & \text{otherwise} \end{cases}$
	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">Ehto(p<sub>max</sub>) = "OK"</div>

**Kuva 6.4.1** Pilarianturan kokoon vaikuttavat reunaehdot

- 2) Toisena tärkeänä erona on maksimipohjapaineen arvo. Säädösten Kokoelman mukaisessa laskelmassa ym. arvo on melkein kolminkertainen Eurokoodi-standardin mukaiseen laskelmaan verrattuna. Syynä on se, että venäläisen normin mukaan pohjapaine lasketaan normaalivoimasta ja momenteista syntyneiden jännitysten kautta (ks. taulukko 6.4.1).
- 3) Käyttörajatilassa eli rajatilojen toisen ryhmän mukaan laskettu pohjapaine on verrattavissa Eurokoodi-standardin mukaiseen arvoon. Samoin verrattavissa ovat myös käyttöasteet maan kantokestävyydelle ja läpileikkautumiselle.

- 4) Kuitenkin Säädösten Kokoelman mukaisessa mitoituksessa lävistyskestävyyden lisäksi tarkastetaan myös normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutuksen, jonka tämän opinnäytetyön puitteissa tehdyn laskelman mukaan on 77,1 %. Tästä johtuu myös eri normien mukaan laskettujen anturoiden kokonaispaksuuden erot (ks. taulukko 6.4.1).
- 5) Raudituksen määrä myös eroaa huomattavasti. Säädösten Kokoelman mukaisessa laskelmassa vaaditaan tuplasti enemmän momenttiteräksiä kuin Eurokoodi-standardin mukaisessa mitoituksessa.

## 6.5 Poikkileikkauksen mitoituksen kaavat SP/Eurokoodi

**Taulukko 6.5.1** Poikkileikkauksen mitoituksessa käytettävät peruskaavat Säädösten Kokoelman ja Eurokoodi-standardin mukaisesti

Nimike	Eurokoodi	SP
Poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus	$x = \beta_c d / \lambda = \frac{(A_{cs} - A_s) \cdot f_{yd}}{b f_{cd}} / \lambda$	$x = \frac{(R_s \cdot A_{sn} - R_{sc} \cdot A_{pn})}{R_b b}$
Poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen tehollinen korkeus	$y = 0,8x$	$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = h_0 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right)$
Poikkileikkauksen tehollinen korkeus	$d = h - c - 0,5\varnothing(\text{pääteräs}) - \varnothing(haka)$	$h_0 = h - a$
Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta_c = \frac{y}{d} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{\mu R_s}{R_b} = \frac{R_s A_s}{b h_0 R_b}$ $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$

Nimike	Eurokoodi	SP
Tehollisen puristuspinnan maksimi suhteellinen korkeus	$\beta_b = \frac{\lambda \varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \frac{f_{yk}}{E_s}}$	$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}$ $\xi_R = \frac{0,8 \varepsilon_{b2}}{\varepsilon_{b2} + \frac{R_s}{E_s}}$
Geometrinen raudoitussuhde	$\rho = \frac{A_s}{bd}$	$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{\xi R_b}{R_s}$
Mekaaninen raudoitussuhde	$\omega = \frac{\rho f_{yd}}{f_{cd}}$	$\xi = \frac{\mu R_b}{R_s}$
Sisäinen momenttivarsi	$z = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) = d - \frac{y}{2}$ $z = 0,9d$	$z = h_0 - \frac{1}{3} x_m \text{ (kun } A_{pur} = 0)$ $z = 0,7h_0$
Suhteellinen momentti	$\mu = \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}$ $\mu = \omega \left( 1 - \frac{d_c}{d} \right) - \beta_c \left( \frac{\beta_c}{2} - \frac{d_c}{d} \right)$	$\alpha_m = \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right) =$ $= \frac{M}{bh_0^2 R_b}$
Maksimi suhteellinen momentti		$\alpha_R = \xi_R \left( 1 - \frac{\xi_R}{2} \right)$
Vetoraudoituksen pinta-ala $A_s$	$A_s = \frac{\mu_c f_{cd} b d^2}{f_{yd} z} = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}}$	$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{M}{R_s \eta h_0}$
Taivutetun poikkileikkauksen minimirauditus	$A_{s,min} = \frac{(0,26 \cdot f_{ctm} d b)}{f_{ek}}$	$A_{s,min} = \mu b h_0$
Puristetun poikkileikkauksen minimirauditus	$maks \left\{ \begin{array}{l} \frac{N_{Ed}}{10 \cdot f_{yd}} \\ \frac{1}{500} A_c \end{array} \right.$	$A_{s,min} = \mu b h_0$
Betonin leikkauskestävyys	$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd}$	$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0$
Poikkileikkauksen leikkaus-	$\min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} \\ V_{Rd,max} \end{array} \right.$	$Q \leq Q_b + Q_{sw}$



Nimike	Eurokoodi	SP
kestävyys		
$s_{\max}$	$s_{\max} = 0,75d(1 + \cot \alpha)$	$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}}$
Suhteellisen normaalivoiman arvo	$n_j = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$	$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}$
Suurin halkeamaväli	$k_3 c_c + k_1 k_2 k_4 \Phi_{eq} / \rho_{s,eff}$	$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s$
Halkeaman leveys	$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	$\alpha_{crc} = \alpha_{crc1} + \alpha_{crc2} - \alpha_{crc3}$ $\alpha_{crc,i} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s$
Perusepäkesisyys (alkuepäkesisyys)	$e_a = \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right)$	$e_a = \max\left(\frac{l}{600}, \frac{h}{30}, 10 \text{ mm}\right)$
Lisäepäkesisyys	$e_2 = \left(\frac{A_c l_0^2}{21025 I_c}\right) h$ $= \left(\frac{\lambda}{145}\right)^2 h$	
Kuorman alkuepäkesisyys	$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$	$e_0 = \frac{M}{N} + e_a$
Mitoitusepäkesisyys	$e_d = e_0 + l_0/400 + e_2$	$e = e_0 \cdot \eta_{v,h} + \frac{(h_0 - a_{pur})}{2}$

Niin kuin tämän opinnäytetyön taulukosta 6.5.1 näkee, suurin osa esitetyistä kaavoista ovat samantyyppisiä ja varsinkin palkin suorakaiteenmuotoisen poikkileikkauksen mitoitus noudattaa samaa logiikkaa.

## 7 PÄÄTELMÄT

Aloittaessani tämän opinnäytetyön asetin itselleni tavoitteen tehdä suunnitteluohje niille rakennesuunnittelijoille, jotka eivät aikaisemmin ole suunnitelleet venäläisten normien mukaisesti, sekä luoda venäläisen normiston mukaiset laskentapohjat Mathcad-ohjelmalla. Työni kautta halusin myös tutustua venäläiseen normistoon ja perehtyä Eurokoodin standardeihin vertailulaskelmien avulla. Tutkimusprosessi osoittautui todella mielenkiintoiseksi ja erittäin haastavaksi. Tulokseksi sain varsin laajan suunnitteluohjeen sekä toimivat laskentapohjat, joita aion käyttää jatkossa suunnittelutyössäni apuvälineenä. Toisin sanoen kirjoitin tämän suunnitteluohjeen ensisijaisesti itselleni, jotta avatessani sen muutaman vuoden kuluttua pystyisin heti palauttamaan mieleen suunnitteluprosessin yksityiskohdat.

Ilokseni voin todeta, että opinnäytetyöstäni on ollut hyötyä myös muille suunnittelijoille, vaikka se oli vielä kesken. Nimittäin samanaikaisesti oli alkanut eräs Outotec Oy:n projekti Venäjälle, jonka puitteissa suunnittelu piti suorittaa venäläisten normien mukaan. Osa opinnäytetyöni aineistoa oli jo siinä vaiheessa valmis luovutettavaksi muiden käyttöön, osasta piti tehdä laaja tutkimus (esimerkiksi betonirakenteiden vesitiiviys). Kollegojeni esittämät kysymykset auttoivat minua täydentämään ja korjaamaan tekstiä niin, että se tulisi lukijalle mahdollisimman ymmärrettäväksi.

Vaikka opinnäytetyöni näyttäisi ensisilmäyksellä laajalta, se kuitenkin sisältää vain suunnittelun perusasioita, jotka suunnittelijan pitää ottaa huomioon betonirakenteiden suunnitteluprosessissa rakennukseen vaikuttavista kuormista ja sen vaativuustasosta alkaen. Valitettavasti monet yksityiskohdat piti jättää tämän työn ulkopuolelle nimenomaan laajuuden rajoittamiseksi. Näin esimerkiksi perustusten ja maapohjan suunnitteluprosessin käsittely olisi itsestään riittävä aihe kokonaiselle opinnäytetyölle. Oma lukuaan vaatisivat myös I- ja T –poikkileikkausten, laatan, seinän sekä väännön rasittaman poikkileikkauksen mitoitus. Näihin asioihin aion perehtyä suunnittelutyöni ohella jatkossa.

Omassa opinnäytetyössäni olen tutkinut vain yksinkertaisissa olosuhteissa rakennettavan rakennuksen yksinkertaisen palkin, pilarin ja pilarianturan, joiden mitoitus-esimerkit löytyvät luvusta 5.

Haasteeksi osoittautui lähteiden etsintä ja tulkinta. Aloitin tämän opinnäytetyön 7 vuotta sitten, jolloin Venäjällä oli voimassa vanha SNiP-normisto. Apuna minulla oli silloin käytössä olevien normien mukaiset suunnitteluohjeet ja oppikirjat. Kolme vuotta sitten uusitulle normistolle ei löytynyt päivitettyjä suunnitteluohjeita eikä uusia oppikirjoja. Tästä johtuen jouduin käyttämään vanhan normiston apukirjallisuutta. Ongelmaksi osoittautui myös se, että eri lähteissä on käytetty eri merkintöjä ja mitoitusmenetelmiä sekä menetelmissä oli sekoitettu vanha ja uusi normisto keskenään.

Esimerkiksi aikaisemmassa betoninormin versioissa, suunnitteluohjeissa ja oppikirjoissa oli viittaus alla olevaan taulukkoon (8, s.137, taulukko 5.1), joka helpotti taivutetun poikkileikkauksen vedetyn raudoituksen laskentaa. Nykyisessä normissa ei ole mainintaa tästä taulukosta enkä tiedä, saako sitä edelleen käyttää virallisissa laskelmissa.

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,01	0,24	0,88	0,211	0,48	0,76	0,365
0,03	0,985	0,03	0,26	0,87	0,226	0,5	0,75	0,375
0,05	0,975	0,049	0,28	0,86	0,241	0,52	0,74	0,385
0,07	0,970	0,068	0,3	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,09	0,965	0,086	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,1	0,95	0,095	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,12	0,94	0,113	0,36	0,82	0,295	0,6	0,7	0,42
0,14	0,93	0,13	0,38	0,81	0,308	0,65	0,674	0,439
0,16	0,92	0,147	0,4	0,8	0,32	0,7	0,65	0,455
0,18	0,91	0,164	0,42	0,79	0,332	0,8	0,6	0,48
0,2	0,9	0,18	0,44	0,78	0,343	0,9	0,55	0,495
0,22	0,89	0,196	0,46	0,77	0,354	1	0,5	0,5

Toisena esimerkkinä voin esittää poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen merkintää. Samassa luvussa normissa käytetään kolme eri merkintää:  $x$ ,  $x_m$  ja  $x_M$ . Eri lähteissä on myös eri merkinnät sallitulle pohjapaineelle:  $R$  ja  $R_0$ .

Betoninormissa ei oteta selkeää kantaa betonipeitteen paksuuteen paloturvallisuuden kannalta. Muistakaan käyttämistäni virallisista lähteistä ei löytynyt mitään vahvistettua tietoa tähän aiheeseen liittyen. Kuitenkin eräällä keskustelupalstalla törmäsin tietoon, että suunnittelijat käyttävät erään tutkimuslaitoksen kehittämiä rajoituksia (24), joita itsekkin lisäsin omaan opinnäytetyöhön.

Ongelmaksi osoittautui myös betoniluokkien ja pakkaskestävyyden välinen priorisointi eli kumman mukaan määrätään toinen. Korroosiosuojausta käsittelevässä Säädösten Kokoelmassa SP 28.13330.2012 on olemassa betoniluokkien ja ympäristörasitusluokkien yhteisvaikutusta käsittelevä taulukko (6, s. 47, liite Д, suositus). Samassa normissa on myös pakkaslämpötilojen ja pakkaskestävyyden yhteisvaikutusta käsittelevä taulukko (6, s. 50, pakollinen liite Ж1). Tästä huolimatta minulle on jäänyt epäselväksi, kumpi tekijä on määräävämpi. Tämän opinnäytetyön taulukossa 3.1.1 on esitetty betoniluokka ja sitä vastaava pakkasenkestävyys. Tieto on kuitenkin saatu erään yrityksen internet-sivulta (22) eli sitä ei saa pitää virallisena.

Samaa koskee myös betonirakenteiden vesitiiviysluokkien määrittäminen. En löytänyt yhtään virallista lähdettä, jossa olisi selkeästi kirjoitettu millä tavalla ja minkä kriteerien pohjalta suunnittelija määrittää vesitiiviysluokat eri rakenteille. Tapaukset, jolloin betonirakenteet sijaitsevat aggressiivisessa ympäristössä, ovat selkeät. Niihin otetaan kantaa Säädösten Kokoelmassa SP 28.13330.2012 (6, Rakenteiden korroosiosuojaus). Kuitenkin jos kyseessä on ns. normaaliympäristö, ainoa tieto on löytynyt erään yrityksen nettisivuilta (23), joka sekin on poistettu käytöstä. Tämän tiedon yritin soveltaa omassa opinnäytetyössäni (ks. taulukko 3.1.1)

Normiasiakirjoja tutkiessa olen huomannut ristiriidan Säädösten Kokoelman SP 28.13330.2012 (6, Rakenteiden korroosiosuojaus) ja standardin GOST 31384-2008 (7, Rakenteiden korroosiosuojaus) välillä. Yllämainitussa Säädösten

Kokoelmassa on esitetty betonin pakkasenkestävyysluokat ottamatta kantaa rakennuksen vaativuusluokkaan (6, s.50, pakillinen liite Ж, taulukko Ж.1). Vuorostaan yllämainitussa standardissa on esitetty betonin sekä pakkasenkestävyys- että vesitiiviysluokat sidottuna vaativuusluokkiin (7, s. 42, pakollinen liite Г, taulukko Г.2). Nämä GOST-standardissa esitetyt vaativuusluokat ovat kuitenkin vanhentuneet samoin kuin GOST 27751, johon on viittaus taulukossa. GOST 27751 on korvattu standardilla GOST P 51257-2010. Olen käsittänyt asian niin, että uudessa Säädösten Kokoelmassa esitetään samat vaatimukset pakkasenkestävyyden ja vesitiiviyden kannalta rakennuksen vaativuusluokasta riippumatta. Samassa standardissa GOST 31384-2008 ympäristöluokitus on pakollinen (7, s.27, pakollinen liite A), kun taas Säädösten Kokoelmassa SP 28.13330.2012 se on vain suositus (6, s. 34, Liite A, suositus).

Sama ongelma on ilmennyt myös muita asiapapereita tutkiessa. Ei ole mitään valtion ylläpitämää virallista lähdettä, jossa olisi virallisesti lueteltu kaikki voimassa olevat, poistetut ja korvatut normit, säädökset ja standardit. Käyttämäni lähteet ovat eri yritysten tai muiden tahojen ylläpitämiä internet-sivuja eikä niistä poimittua tietoa voi pitää täysin virallisena ja paikkaansa pitävänä.

Itse suunnitteluprosessin osalta venäläisen ja Eurokoodi –normistojen välillä on tiettyjä eroja, jotka kannattaa pitää mielessä suunnitteluprosessin aikana:

- 1) merkintöjen erot
- 2) hyötykuormien arvot (esim., varastokuormat)
- 3) materiaalien varmuuskertoimet
- 4) hyötykuormien varmuuskertoimet
- 5) kuormayhdistelmien pienennyskertoimet
- 6) SP:n mukaan lumi- ja tuulikuormat ovat väliaikaisia lyhytaikaiset kuormat
- 7) halkeamien ja taipuman laskenta
- 8) betonipeitteen riippuvuus pääteräksen halkaisijasta (Eurokoodi)

Suoritettut laskelmat osoittivat, että venäläinen normisto ja Eurokoodi-standardit eivät ole suoraan verrattavissa toisiinsa johtuen yllä mainituista seikoista, jos

kyseessä on kokonaisen rakennuksen tai rakennelman suunnittelu. Esimerkiksi anturan mitoituksessa pienemmät arvot sekä mitoissa että raudoituksessa antaa Eurokoodin mukainen laskelma, kun vastaavasti palkin leikkauskapasiteetti on parempi ja edullisempi SP:n mukaisessa mitoituksessa. Mitoitustulokseen vaikuttavat myös tuuli- ja lumikuormien alueet Venäjällä ja niiden laskentaperiaatteet, jotka eroavat huomattavasti Eurokoodin standardeista. Päättääkseen kumman normiston käyttö osoittautuu taloudellisesti järkevämmäksi, pitää alustavasti tutkia koko rakenne ja selvittää, mitkä seikat vaikuttavat eniten suunnittelutuloksiin ja mitä rakenteita on enemmän.

## MERKINNÄT

FIN	Eurokoodi	SP	FIN (suomennot tarvittaessa)
<b><i>Latinalaiset isot kirjaimet</i></b>			
Poikkileikkausala	$A$	$A$	
Betonipoikkileikkauksen pinta-ala	$A_c$	$A$	
Vetorausoituksen poikkileikkausala	$A_s$	$A_s$	
Puristusraudoituksen poikkileikkausala	$A_{s2}$	$A_{s'}$	
Vähimäisraudoituksen poikkileikkausala	$A_{s,min}$	$A_{s,min}$	
Leikkausraudoituksen poikkileikkausala	$A_{sw}$	$A_{sw}$	
Taivutustelan halkaisija	$D$	$d_{on}$	
Betonin tehollinen kimmokerroin	$E_{c,eff}$	$E_{red}$	
Betonin sekanttimoduuli	$E_{cm}$	$E_b$	
Betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo	$E_s$	$E_s$	
Kuorman (kuormien) vaikutus	$F$	$F$	
Betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I$	$I$	
Pituus	$L$	$L$	
Taivutusmomentin mitoitusarvo	$M_{Ed}$	$M$	
Maksimi taivutusmomentti, jonka poikkileikkaus pystyy ottamaan vastaan	$M_{pl,Rd}$	$M_{ult}$	

FIN	Eurokoodi	SP	FIN (suomennos tarvittaessa)
Normaalivoiman mitoitusarvo (vetoa tai puristusta)	$N_{Ed}$	$N$	
Poikkileikkauksen staattinen momentti	$S$	$S$	
Poikkileikkauksessa vaikuttavan vääntömomentin mitoitusarvo	$T_{Ed}$	$T$	
Leikkausvoiman mitoitusarvo	$V_{Ed}$	$Q$	
<b>Latinalaiset pienet kirjaimet</b>			
	—	$a$	Rakenneosan reunan ja teräksen akselin välinen etäisyys
Poikkileikkauksen kokonaisleveys	$b$	$b$	
T-, I- tai L-palkin laipan paksuus	$b_{eff}$	$b_f$	
T-, I- tai L-palkin uuman paksuus	$b_w$	$t_w$	
Pilarin poikkileikkauksen leveys ja korkeus	$B, H$	$b_c, l_c$	
Peruspilarin poikkileikkauksen leveys ja korkeus	—	$b_{cf}, l_{cf}$	
Betonipeite	$c$	—	
Poikkileikkauksen tehollinen korkeus	$d$	$h_0$	
Epäkeskisyys	$e$	$e$	
Betonin puristuslujuus	$f_c$	$R$	
Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk. ikäisenä	$f_{ck}$	$R_{b,n}$	Betonin ominaiskuutiolujuus



FIN	Eurokoodi	SP	FIN (suomennot tarvittaessa)
Betonin puristuslujuuden mitoitussarvo	$f_{cd}$	$R_b$ , $R_{b,ser}$	betonin laskentaprismaaluuus MRT/KRT
Betonin lieriölujuuden keskiarvo	$f_{cm}$	$\bar{R}$	
Betonin vetolujuuden ominaisarvo (betonin ominaisvetolujuus)	$f_{ctk}$	$R_{bt,n}$	betonin ominaisvetolujuus
Betoniteräksen myötölujuus	$f_{yk}$	$R_{s,n}$	
Betoniteräksen myötölujuuden mitoitussarvo	$f_{yd}$	$R_s$ , $R_{s,ser}$	betoniteräksen laskentavetolujuus MRT/KRT
Leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitussarvo	$f_{ywd}$	$R_{sc}$	
Poikkileikkauksen kokonaiskorkeus	$h$	$h$	
Jäyhyysäde	$i$	$i$	
Pituus; jännemitta	$l (L)$	$l$	
Säde	$r$	$r$	
Kaarevuus tietyssä poikkileikkauksessa	$1/r$	$1/r$	
Hakojen jakoväli	$s_h$	$s_w$	
Suurin halkeamaväli	$s_{r,max}$	$l_s$	
Neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta	$x$	$x, x_m$	
Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarso	$z$	$z$	

FIN	Eurokoodi	SP	FIN (suomennos tarvittaessa)
<b>Kreikkalaiset pienet kirjaimet</b>			
Osavarmuusluku	$\gamma$	$\gamma$	
Betonin osavarmuusluku	$\gamma_C$	$\gamma_{bc(bt)}$	Betonin puristus/vetovarmuusluku
Kuormien F osavarmuusluku	$\gamma_F$	$\gamma_f$	
Materiaaliominaisuuden osavarmuusluku, jossa otetaan huomioon itse materiaaliominaisuuden, mittapoikkeamien ja käytettävän rakennemallin epävarmuudet	$\gamma_M$	$\gamma_f$	
Muuttuvien kuormien G osavarmuusluku	$\gamma_Q$	$\gamma_f$	
Betoniteräksen tai jänneteräksen osavarmuusluku	$\gamma_S$	$\gamma_s$	
Betonin puristuma	$\varepsilon_c$	$\varepsilon_b$	
Betonin puristuslujuutta $f_c$ vastaava puristuma	$\varepsilon_{c1}$	$\varepsilon_{b2}$	Betonin puristuslujuutta $R_b$ vastaava suhteellinen puristuma
Betonin murtopuristuma	$\varepsilon_{cu2}$	$\varepsilon_{b1,red}$	Betonin suhteellinen muodonmuutos
Betonin murtopuristuma	$\varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_{b,u}$	murtomuodonmuutos
Betoniteräksen tai jänneteräksen murtovenymä	$\varepsilon_u$	$\varepsilon_s$	
Betoniteräksen tai jänneteräksen	$\varepsilon_{uk}$	$\varepsilon_{s,el}$	Vedetyn raudoituksen vetolujuutta $R_s$ vastaava

FIN	Eurokoodi	SP	FIN (suomennot tarvittaessa)
murtovenymän ominaisarvo			suhteellinen muodonmuutos
Betoniterästangon tai jänneteräksen suojausputken halkaisija	$\phi$	$\phi$	
Nippuraudoituksen edivalentti halkaisija	$\phi_n$	$d_{s,red}$	
Virumaluvun loppuarvo	$\phi_{(\infty,t0)}$		
Yhdistelykertoimia, joiden avulla määritellään muuttuvien kuormien edustavia arvoja	$\psi$	$\psi$	
Yhdistelykerroin (mm. ominaisyhdistelmässä)	$\psi_0$	—	
Tavallisen arvon yhdistelykerroin	$\psi_1$	—	
Pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin	$\psi_2$	$\psi_{li}$	
Lyhytaikaisarvon yhdistelykerroin	—	$\psi_{ti}$	
Suhteellinen momentti	$\mu$	$a_m$	
Geometrinen raudoitusuhde	$\rho$	$\mu$	
Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta$	$x$	
Suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo	—	$x_R$	Tehollisen puristuspinnan maksimi suhteellinen korkeus

## LÄHTEET

- [1] СВОД ПРАВИЛ СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. Министерство регионального развития Российской Федерации, Москва 2011 г. [SÄÄDÖSTEN KOKOELMA SP 20.13330. Kuormat ja vaikutukset. SNiPin 2.01.07-85\* päivitetty painos.]
- [2] СВОД ПРАВИЛ СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Министерство регионального развития Российской Федерации, Москва 2012 г. [Betoni- ja teräsbetonirakenteet. Perusasiat. SNiPin 52-01-2003 päivitetty painos.]
- [3] Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПРОМЗДАНИЙ И НИИЖБ. Москва, 2005 г [Suunnitteluopas SP:hen 52-101-2003]
- [4] ГОСТ Р 51257-2010 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. Стандартинформ, Москва, 2011 [Rakenteiden ja perustusten luotettavuus. Perussäännöt ja –vaatimukset.]
- [5] ГОСТ 26633-91 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия. Стандартинформ, Москва, 2013 [Raskaat ja hienorakeiset betonit. Perussäännöt ja vaatimukset.]
- [6] СВОД ПРАВИЛ СП 28.13330.2012 Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП

2.03.11-85. Москва, 2012 [Rakenteiden korroosiosuojaus. SNiP:n 2.03.11-85 päivitetty painos.]

- [7] ГОСТ 31384-2008 Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования. Стандартинформ, Москва, 2010 [Rakenteiden korroosiosuojaus.]
- [8] Маилян, Р.Л., Маилян, Д.Р., Веселов Ю.А. Строительные конструкции. Ростов-на-Дону 2004, Феникс [Rakenteet (suunnitteluopas)]
- [9] СВОД ПРАВИЛ СП 41.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87. Министерство регионального развития Российской Федерации, Москва, 2012 [Betoni- ja teräsbetonivesirakenteet.]
- [10] Боровских А.В. Расчеты железобетонных конструкций по предельным состояниям и предельному равновесию. Москва 2007. Издательство Ассоциации строительных вузов [Teräsbetonirakenteiden rajatilamitoitus (suunnitteluopas)]
- [11] ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. Москва 1993, Издательство стандартов [Kuumavalssattu raudoitusteräs. Tekniset ehdot.]
- [12] ГОСТ10884-94 Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия. М
- [13] RIL 201-1-2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat (Eurokoodit EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 ja EN 1991-1-4). Helsinki 2008. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry

- [14] СНиП 10-01-94. Строительные Нормы И Правила. Система нормативных документов в строительстве. Основные положения. Maksim Moshkovin kirjasto. [http://lib.ru/NTL/STROIT/snip03.txt\\_with-big-pictures.html](http://lib.ru/NTL/STROIT/snip03.txt_with-big-pictures.html). Luettu 11.03.2014 [SNiP 10-01-94. Normiasiakirjat rakennusallalla.]
- [15] Federaation Laki 27.12.2002 № 184-ФЗ, päivätty 28.12.2013, Teknisestä säätämisestä. <http://www.rg.ru/2002/12/27/tehreglament-dok.html>. Luettu 11.03.2014.
- [16] Federaation Laki 22.07.2008 № 123-ФЗ, päivätty 13.07.2012, Paloturvallisuudesta. <http://www.rg.ru/2008/08/01/pojar-reglament-dok.html#maindocs>. Luettu 11.03.2014.
- [17] Federaation Laki 30.12.2009 № 384-ФЗ, päivätty 02.07.2013, Rakennusten ja rakennelmien turvallisuudesta. <http://www.rg.ru/2009/12/31/tehreg-zdaniya-dok.html>. Luettu 11.03.2014
- [18] Kansallisten standardien ja Säädösten Kokoelmien luettelo, uusi päivitys. <http://www.spbplan.ru/news/37170>. Luettu 11.03.2014
- [19] Paloturvallisuuden tekniset määräykset. [http://cniokr.igps.ru/index\\_form\\_full.php?code=21](http://cniokr.igps.ru/index_form_full.php?code=21). Luettu 11.03.2014
- [20] Suomalais-Venäläinen Kauppakamari. Venäjän Federaation rakenne. [http://www.svkk.fi/tietoa\\_venajasta/venajan\\_alueet](http://www.svkk.fi/tietoa_venajasta/venajan_alueet). Luettu 24.06.2014
- [21] Federaation Laki 29.12.2009 № 190-ФЗ, päivätty 05.05.2014, Laki kaupunkirakentamisesta.

<http://www.rg.ru/2004/12/30/gradostroitelniy-kodeks.html#maindocs>. Luettu 14.03.2014

- [22] Besto Group of Companies. Betonin luokat. [http://www.avtobeton.ru/beton\\_m100.html](http://www.avtobeton.ru/beton_m100.html). Luettu 09.05.2014.
- [23] TreidBeton. Betonin käyttö. <http://tradebeton.com/catalog/>. Luettu 09.05.2014.
- [24] Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. ГУП «НИИЖБ», 2000. [Teräsbetonirakenteiden palonkestävyyden ja paloturvallisuuden ohjeet]
- [25] [29] Бондаренко, В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций. Москва 2007, Высшая школа [Teräsbetoni- ja kivirakenteiden laskelmien malliesimerkit (suunnitteluopas)]
- [26] Распоряжение Правительства РФ № 1047-р от 21.06.201, [http://www.kgainfo.spb.ru/zakon/zakon\\_rf/rasporyazhenie1047.html](http://www.kgainfo.spb.ru/zakon/zakon_rf/rasporyazhenie1047.html), luettu 08.05.2014 [Venäjän hallituksen määräys nro 1047-p, päivätty 21.06.2010]
- [27] Приказ Ростехурегулирования № 2079 от 01.06.2010, <http://www.audar-info.ru/docs/acts/?sectId=198623&artId=457572>, luettu 08.05.2014 [Venäjän federaation standardisoimistoimiston määräys nro 2079, päivätty 01.06.2010]
- [28] Beton-M, betonin vesitiiviys, <http://www.beton-m.ru/node/35>. Luettu 04.09.2014

- [29] SFS-EN 1992-1-1. Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu – Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Vahvistettu 30.05.2005. Suomen standardisoimisliitto SFS
- [30] Б.И.Далматов, В.Н.Бронин, А.В.Голли Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие. Москва 1999, АСВ; С.-Петербург 1999, СПбГАСУ [Rakennusten ja maanalaisten rakennelmien perustusten suunnittelu. Suunnitteluopas]
- [31] Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83). Москва 1989, Центральный институт типового проектирования [Suunnitteluopas SNIPiin 2.03.01-84 ja 2.02.01-83]
- [32] СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. Москва 2011 [Perusmaat ja perustukset]