

SAVONIA

ammattikorkeakoulu

OPINNÄYTETYÖ - YLEMPI AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

BETONIELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIN KOKONAISSTABILITEETTI-
TARKASTELU NORMAALI- JA ONNETTOMUUSTILANTEESSA

TEKIJÄ: Jani Marttila

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala			
Tutkinto-ohjelma Rakentamisen tutkinto-ohjelma			
Työn tekijä Jani Marttila			
Työn nimi Betonielementtirakenteisen hallin kokonaisstabiilitarkastelu normaali- ja onnettomuustilanteessa			
Päiväys	11.4.2024	Sivumäärä/Liitteet	115/78
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky / Pasi Hakkarainen			
Tiivistelmä <p>Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli perehtyä ja kerätä kokonaisvaltaisesti tietoa eurokoodien mukaisesta betonielementtirakenteisen hallin kokonaisstabiilitarkastelun vaiheista normaali- ja onnettomuustilanteesta. Opinnäytetyön lopputuloksena oli tarkoitus tuottaa Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky:lle käsinlaskentaesimerkki kokonaisstabiilitarkastelun vaiheista todellisen kohteen pohjalta sekä tuottaa tiivistetty ohjeistus betonielementtirakenteisen hallirakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamisesta. Tämän lisäksi tarkoituksena oli tuottaa Excel-mitoituspohja pilarin yläpään halkaisuraudoituksen sekä neopreenilevyn mitoituksesta.</p> <p>Opinnäytetyössä perehdyttiin laajasti alan kirjallisuuteen, aina standardeista oppikirjoihin ja erilaisten alalla toimivien yhdistysten julkaisuihin. Tietoa löytyi paljon ja monista eri lähteistä. Käsinlaskentaosiossa mitoitettiin mastopilari, mastopilarin ja anturan välinen liitos, mastopilariantura, pilari-palkkiliitos sekä yläpohjaelementtirakenteen liitokset. Esijännitettyjen elementtien osalta toteutettiin vain esimitoitus.</p> <p>Työn tuloksena tilaajalle tuotettiin tavoitteiden mukaisesti käsinlaskentaesimerkki todellisen kohteen pohjalta. Käsinlaskentaesimerkissä on esitetty stabiilitarkastelun eri vaiheet, pitäen sisällään yksittäisten rakennosien mitoituksen. Pilarin yläpään halkaisuraudoituksesta ja neopreenilevyn mitoituksesta tehtiin Excel-mitoituspohjat. Tämän lisäksi tilaajalle tuotettiin tiivistetty ohjeistus, jossa kerrotaan periaatteet betonielementtirakenteisen hallirakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamisesta. Opinnäytetyössä koottiin yksittäinen ja irrallinen tieto yhdeksi ja selkeäksi kokonaisuudeksi, jota tilaaja voi hyödyntää jatkossa kehittäessään toimintaansa. Opinnäytetyössä suoritettu selvitystyö lisää tilaajan tietämystä ja osaamista betonielementtirakenteisten hallien stabiilitarkastelusta, mikä osaltaan tehostaa toimintaa ja sen kehittämistä.</p>			
Avainsanat Kokonaisstabiilitetti, eurokoodit, mastopilari, pilariantura, betonielementti, hallirakennus			

Field of Study Technology, Communication and Transport	
Degree Programme Master's Degree Programme In Civil Engineering	
Author Jani Marttila	
Title of Thesis Overall stability inspection of a precast concrete hall in normal and accident situations	
Date 11.4.2024	Pages/Appendices 115/78
Client Organisation /Partners Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räsänen Ky, Mr. Pasi Hakkarainen	
<p>Abstract</p> <p>The purpose of this thesis was to study and comprehensively gather information about the phases of the overall stability inspection of a precast concrete hall in accordance with Eurocodes in normal and accident situations. The aim was to produce hand-calculated example of the phases of total stability inspection based on real project and to produce clear and concise instructions on ensuring the damage tolerance of a precast concrete hall building for Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räsänen Ky. In addition to this, the purpose was to produce an Excel dimensioning template for dimensioning of the splitting reinforcement of the upper end of the column and the neoprene sheet.</p> <p>In the thesis, the literature of the field was studied extensively, from standards to textbooks and publications of various associations operating in the field. There was a lot of information and from many different sources. In the hand-calculation section the mast pillar, the connection between the mast column and the column footing, the column footing, the column-beam connection and the joints of the roof element structure were dimensioned. For prestressed elements, only pre-dimensioning was fulfilled.</p> <p>As a result of the work, the client was provided with target hand-calculated example based on the real project. The hand-calculated example shows the different phases of the stability check, including the dimensioning of individual structural parts. Excel dimensioning templates were made for the splitting reinforcement of the upper end of the column and for the dimensioning of the neoprene sheet. In addition to this, the client was provided with concise instructions, which explain the principles of ensuring the damage tolerance of a precast concrete hall building. Single and detached pieces of information were collected into one set in the thesis, which the client can use in the future when developing their operations. The investigation work carried out in the thesis increases the client's knowledge and expertise about the overall stability inspection of precast concrete hall buildings, which contributes to making the operations and their development more efficient.</p>	
<p>Keywords</p> <p>Overall stability, Eurocodes, mast column, column footing, concrete element, hall building</p>	

ESIPUHE

Haluan kiittää opinnäytetyön tilaajaa, Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räsänen Ky:tä ja erityisesti Pasi Hakkarasta mielenkiintoisesta ja osaamista kehittävstä opinnäytetyön aiheesta. Kiitos myös kaikesta tuesta työn edetessä. Kiitos opinnäytetyöni ohjaajalle Arto Puurulalle työn ohjaamisesta. Ison kiitoksen ansaitsee myös kotiväki, joka on osaltaan mahdollistanut tämän opinnäytetyön valmistumisen.

Tätä opinnäytetyötä ei tule käyttää mitoitushjeena, vaan kaikkien siinä esitettyjen kaavojen oikeanmukaisuus tulee tarkastaa niiden alkuperäisestä lähteestä.

Kuopiossa 11.4.2024

Jani Marttila

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	8
2	EUROKOODIT	9
3	BETONI RAKENNUSMATERIAALINA.....	10
3.1	Betonin lujuus.....	10
3.1.1	Puristuslujuus.....	10
3.1.2	Vetolujuus.....	11
3.1.3	Betonin lujuuden kehitys	12
3.2	Jännitys-muodonmuutosriippuvuus	13
3.3	Kimmokerroin	14
3.4	Virumamuodonmuutos	15
3.5	Betonin kutistuma	16
4	BETONIELEMENTTIRAKENNE	17
4.1	Betoniteräket	17
4.1.1	Betoniteräksien ominaisuudet.....	18
4.1.2	Betoniterästen luokat ja merkinnät	20
4.2	Betonin ja betoniteräksen materiaaliosavarmuusluvut	20
4.3	Betonirakenteen käyttöikä, rasitusluokat ja betonipeite	22
4.4	Palotilanteen vaatimukset.....	25
4.5	Betonelementtien lujuusluokat	27
4.6	Betonelementtien toleranssit.....	27
5	RAJATILAMITOITUS	28
5.1	Murtorajatilat.....	28
5.2	Käyttörajatilat.....	28
5.3	Kuormitusyhdistelmät.....	29
5.3.1	Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät	30
5.3.2	Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät	32
6	RAKENTEIDEN KUORMAT.....	34
6.1	Pysyvät kuormat	34
6.2	Muuttuvat kuormat	34
6.2.1	Hyötykuormat	34
6.2.2	Lumikuorma	35

6.2.3	Tuulikuorma	38
6.2.4	Nostureiden aiheuttamat muuttuvat kuormat	40
6.3	Lisävaakavoimat	43
6.4	Onnettomuuskuormat	44
6.4.1	Nostureiden aiheuttamat onnettomuuskuormat	45
6.4.2	Törmäyskuormat	46
6.4.3	Rakennuksen sisäpuoliset räjähdyskuormat	47
6.4.4	Palotilanne	47
7	ELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIRAKENNUKSEN JÄYKISTYSMENETELMÄT	48
7.1	Mastojäykistys	49
7.1.1	Mastopilarijäykistys	49
7.1.2	Mastoseinäjäykistys	50
7.2	Kehäjäykistys.....	50
7.3	Levyjäykistys	51
7.4	Ristikojäykistys.....	51
7.5	Yhdistelmäjäykistys	53
8	BETONIELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIN VAURIONSIIETOKYKY ONNETTOMUUSTILANTEESSA	54
8.1	Jatkuva sortuma	54
8.2	Vauriosietokyvyn varmistamisen menettelytavat	55
8.3	Elementin putoamisen estäminen onnettomuustilassa	61
9	HALLIRAKENNUKSEN MITOITUS.....	63
9.1	Mitoitettavan hallirakennuksen esittely	63
9.2	Jännitettyjen betonielementtien alustava mitoitus	65
9.2.1	jännebetonipalkit	65
9.2.2	TT-laatat.....	67
9.3	Mastopilarin mitoitus	68
9.4	Pilarin ja anturan välinen pulttiliitos.....	79
9.5	Pilarianturan mitoitus	82
9.5.1	Kaatuminen ja liukumiskestävyys.....	82
9.5.2	Taivutusmitoitus	84
9.5.3	Halkeamaleveyden rajoittaminen	91
9.5.4	Lävistysmitoitus.....	94

9.6 Pilari-palkkiliitos tappiliitoksena	99
9.7 TT-laatan ja jännepalkin liitos	104
10 POHDINTA.....	110
LÄHTEET	112
LIITE 1: KÄSINLASKENTAESIMERKKI: BETONIELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIN KOKONAISSTABILITEETTITARKASTELU NORMAALI- JA ONNETTOMUUSTILANTEESSA (SALATTU).....	115
LIITE 2: TIIVISTETTY OHJE BETONIELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIN VAURIONSIIETOKYVYN VARMISTAMISESTA (SALATTU)	115
LIITE 3: PILARIN YLÄPÄÄN HALKAISURAUDOITUKSEN SEKÄ NEOPREENILEVYN MITOITUSPOHJA (SALATTU).....	115

1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön aiheen taustalla on tilaajan (Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky, tästä eteenpäin RTR Ky) tarve tutkia hallimaisen betonielementtirakenteisen rakennuksen kokonaisstabiiliteettitarkastelun vaiheita ja menetelmiä niin normaali- kuin onnettomuusmitoitustilanteissa eurokoodien mukaisesti. Opinnäytetyössä selvitetään, mitä kaikkea kyseinen prosessi pitää sisällään ja millä menetelmillä se tulee toteuttaa. Kokonaisstabiiliteettitarkasteluprosessi voi poiketa paljonkin sen mukaan, millainen rakennus on kyseessä. Tilaaja on kokenut, että tällaiselle opinnäytetyölle on tarvetta, koska hallimaisten rakennusten osalta asia ei ole välttämättä niin yksiselitteisesti ja helposti löydettävissä suunnitteluohjeissa ja määräyksissä, vaan tietoa pitää etsiä useasta eri tietolähteestä ja se pitää koota yhteen selkeään ja ymmärrettävään muotoon.

RTR Ky on Kuopiolainen rakennussuunnittelutoimisto, jonka toiminta on alkanut vuonna 1970. Yritys lukee omiksi erityisosaamisalueiksiin rakennus-, rakenne- ja arkkitehtisuunnittelun sekä hankesuunnitelmien laadinnan. Yritys pyrkii huomioimaan toiminnassaan eri kohteiden erityispiirteet ja suunnittelutyön lähtökohtana on toimivat ja pitkäkestoiset ratkaisut. Perinteikkäälle yritykselle asiakaslähtöisyys on tärkeä osa liiketoimintaa: asiakas on etusijalla ja välittömän yhteistyön tarkoituksena on toivottu lopputulos ilman yllätyksiä. Yritys on toteuttanut muun muassa monia kerrostalo-, teollisuushalli- ja markettikohteita. Yksi paikallisesti merkittävä toimeksianto on Kuopion yliopistollisen sairaalan Uusi sydän -hankkeen toiminnallinen suunnittelu. (Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky.)

Opinnäytetyössä mitoitetaan todellinen olemassa oleva betonielementtirakenteinen teollisuushalli käsinlaskentana hyödyntäen Excel-laskentaohjelmistoa. Stabiiliteettitarkastelun eri vaiheet kootaan kaavoineen selkeään, luettavaan ja ymmärrettävään muotoon. Näin tilaajalla on selkeä ohjeistus stabiiliteettitarkastelun vaiheista ja eri rakenneosien mitoituksesta, jonka pohjalta se voi myöhemmin esimerkiksi tuottaa työskentelyn kannalta tehokkaita Excel-taulukoita. Opinnäytetyössä suoritettavan käsinlaskentaesimerkin päätarkoitus on olla mahdollisimman informatiivinen, kun taas työskentelyn kannalta tehokkaat laskentapohjat pyritään usein tiivistämään niin, että ne palvelevat työelämän tarpeita, jolloin niihin ei sisällytetä mitään ylimääräistä. Tilaajalle tehdään kuitenkin työelämään räätälöity Excel-mitoituspohja, joka käsittelee pilarin yläpään halkaisuraudoitusta sekä neopreenilevyn mitoittamista.

Käsinlaskentaosiossa mitoitetaan mastopilari, mastopilarin ja anturan välinen liitos, mastopilariantura, pilari-palkkiliitos sekä yläpohjaelementtirakenteen liitokset. Pilarianturan halkeilutarkastelu rajataan laskennasta pois. Esijännitettyjen elementtien osalta toteutetaan vain esimitoitus. Edellä mainitun lisäksi opinnäytetyössä tutkitaan, selvitetään ja sen jälkeen kootaan selkeä ohje hallimaisen elementtirakenteisen rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamisen keinoista. Tarkoituksena on tuottaa yrityksen käyttöön ohje, joka jatkossa auttaa valitsemaan toimintatavat tietyntyylisille hallimaisille rakennuksille vaurionsietokyvyn varmistamiseksi.

2 EUROKOODIT

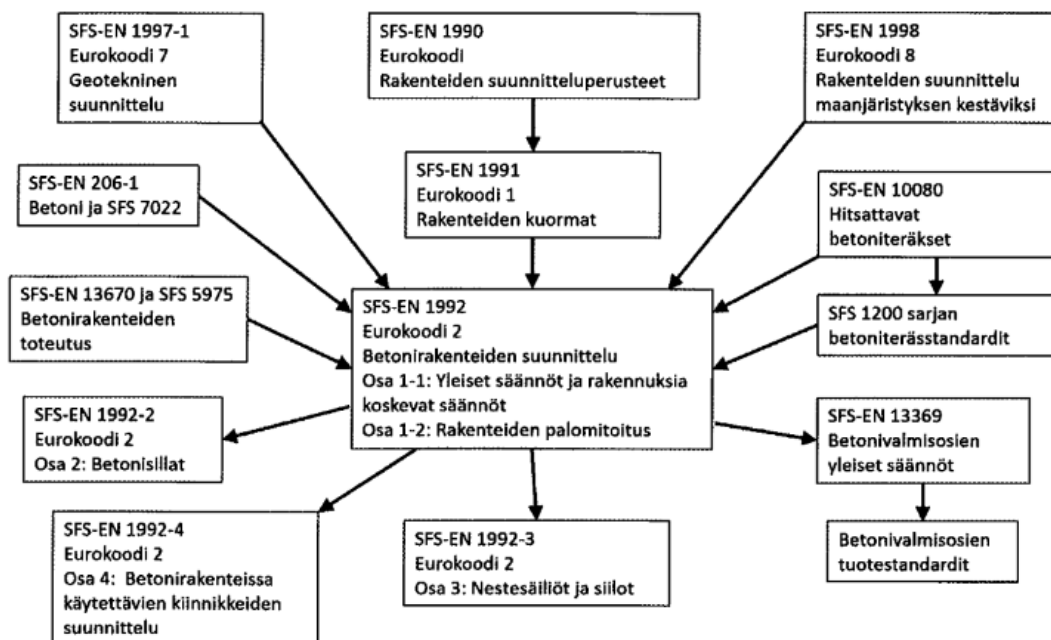
Eurokoodeilla tarkoitetaan eurooppalaisia standardeja, jotka koskevat kantavien rakenteiden suunnittelua. Standardeja sovelletaan eri maissa kyseisen maan kansallisten liitteiden (NA) mukaisesti. Suomessa Ympäristöministeriö on se taho, joka laatii talonrakentamisen osalta kyseiset kansalliset liitteet. (Lastunen 2021.)

Suomessa eurokoodit julkaistaan suomeksi sekä englanniksi. Suomenkielinen julkaisu on tunnukseltaan muotoa SFS-EN199X ja englanninkielinen muotoa EN199X. Suomessa eurokoodien julkaisusta vastaa Suomen Standardisoimisliitto. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 13.)

Eurokoodi 2:ssa on käsitelty betonirakenteiden suunnittelua. Eurokoodi 2 on jaettu viiteen osaan, jotka ovat

- SFS-EN 1992-1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt
- SFS-EN 1992-1-2: Betonirakenteiden palomitoitus
- SFS-EN 1992-2: Betonisillat
- SFS-EN 1992-3: Nestesäiliöt ja silot
- SFS-EN 1992-4: Betonirakenteissa käytettävien kiinnikkeiden suunnittelu. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 14.)

Betonirakenteiden suunnitteluun vaikuttaa kuitenkin paljon muutkin eurokoodit kuin vain eurokoodi 2. Kuvassa 1 on koottuna betonirakenteiden suunnittelun kannalta oleelliset eurokoodit ja standardit.



Kuva 1. Betonirakenteiden suunnittelun kannalta oleelliset eurokoodit ja standardit (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 15)

3 BETONI RAKENNUSMATERIAALINA

Betoni valmistetaan sen pääraaka-aineista sementistä, vedestä sekä kiviaineksesta. Veden ja sementin välillä tapahtuu kemiallinen reaktio, jonka tuotteena syntyy niin sanottu sementtikivi, jonka tarkoituksena on sitoa niin kiviaines kuin raudoituskin yhdeksi lujaksi kokonaisuudeksi. Betonin valmistuksessa käytettävä vesi ei saa olla humuspitoista, koska se hidastaa ja voi jopa estää tällöin betonin kovettumisen. Vaikka betonin lujuus kehittyykin vielä 28 päivän jälkeen, on tuo yleensä ajankohta, jossa betonin lujuus todetaan. (Betoniteollisuus ry julkaisuaika tuntematon.)

Rakennusmateriaalina betonin hyviä ominaisuuksia ovat mm. hyvä puristuskestävyys sekä ääneristävyys, johtuen jäykkyydestä ja massasta, jotka vähentävät värähtelyä betonirakenteessa. Puristuslujuusominaisuus mahdollistaa pitkät jännevälit niin teräsbetoni- kuin jännebetonirakenteilla. Betonirakenteiden suunnittelukäyttöikä voi olla joissain tapauksissa jopa 200 vuotta, eli ne ovat pitkäikäisiä. Betoniin on myös helppo tehdä erilaisia pintakuvioita, esimerkiksi hyödyntämällä erilaisia muottimateriaaleja sekä muottien pinnoitteita. Kaiken tämän lisäksi betonin valmistaminen on edullista, koska yli 75% siitä on vettä ja kiviainesta, jotka ovat edullisia materiaaleja moniin muihin rakennusmateriaaleihin verrattuna. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 9-11.)

Palonkestävyyden kannalta betoni on hyvä rakennusmateriaali: se ei pala eikä sula. Koska betoni ei ole palava materiaali, ei se osaltaan lisää palokuormaa eikä siten pidennä palon kestoa. Se ei myöskään luovuta ilmaan myrkyllisiä kaasuja palotilanteessa. Verrattuna hyvin eristäviin ja kevyisiin pintamateriaaleihin, betoni pystyy sitomaan palossa kehittyvää kuumuutta itseensä paremmin. (Betoniteollisuus ry julkaisuaika tuntematon.)

3.1 Betonin lujuus

3.1.1 Puristuslujuus

Hyvä puristuslujuus on betonin tärkein ominaisuus rakenneteknisestä näkökulmasta katsottuna. Betoni voidaankin luokitella eri lujuusluokkiin sen puristuskestävyyden perusteella. Muut mekaaniset ominaisuudet, joita suunnittelussa käytetään, määritellään betonin lujuusluokan mukaan. Eurokoodien mukaisessa tavassa betonin lujuusluokat ilmoitetaan kirjaimella C. Lujuusluokan ensimmäinen numero ilmaisee lieriölujuuden ja jälkimmäinen numero kuutiolujuuden. Lieriö- ja kuutiolujuuksilla tarkoitetaan lujuuksia, jotka on todettu puristuskokeissa. Koekappaleen ollessa lieriö, on sen halkaisija 150mm ja pituus 300mm. Kuution muotoisen kappaleen sivumitta on 150mm. Puristuskokeen tuloksena on todettu, että näillä koekappaleilla koetulosten suhde on noin 0,85, kun molemmissa on käytetty samaa betonia. Tämä tarkoittaa sitä, että lieriön puristuslujuus olisi noin 85% kuution puristuslujuudesta. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 35-37.) Taulukossa 1 on esitettyä betonin lujuusluokat lieriölujuutena (f_{ck}) sekä kuutiolujuutena ($f_{ck,cube}$). Kyseisessä taulukossa lujuudet on ilmoitettu ominaislujuuksina.

Taulukko 1. Betonin lujuusluokat (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 37)

Lujuusluokka	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50
Lujuusluokka	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} (MPa)	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	55	60	67	75	85	95	105

Puristuslujuuden ominaisarvoa hyödyntäen saadaan laskettua betonin puristuslujuuden keskiarvo kaavalla (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 38)

$$f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa} \quad (1)$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 38)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{yk}}{\gamma_c} \quad (2)$$

missä

α_{cc} on betonin puristuslujuuskerroin (Suomessa 0,85)

γ_c on betonin materiaaliosavarmuusluku

3.1.2 Vetolujuus

Mitoituksessa käytettävä, niin sanottu suora vetolujuus, on alhaisissa lujuusluokissa noin 8% ja korkeammissa lujuusluokissa noin 5% betonin puristuslujuudesta. Lujuusluokan mukainen vetolujuuden keskiarvo saadaan kaavoista (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 38)

kun $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$:

$$f_{ctm} = 0,30\text{MPa} \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{2/3} \quad (3)$$

kun $f_{ck} > 50\text{MPa}$:

$$f_{ctm} = 2,12\text{MPa} \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10\text{MPa}} \right) \quad (4)$$

5%:n alaraja-arvo ja 95% yläraja-arvo, eli ominaislujuudet vetolujuudelle, saadaan kaavoista (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 38)

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (5)$$

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (6)$$

Edellä mainituista ominaislujuuksista alaraja-arvo on yleisesti käytetty, kun taas yläraja-arvoa käytetään todella harvoin. Jos yläraja-arvoa käytetään, tulee siinä näkyä prosenttiosuutta osoittava luku, kun taas alaraja-arvoa käyttäessä ei tätä ole pakko näyttää, vaan se voidaan ilmoittaa muodossa f_{ck} . (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 38.)

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 39)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,005}}{\gamma_c} \quad (7)$$

missä

$f_{ctk,0,005}$ on betonin vetolujuuden alaraja-arvo

α_{ct} on betonin vetolujuuskerroin (Suomessa 1,0)

γ_c on betonin materiaaliosavarmuusluku

Eurokoodien mukaisessa murtotilamitoituksessa vetorasitus otetaan vastaan betonissa olevalla raudoituksella, eli betonin vetolujuutta ei tässä yhteydessä hyödynnetä. Betonin vetolujuutta hyödynnetään kuitenkin välillisesti esimerkiksi leikkaus- ja ankkurointimitoituksessa. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 38.)

3.1.3 Betonin lujuuden kehitys

Puristus- ja vetolujuuden lujuusarvot ovat ns. täysin kehittyneitä lujuusarvoja. Tällä tarkoitetaan sitä, että ne on testattu standardiolosuhteissa: +20°C lämpötilassa ja betonin lujuus on todettu 28 vuorokauden kohdalla. Esimerkiksi muotinpurkuhetken suunnittelussa tulee huomioida, kuinka tuoreemman betonin lujuus voidaan määritellä. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 39.)

Betonin ollessa alle 28 vuorokauden ikäistä, voidaan sen ikää (t) vastaava lujuus selvittää likimääräisesti kaavalla (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 39)

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (8)$$

missä

β_{cc} on betonin iän vaikutusta kuvaava kerroin

t on betonin ikä vuorokausina lämpötilassa +20°C

f_{cm} on betonin puristuslujuuden keskiarvo

Kerroin β_{cc} kuvaa betonin iän vaikutusta ja sen arvo saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 39)

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \quad (9)$$

missä

s=0,20 sementtityypille R (nopeasti kovettuva)

s=0,26 sementtityypille N (normaalisti kovettuva)

s=0,38 sementtityypille S (hitaasti kovettuva)

t on betonin ikä vuorokausina lämpötilassa +20°C

Vetolujuuden kehittymiselle käytetään kaavaa (Suomen betoniyhdistys 2013, 39)

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} f_{ctm} \quad (10)$$

missä

$$\alpha = 1,0 \text{ kun } t \leq 28 \text{ d}$$

$$\alpha = 2/3 \text{ kun } t > 28 \text{ d}$$

$\beta_{cc}(t)$ on betonin iän vaikutusta kuvaava kerroin

f_{ctm} on betonin vetolujuuden keskiarvo

Betonin ikää muuttamalla voidaan ottaa huomioon säilytyslämpötilan vaikutus lujuuden kehitykseen. Lämpötilalla korjatun iän laskemiseen on kaksi eri tapaa: Eurokoodin mukainen tapa (EC2) ja toisena Suomessa yleisesti käytössä oleva niin sanottu Sadgroven kaava. Sadgroven kaava antaa varmemman tuloksen matalilla lämpötiloilla kuin EC2:n kaava. Vaativissa tapauksissa tulee kuitenkin käyttää tarkempia menetelmiä. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 40.)

Eurokoodin mukaan lämpötilalla korjattu ikä (t_T) saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 40)

$$t_T = \sum_i^n e^{-\left[\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65\right]} \Delta t_i \quad (11)$$

Kun taas Sadgroven kaavassa betonin ikää korjataan kaavalla (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 40)

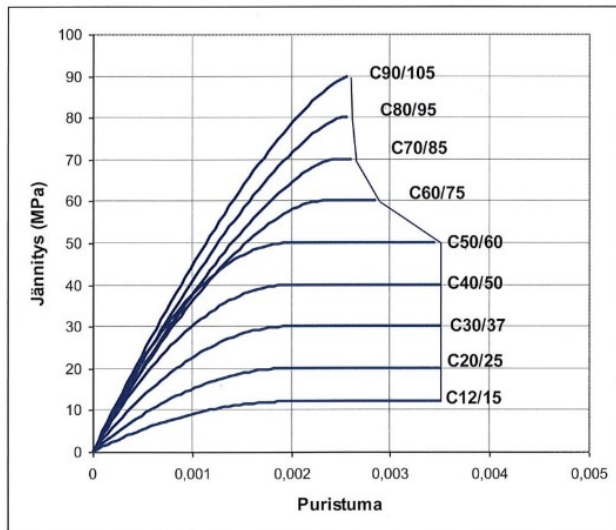
$$t_{20} = \sum_i^n \left(\frac{T(\Delta t_i) + 16^{\circ}C}{36^{\circ}C} \right)^2 \Delta t_i \quad (12)$$

3.2 Jännitys-muodonmuutosriippuvuus

Materiaaliominaisuutena jännitys-muodonmuutosriippuvuus on olennainen tekijä, sillä sen avulla voidaan määrittellä poikkileikkauksen jännitykset ja muodonmuutokset. Varsinaista jännitys-muodonmuutosriippuvuutta ei määritellä vetorasituksella, koska aivan kuten pienillä puristusrasituksilla, jännityksen ja muodonmuutoksen oletetaan noudattavan samaa suoraviivaista riippuvuutta. Puristusrasitukselle riippuvuus määritellään aksiaaliselle puristukselle. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 41.)

Eurokoodien mukaisesti jännitys-muodonmuutosriippuvuus voidaan jakaa kolmeen eri malliin, joista tietokonelaskentaan sopii parhaiten ensimmäinen ja kaksi muuta soveltuu myös normaaliin käsinlaskentaan. Laskentamallien määrittelyssä käytetään hyödyksi yhtälöä, joka kuvaa nousevaa osaa. Laskentamalleissa hyödynnetään myös puristuman raja-arvoja ϵ_{ci} ja ϵ_{cui} . Mallissa numero 2 nouseva osa on paraabeli aina puristuman arvoon ϵ_{c2} saakka, mutta vakio välillä $\epsilon_{c2} - \epsilon_{cu2}$. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 42.) Kuvassa 2 on esitettyä mallin 2 mukaisesti betonin jännitys-muodonmuutosriippuvuus eri lujuusluokille ominaispuristuslujuuden f_{ck} mukaan.

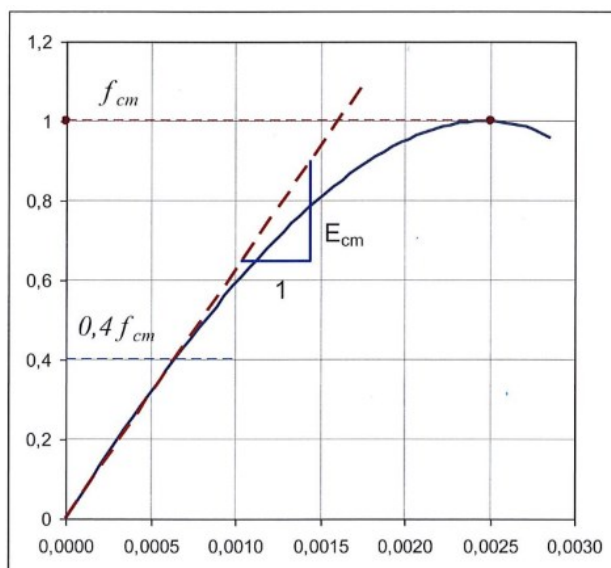
Edellä esitetyt jännitys-muodonmuutosriippuvuudet pätevät muutaman minuutin kestäväälle kuormitukselle, jota kutsutaan lyhytaikaiseksi kuormitukseksi. Muodonmuutokset ovat riippuvaisia kuormituksen kestosta: kun kuormituksen kesto aika pitenee, betoni murtuu aiempaa pienemmillä kuormilla. Tämä on huomioitu mm. puristuslujuuden kaavoissa kertoimella α_{cc} . (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 44.)



Kuva 2. Jännitys-muodonmuutosriippuvuus eri betonin lujuusluokille (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 43)

3.3 Kimmokerroin

Kimmokertoimella (E) kuvataan jännityksen ja muodonmuutoksen suhdetta jännitystasolla, jolloin lyhytaikaisessa kuormituksessa betonin muodonmuutokset ovat kimmoisia (eli palautuvia) jännitystasolle $0,3-0,4 f_c$ saakka. Kimmokerroin on siis sen käyrän kaltevuus, joka on piirretty jännitys-muodonmuutosriippuvuutta kuvaavaksi. Kimmokerrointa käytetään yleensä käyttörajatilatarkasteluissa jännitystason ollessa alhainen. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 44.) Kuvassa 3 on esitettyä kimmokertoimen määrittelyperuste.



Kuva 3. Kimmokertoimen määrittelyperuste (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 44)

Käyttäessä kvartsi pohjaisia kiviaineksia, kimmokertoimen keskiarvo E_{cm} saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 44)

$$E_{cm} = 22 \text{GPa} \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{MPa}} \right)^{0,3} \quad (13)$$

missä

f_{cm} on betonin puristuslujuuden keskiarvo

Jos kimmokertoimen keskiarvoa lasketaan kiviaineksen ollessa basalttia, on korjauskertoimen arvo 1,20, kalkkikiveä käytettäessä 0,90 ja hiekkakivellä 0,70 (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 45).

Jännitysriippuvuuden kulmakerrointa origossa kutsutaan tangenttikimmokertoimeksi ja sen arvo saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 45)

$$E_c = 1,05 E_{cm} \quad (14)$$

Vaikka kimmokerrointa käytetäänkin pääsääntöisesti käyttörajatilamitoituksessa, on tähänkin myös poikkeuksia, esimerkiksi pilarin nurjahdusmitoitus, joka on murtorajatilamitoitus. Tällöin kimmokerroimelle käytetään arvoa E_{cd} , joka saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 45)

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \quad (15)$$

missä

γ_{CE} on kimmokertoimen materiaaliosavarmuusluku, arvoltaan 1,2

3.4 Virumamuodonmuutos

Vähitellen lisääntyvä taipuma on viruman seurausta, joka tapahtuu kuormitetussa betonissa ajan kuluessa. Viruman suuruuteen vaikuttavia tekijöitä ovat betonin lujuusluokka sekä ikä kuormitushetkellä, kuormituksen kesto sekä sen aiheuttama jännitystaso, ympäristön kosteus sekä rakenteen mitat. (Suomen betoniyhdistys 2013, 45.)

Virumamuodonmuutos saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys 2013, 46)

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \varphi \quad (16)$$

missä

ε_c on välitön kimmainen muodonmuutos

φ on virumaluku

Viruman arvo aikavälillä $t_0 \dots t$ saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 46)

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} \varphi(t, t_0) \quad (17)$$

missä

t_0 on betonin ikä kuormitushetkellä

t on betonin viruman laskenta-ajankohta

$\sigma_c(t_0)$ on ajanhetkellä t_0 syntyvä betonin jännitys

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku aikavälille (t_0, t)

E_c on tangenttikimmokerroin

Loppuvirumalla tarkoitetaan virumaa, joka syntyy hyvin pitkällä aikavälillä kuormitushetken jälkeen. Keinoja viruman pienentämiseksi ovat mm. betonin sitoutumisen nopeuttaminen, lujuuden lisääminen ja kuormitusajan siirtäminen myöhemmäksi. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 46-47.)

3.5 Betonin kutistuma

Betonin kutistuminen voidaan jakaa kahteen ryhmään sen syntyvän mukaan: kuivumiskutistumaan (kuivumisen aiheuttama tilavuuden muutos) ja sisäiseen kutistumaan (hydrataation aiheuttama tilavuuden muutos). Kun betonin huokosista poistuu vettä, syntyy kuivumiskutistumaa (ϵ_{sd}). Veden poistuessa sementtikivi pakkautuu tiiviimmäksi, jolloin tilavuus betonissa pienenee. Alhaisessa lujuusluokassa kutistuma on suurta, koska sillä on suuri vesi-sementtisuhte. Ohuet rakenteet ovat alttiimpia kutistumalle kuin suuremmat ja massiivisemmat rakenteet. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 49.)

Kun reaktioon osallistuvien tuotteiden tilavuus on suurempi kuin sementin hydrataatiotuotteiden tilavuus, syntyy betonissa sisäistä kutistumaa (ϵ_{ca}). Tämä tarkoittaa sitä, että suurempi sementin määrä betonissa aiheuttaa enemmän sisäistä kutistumaa. Sisäinen kutistuma syntyy nopeasti valua seuraavien päivien aikana. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 49.)

Kuivumiskutistuman enimmäisarvot riippuvat betonilujuudesta: alhaisilla betonilujuuksilla ja kuivissa oloissa se on yli 0,5‰, kun taas korkealjuuksisella betonilla 0,3-0,4‰. Sisäisellä kutistumalla enimmäisarvot ovat pienempiä, ollen alle 0,2‰. Kun lasketaan yhteen kuivumiskutistuma ja sisäinen kutistuma, saadaan tuloksena rakenteen kokonaiskutistuma. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 49.)

Betonin kutistuma aiheuttaa rakenteeseen halkeiluriskin. Tähän voidaan vaikuttaa esimerkiksi rauditusmäärällä. Myös betonin jälkihoidolla voidaan vaikuttaa betonin kutistumaan. Jos rakenne on toispuoleisesti kuivuva (esimerkiksi maanvaraiset laatat), pyrkii kutistuma aiheuttamaan rakenteeseen käyritymistä, kun reunat pyrkivät nousemaan. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 50.)

4 BETONIELEMENTTIRAKENNE

Betonielementtirakenteella tarkoitetaan rakennetta, joka koostuu pääsääntöisesti elementeistä, joiden päämateriaalina on betoni. Koska betonin ominaisuudet, etenkin vetolujuuskestävyys, eivät sellaisinaan riitä monessa tilanteessa vallitseville kuormille, lisätään betoniin terästä. Tällaista rakennetta kutsutaan teräsbetoniksi. Esimerkiksi teollisuushallin kantava runko voi olla täysin betonielementtirakenteinen (vaikkakin perustukset usein paikallavalettuja). Betonielementit valmistetaan betonitehtailla, joista ne kuljetetaan työmaalle asennusta varten.

Betonielementit ovat sopivia kaikenlaiseen rakentamiseen: niitä käytetään mm. toimisto-, liike- ja julkisissa rakennuksissa, teollisuus- ja maataloushalleissa kuin asuinkerrostaloissa. Vuonna 2020 betoniseinäelementtejä tuotettiin 2,2 miljoonaa m², betonilaattaelementtejä 2,8 miljoonaa m² ja pilari- ja palkkielementtejä 54 000 m³. (Suomen betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon.)

Teollinen rakennejärjestelmä takaa rakentamiseen paremman laadun ja tuottavuuden. Rakennuksen runko saadaan nopeasti pystyyn, jolloin rakennustyömaan työskentelyolosuhteet paranevat. Näin ollen myös rungon kuivatuksen tarve jää vähäisemmäksi, joka pienentää kustannuksia sekä työturvallisuutta on helpompi hoitaa. Valmisosarakentamisen eduiksi voidaankin luetella:

- toteutuksen tarkempi suunnittelu etukäteen
- itsenäiset tuoteosatoimitukset
- tarkka aikataulusuunnittelu, sisältäen oikea-aikaiset toimitukset
- suunnittelussa eri tuoteosista voidaan koota kokonaisuus
- rakennusaika saadaan lyhyemmäksi
- työskentely tapahtuu sisätiloissa ja työpaikat ovat teollisia
- materiaalitehokkuus ja hukkien minimointi
- vakiointi ja mekanisointi työmaatoimintojen osalta. (Betoniteollisuus ry 2020.)

4.1 Betoniteräksset

Betonielementeissä käytetään raudoituksena terästankoja, joiden tartuntaa betoniin on parannettu teräksen pintaan valssatuilla harjoilla (harjateräksset). Betoniteräksien valmistuksessa voidaan käyttää kahta eri menetelmää, kuumavalssaamista tai kylmämuovaamista. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 50.)

Kuumavalssattuja tankoja voi hitsata, pois lukien vastuspistehitsaus, jota käytetään mm. verkkojen valmistuksessa. Valssihilsekerroksen vuoksi kuumavalssattuja tankoja ei voi hitsata yhteen edellä mainitulla menetelmällä. Näin ollen taas kylmämuovattuja teräksiä käytetään materiaalina hitsatuissa verkoissa, mutta myös irtotankoina kuumavalssattujen tankojen mukaisesti. Kohteissa, joissa raudoitukselta vaaditaan suurta sitkeyttä, tulee käyttää kuumavalssattua terästankoa kylmämuovattun sijaan. Kylmämuokattu teräs soveltuu parhaiten hakojen ja lenkkien materiaaliksi sekä verkko- raudoitteeksi. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 50.) Standardissa SFS-EN 10080 on listattu hitsattavien betoniterästen yleisiä vaatimuksia, jotka koskevat esimerkiksi harjateräksen harjoja sekä tehtaanmerkkejä.

Kylmämuovatut jännelangat ja jännepunokset ovat jännitettyjen betonirakenteiden raudoituksia, joiden ominaisuuksia ei kuitenkaan käydä tässä opinnäytetyössä tarkemmin läpi, johtuen jännitettyjen betonielementtien mitoituksen rajaamisesta tämän opinnäytetyön ulkopuolelle. Jännitettyille betonielementeille tehdään tässä opinnäytetyössä vain esimitoitus, joka ei pidä sisällään punossuunnittelua.

Raudoitustankojen keskinäiselle jaolle on asetettu minimiarvo. Tällä pyritään välttämään tilannetta, jossa rauditus estää betonimassan pääsyn sille tarkoitettuihin paikkoihin. Tällä voisi olla katastrofaaliset seuraukset, koska betonirakenne ei toimisi niin kuin se on suunniteltu. Tankovälin vähimmäisarvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 61)

$$s_n = \max \begin{cases} \emptyset \text{ tai } \emptyset_n \\ d_g + 3 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (18)$$

missä

\emptyset on raudoitustangon halkaisija

\emptyset_n on raudoitustankonipun ekvivalentti halkaisija

d_g on runkoaineen maksimiraekoko

Raudoitustankoja voidaan niputtaa myös nippuihin. Nipussa ei kuitenkaan saa olla yli kolmea raudoitustankoa. Tangot voivat olla myös erikokoisia keskenään. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 61.)

Raudoitustankonipun niin sanottu ekvivalentti halkaisija saadaan kaavoista (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 61)

$$\emptyset_n = \emptyset \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (\text{saman paksuiset raudoitustangot}) \quad (19)$$

$$\emptyset_n = 2 \sqrt{\frac{\sum A_s}{\pi}} \leq 55 \text{ mm} \quad (\text{eripaksuiset raudoitustangot}) \quad (20)$$

missä

\emptyset on yksittäisen raudoitustangon halkaisija

n_b on yksittäisten raudoitustankojen lukumäärä

$\sum A_s$ on raudoitustankonipun yksittäisten raudoitustankojen poikkipinta-alojen summa

4.1.1 Betoniteräksien ominaisuudet

Betoniterästen määrittelyperusteena käytetään myötörajaa (f_y), jota nimitetään myötölujuudeksi. Vaihtoehtoisesti voidaan myötörajan tilalla puhua 0,2%:n venymärajasta ($f_{0,2}$). Myötölujuuden ominaisarvo esitetään kaavoissa muodossa f_{yk} . Kuumavalssatun ja kylmämuovatun teräksen yksi ero on, että kylmämuovatuilla teräksillä ei ole näkyvää myötörajaa, tosin kuin kuumavalssatuilla teräksillä tavallisesti. Näkyvällä myötörajalla tarkoitetaan sitä, kuinka helposti myötölujuus on määriteltävissä. Jännitysvenymäriippuvuus kaareutuu kylmämuokatuilla teräksillä juohevasti myötölujuutuvalla osalla.

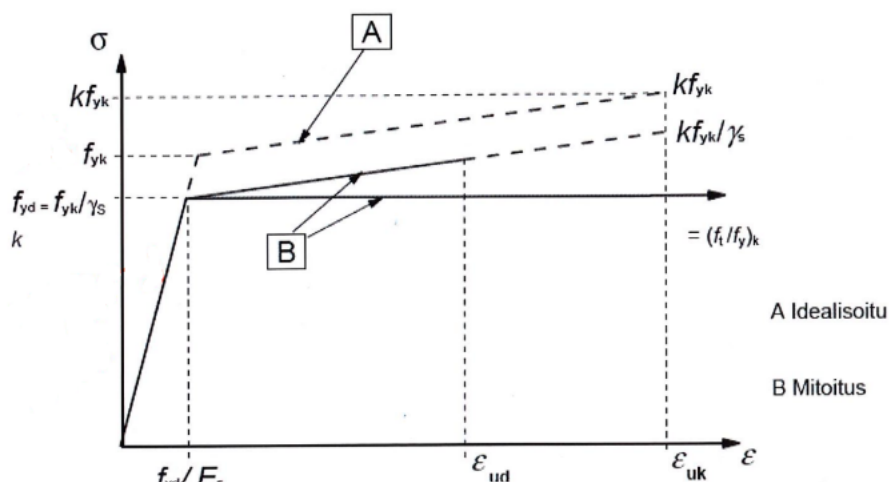
Tällöin 0,2%:n pysyvää venymää vastaava jännityksen arvo määrittelee ”myötölujuuden” teräkselle. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 51.)

Myötölujuus määrittelee betoniteräksien lujuusluokat, joita on neljä: 400, 500, 600 ja 700 MPa. Aivan kuten betonillakin, myötölujuuden ominaisarvo on 5% fraktiili. Teräkset voidaan jakaa eri luokkiin myös niiden sitkeyden mukaan. Kokonaisvenymä (ϵ_u) sekä murtolujuuden ja myötölujuuden välinen suhde (k) määräävät, mihin sitkeysluokkaan teräs kuuluu. Sitkeysluokkia on kolme: A, B ja C. A-luokassa teräs on vähiten sitkeä ja sitkeys kasvaa kohti luokkaa C siirtyessä. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 51-52.) Taulukossa 2 on esitettyä betoniterästen sitkeysluokat ja kuvassa 4 idealisoitu jännitysvenymäkuvaaja sekä mitoitusarvot betoniteräkselle.

Taulukko 2. Betoniterästen sitkeysluokat (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 52)

Vaatimus	Sitkeysluokat		
	A	B	C
k (min)	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
k (max)	-	-	$\leq 1,35$
ϵ_u (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Mitoituksessa jännitysvenymäriippuvuus yksinkertaistetaan kuvan 4 mukaisesti (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 52).



Kuva 4. Idealisoitu jännitysvenymäkuvaaja ja mitoitusarvot betoniteräkselle (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 52)

Kimmokertoimen arvona käytetään 200 GPa, kun kyseessä on betoniteräs. Tuolloin kimmokerroin esitetään kaavoissa muodossa E_s . (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 52.)

Betoniteräksen mitoitusarvo saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 52)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (21)$$

missä

f_{yk} on betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo

γ_s on materiaaliosavarmuusluku

Teräksen "myödon" jälkeen on kaksi vaihtoehtoa, kuinka jatkaa mitoituksessa eteenpäin jännitysvenymäriippuvuuden osalta: joko käytetään kasvavaa tai vaakasuoraa riippuvuutta. Koska kasvavan riippuvuuden käyttö on suhteellisen hankalaa siitä saatuun hyötyyn nähden, suositellaan käytettäväksi vaakasuoraa riippuvuutta. Tällöin jännitysvenymäriippuvuus saadaan yhtälöstä (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 53)

$$\sigma_s = \begin{cases} \varepsilon_s E_s & \text{kun } \varepsilon_s < \varepsilon_{yd} \\ f_{yd} & \text{kun } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} \end{cases} \quad (22)$$

missä

ε_s on betoniteräksen mitattu venymä

ε_{yd} on betoniteräksen venymä myötörajalalla

E_s on kimmokerroin

f_{yd} on betoniteräksen mitoituslujuuden arvo

Eurokoodeissa on asetettu vaatimuksia betoniteräksen pinnan muodolle. Vaatimukset koskevat harjapinta-alaa (f_R). Eurokoodeissa on vaatimuksia myös raudoituksen taivutettavuudelle, hitsattavuudelle sekä väsymislujuudelle. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 54.)

4.1.2 Betoniterästen luokat ja merkinnät

Valitun teräsluokan tunnus sisältää neljä osaa. Niistä ensimmäinen on kirjaintunnus B, joka ilmaisee kyseessä olevan betoniteräs. Toisena tunnuksessa on luku, joka ilmoittaa myötölujuuden arvon. Kolmas tunnuksen osa kertoo, mihin sitkeysluokkaan teräs kuuluu ja viimeinen eli neljäs tunnuksen osa ilmaisee, jos tuote poikkeaa luokkansa perustuotteesta. Esimerkiksi B500B-teräksen myötölujuus on 500 MPa ja se kuuluu sitkeysluokkaan B. Vastaavasti B500C1:n myötölujuus on 500 MPa, sitkeysluokka C ja viimeinen numero 1 ilmaisee, että kyseessä on perusvaatimusta suurempi harjapinta-ala. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 55.)

4.2 Betonin ja betoniteräksen materiaaliosavarmuusluvut

Betonille ja betoniteräkselle on määritetty materiaaliosavarmuusluvut sen mukaan, onko kyseessä perus- vai pienennetyt arvot. Käytettävän arvon valintaan vaikuttavat rakennuksen seuraamusluokka, toleranssi- sekä toteutusluokka ja betonin lujuusluokka. Materiaalivarmuuslukujen perusarvo on betonille $\gamma_c=1,50$ ja raudoitukselle $\gamma_s=1,15$. Pienennetyt arvot ovat betonille $\gamma_c=1,35$ ja raudoitukselle $\gamma_s=1,10$. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 25.) Taulukossa 3 on nähtävissä toteutusluokan valinnan periaatteet sekä mitä materiaalin osavarmuutta käytetään missäkin tilanteessa. Onnettomuustilanteessa sekä betonille että betoniteräkselle voidaan käyttää Suomessa osavarmuuskerrointa 1,0 (Ympäristöministeriö 2019, 15). Taulukossa 4 on esitettyä rakennusten seuraamusluokat.

Taulukko 3. Toteutusluokan valinta (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 25)

Seuraamusluokka	Toleranssi-luokka	Materiaali osavar-	Toteutusluokka	Betoni-luokat
CC1	1	perus	1	≤ C20/25
	1	perus	2	≤ C50/60
	1	perus	3	≤ C90/105
CC2	2	pienennetty	3	≤ C90/105
	1	perus	2	≤ C50/60
	1	perus	3	≤ C90/105
CC3	2	pienennetty	3	≤ C90/105
	1	perus	3	≤ C90/105
	2	pienennetty	3	≤ C90/105

Taulukko 4. Rakennusten seuraamusluokat (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 32)

Seuraamusluokka	Kuvaus	Esimerkkejä rakennuksista sekä maa- ja vesirakennuskohteista
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.	Pääkatsomot; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat suuret (esim. konserttitalo). Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä, kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esim. korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakenteisten maalajien alueilla.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.	Asuin- ja liikerakennukset; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat keskisuuret (esim. toimistorakennus). Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.	Maa- ja metsätalousrakennukset, joissa ei yleensä oleskele ihmisiä (myös esim. varastorakennukset), kasvihuoneet. 1- ja 2-kerroksiset ²⁾ rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä ³⁾ , kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m ² tai suurin jänneväli enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa, kuten - matalalla olevat terassit ja alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätillaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana.

¹⁾ Pienehköt rakennusrungosta erilliset välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2, elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena.

²⁾ Kellarikerrokset mukaan luettuina.

³⁾ Tilapäisenä oleskeluna pidetään päivittäistä käymistä rakennuksessa, mutta ei siellä pidempään viipymistä.

4.3 Betonirakenteen käyttöikä, rasitusluokat ja betonipeite

Betonin korroosiosuojausominaisuus perustuu betonin emäksisyyteen. Betonin karbonatisoituminen heikentää ja lopulta hävittää kokonaan betonin emäksisyyden, jolloin rauditus altistuu korroosiolle. Karbonatisoitumisella tarkoitetaan kemiallista reaktiota betonin huokosissa, joissa reaktion aiheuttavat ilman hiilidioksidi ja betonin huokosissa oleva kalkki. Reaktion seurauksena syntyy kalsiumkarbonaattia, joka on neutraalia, eli sen pH-luku on 7. Kun emäksisyys laskee alle pH-tason 9, katoaa rauditusta suojaava vaikutus. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 63.)

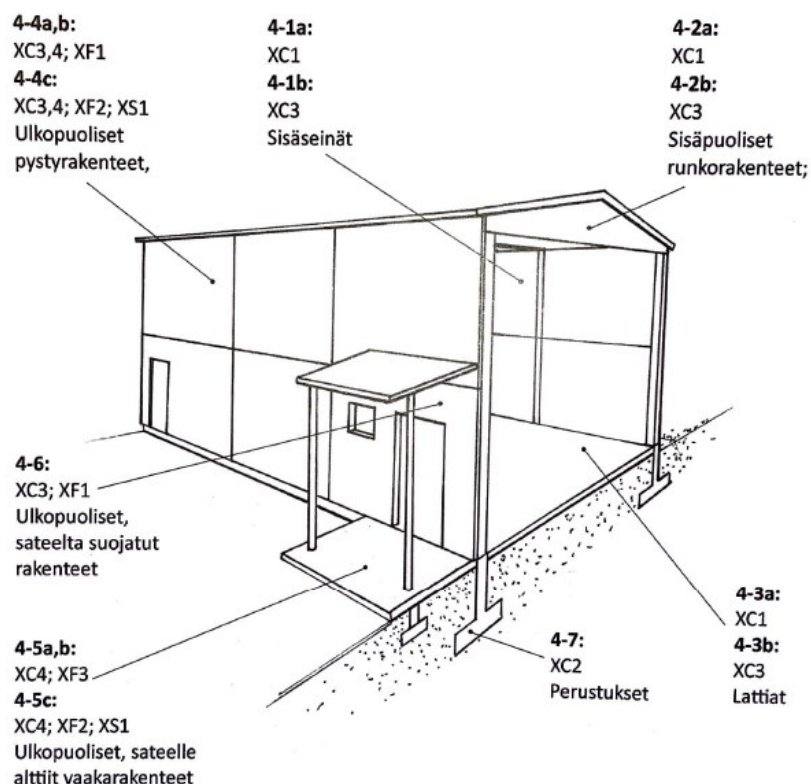
Betonin karbonatisoituminen etenee nopeammin harvassa kuin tiiviissä betonissa. Sen etenemisnopeuteen vaikuttavat betonin ja ympäristön kosteus: karbonatisoituminen on hidasta täysin märässä betonissa, kun taas nopeinta se on silloin, kun suhteellinen kosteus on 50%. Vaikka betonirauditus olisi vielä emäksisessä tilassa, voi siihen kohdistua pistemäistä korroosiota klorideista johtuen. Kloridien ja muiden rasitusten vaikutusta pyritään minimoimaan esimerkiksi riittävällä betonipeitteellä, joka suojaa rauditusta. Myös erilaiset pinnoitteet suojaavat rakennetta klorideilta. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 63.)

Rakenteen suunnittelukäyttöiällä tarkoitetaan ajanjaksoa, jonka rakenteen tulee kestää tietyissä olosuhteissa (Suomen betoniyhdistys ry 2016, 9). Rakennukselle ja sen eri rakenneosille valitaan suunnittelukäyttöiät rakennuttajan asettaman tavoitekäyttöiän perusteella. Eri rakenneosilla ei tarvitse olla samaa rasitusluokkaa. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 62.)

Rasitusluokilla tarkoitetaan ympäristön aiheuttamia olosuhteita, joille rakennus ja sen osat altistuvat. Rasitusluokkien avulla tiedetään, mitä vaatimuksia betonirakenteen betonipeitteelle ja itse betonin laadulle. Eurokoodien mukaan rasitusluokat voidaan jakaa kuuteen eri ryhmään:

- XO – ei vaaraa korroosiorasituksesta
- XC – korroosio, jonka aiheuttajana on karbonatisoituminen
- XD – korroosio, jonka on aiheuttanut jokin muu kuin merivesi
- XS – Korroosio, jonka aiheuttajana on merivesi
- XF – jäädytys-sulatusrasitus, joka tapahtuu joko jäänsulatusaineilla tai ilman niitä
- XA – rasitus, joka on kemiallista. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 64.)

Jaottelua voidaan tehdä karbonatisoitumisen mukaan luokkiin XC1...XC4. Myös pakkarasitus pitää sisällään neljä eri luokkaa XF1...XF4, joissa luokissa XF2 ja XF4 on mukana jäänsulatusaineet. Yhdellä rakenteella voi olla montaa eri rasitusluokkaa. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 64.) Kuvassa 5 on esitettyä teollisuus- ja hallirakennuksille tyypillisiä rasitusluokkia. Kuvassa a:lla tarkoitetaan lämpimiä halleja, b:llä puolilämpimiä tai kylmiä halleja ja c:llä meren välittömässä läheisyydessä (alle 10 metriä) sijaitsevia halleja. Tulee huomata, että kemikaaleja käsitellessä on kemiallinen rasitus (XA-rasitusluokat) tarkasteltava erikseen. (Suomen betoniyhdistys ry 2016, 60.)



Kuva 5. Halli- ja teollisuusrakennuksen rakenneosien rasitusluokkia (Suomen betoniyhdistys ry 2016, 60)

Eurokoodeissa on määritelty betonille vähimmäislujuusluokka. Tämän lisäksi Suomessa on laadittu lisäohjeita myös betonissa käytettävälle sideaineelle sen määrän ja laadun suhteen. Myös vesi-sementtisuhteelle on tehty lisäohjeet. Kyseiset ohjeet on esitetty esimerkiksi Liikenneviraston Siltabetonien P-lukumenettely-julkaisussa. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 65.)

Betonin vähimmäislujuusluokat ovat riippuvaisia rasitusluokista seuraavalla tavalla:

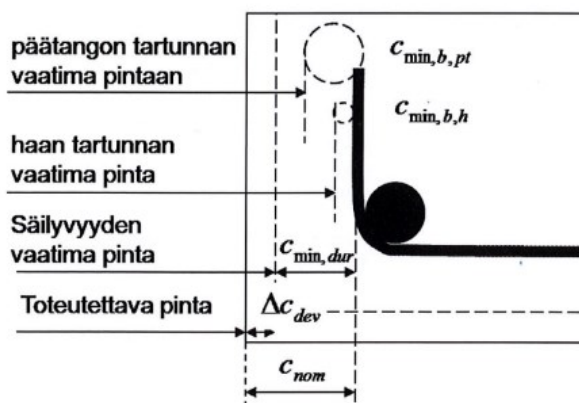
- XO → C12/15
- XC1 tai XC2 → C20/25
- XC3 tai XC4 → C30/37
- XS1 → C30/37
- XS2 tai XS3 → C35/45
- XD1 tai XD2 → C30/37
- XD3 → C35/45. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 65.)

Raudoitusta suojaavalle betonipeitteelle on myös määrätty vähimmäisarvot, jotka on esitetty taulukossa 5. Betonin lieriölujuuden ollessa vähintään 10MPa suurempi säilymisen kannalta vaadittavaa vähimmäislieriölujuutta, voidaan betonipeitteen vähimmäisarvoa pienentää 5 mm. Jos rakenteelle on asetettu 100 vuoden käyttöikä, tulee betonin myös muilta osin täyttää tuo 100 vuoden käyttövaatimus. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 66.)

Taulukko 5. Betonipeitteen vähimmäisarvot (Suomen betoniyhdistys ry 2016, 35)

Rasitusluokka	Betonipeitteen vähimmäisarvo 50 vuoden käyttöiälle [mm]		Betonipeitteen vähimmäisarvo 100 vuoden käyttöiälle [mm]	
	Betoniteräs	Jänneteräs	Betoniteräs	Jänneteräs
X0	10	10	10	10
XC1	10	20	10	20
XC2	20	30	25	35
XC3, XC4	25	35	30	40
XS1, XD1	30	40	35	45
XS2, XD2	35	45	40	50
XS3, XD3	40	50	45	55

Betonipeitteen vähimmäisarvo lasketaan säilyvyyden ja tartunnan vaatimusten kautta. Kuvassa 6 on esitettyä periaate betonipeitteen valinnalle.



Kuva 6. Betonipeite (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 74)

Tartuntavaatimuksen mukainen betonipeitteen vähimmäisarvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 61)

$$c_{\min,b} = \emptyset \text{ tai } \emptyset_n \quad (23)$$

missä

\emptyset on erillisen betoniteräksen halkaisija

\emptyset_n on tankonipun ekvivalenttihalkaisija

Betonipeitteen nimellisarvo (c_{nom}) saadaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 74)

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (24)$$

missä

c_{\min} on betonipeitteen vähimmäisarvo

Δc_{dev} on mittapoikkeama

Mittapoikkeaman arvo vaihtelee sen mukaan, mikä valmistuksen mittatarkkuus on kyseessä. Mittapoikkeaman arvo on 10mm silloin, kun kyseessä on toleranssiluokka 1, eli normaali mittatarkkuus. Toleranssiluokassa 2 (tiukennetut mittatarkkuudet) arvo on 5mm ja valettaessa maapohjaa vasten,

suurennetaan mittapoikkeama arvoon 20...40mm. Betonipeitteen arvoon vaikuttaa edellä mainittujen lisäksi myös palotilanteen vaatima keskiöetäisyys. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 75.)

4.4 Palotilanteen vaatimukset

Betonin ja raudoituksen lujuus ja kimmokerroin alenee korkeissa lämpötiloissa. Betoniin syntyy myös lohkeamisriski. Tästä syystä betonirakenteille yleensäkin on määrätty vaatimuksia liittyen palonkestävyydelle. Rakenteelle määritetään palonkestoluokka, joka ilmaisee rakenneosan tehtävän ja kestoajan minuuteissa palotilanteessa. Kirjaintunnuksia on kolme: R (mekaaninen kestävyys), E (tiiviyys) ja I (eristävyys). Kirjaintunnuksia voidaan myös yhdistellä, esimerkiksi REI tarkoittaa osastoivaa kantavaa rakenneosaa. Kirjainyhdistelmästä kun poistaa R-kirjaimen, ei rakenneosalta vaadita kantavuutta palotilanteessa, mutta osastointivaatimus jää voimaan. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 67.)

Palkki- ja pilarirakenteilta vaaditaan vain luokan R mukaista kantavuusvaatimusta. Kirjainten lisäksi palonkestoluokassa ilmoitetaan numeroin rakenteen kesto aika standardipalotilanteessa minuuteissa. Kestoajat ovat 30, 60, 90, 120, 180 ja 240 minuuttia. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 57.) Esimerkiksi mastopilari voisi olla R60, jolloin sillä on kantavuusvaatimus 60 minuutin ajan standardipalossa.

Palomitoitukselle on olemassa useita eri menetelmiä ja taulukkomitoitus on yksi niistä. Taulukoissa on esitetty pääraudoituksen vähimmäiskeskiöetäisyys (a) betonipinnasta, joka on alttiina lämmölle. Koska palotilanne on onnettomuuskuorma, lasketaan silloin kuormitukset eri tavalla kuin normaalitilanteessa. Tämä on huomioitu taulukoissa. Taulukoissa on esitetty suhdeluku (μ_{fi}), joka tarkoittaa hyväksikäyttöastetta palotilanteessa (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 67-68.)

Taulukoissa on esitetty suhdeluku (μ_{fi}) lasketaan kaavalla (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 68)

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{E_d} = \eta_{fi} \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \quad (25)$$

missä

η_{fi} on ns. mitoituskuormatason pienennyskerroin, taulukoissa arvo on 0,7

N_{Ed}/N_{Rd} on käyttöaste, joka rakenteella on normaalilämpötilassa

Taulukossa 6 on esitetty pilareille (suorakaide tai pyöreä) vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot. Taulukossa 7 on esitetty vastaavat arvot palkeille.

Taulukko 6. Pilarien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot pyöreälle tai suorakaidepilarille (SFS-EN 1992-1-2, 2005, 39)

Standardipalon-kestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Pilarin leveys b_{min} / päätankojen keskiöetäisyys a			
	Pilarin altistus useammalta kuin yhdeltä sivulta			Altistus yhdeltä sivulta
	$\mu_n = 0,2$	$\mu_n = 0,5$	$\mu_n = 0,7$	$\mu_n = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	–	295/70

**
Vähintään 8 tankoa
Jännitetyillä pilareilla keskiöetäisyyttä suurennetaan kohdan 5.2(5) mukaisesti.

Taulukko 7. Vähimmäismitat ja keskiöetäisyydet vapaasti tuetuille teräsbetoni- ja jännebetonipalkeille (SFS-EN 1992-1-2, 2005, 46)

Standardipalon-kestävyys	Vähimmäismitat (mm)						
	Keskimääräisen keskiöetäisyyden a ja palkin leveyden b_{min} mahdolliset yhdistelmät				Uuman paksuus b_w		
					Luokka WA	Luokka WB	Luokka WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160

$a_{ed} = a + 10$ mm (ks. alla olevaa huomautusta)

Jännebetonipalkeissa otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen kohdan 5.2. (5) mukaisesti.
 a_{ed} on nurkkatankojen (tai -janteen tai -langan) keskiöetäisyys palkin sivuilta, kun rauditus on yhdessä kerroksessa. Palkin leveyden b_{min} ollessa sarakkeen 4 mukaista arvoa suurempi ei keskiöetäisyyttä a_{ed} tarvitse suurentaa.

* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudituksen betonipeite on määräava.

4.5 Betonielementtien lujuusluokat

Betonielementeille on määritelty minimilujuudet sekä suositellut käytettävät lujuudet elementin tyyppin mukaan. Raudoitetuissa betonivalmisosissa on käytettävä vähintään C20/25 betonia ja esijännitetyissä betonivalmisosissa C30/37 (EN13369. Eurooppalainen standardi: Betonivalmisosien yleiset säännöt, 2018).

Betoniteollisuudessa teräsbetonipilarille ja -palkille on molemmille suositeltavat käytettävät lujuusluokat C30/37, C40/50 ja C50/60. Jännitetyissä rakenteissa betonilujuutena suositellaan käytettävän vähintään lujuusluokkaa C40/50. Jännebetonipalkilla tämä tarkoittaa lujuusluokkia C40/50, C50/60 ja C60/75. Ontelo-, TT- ja HTT-laatoille suositellaan käytettäväksi lujuusluokkia C40/50 ja C50/60. Edellä mainitut betonilujuudet ovat suosituksia, eli muitakin betonilujuuksia voidaan käyttää, huomioiden kuitenkin eurokoodeissa määritetyt rajat. Jos poiketaan suositelujuuksista, tulee asiasta olla yhteydessä betonitehtaaseen ja varmistaa, että elementtien saatavuus on taattu. (Betoniteollisuus ry 2023.)

4.6 Betonielementtien toleranssit

Yleisesti betonirakenteet voidaan jakaa kolmeen eri toleranssiluokkaan niiden toteutuksen tarkastustason mukaan. Toteutusluokka 1 on näistä alhaisin ja se valitaan vain seuraamusluokan ollessa CC1 ja betonin lujuusluokan ollessa enintään C20/25. Toteutusluokka 2 on vaativampi ja se voidaan valita seuraamusluokissa 1 ja 2, betonilujuusluokan ollessa korkeintaan C50/60. Vaativin tarkastustaso löytyy toteutusluokasta 3, joka valitaan seuraamusluokan ollessa CC3. Se voidaan valita myös tilanteessa, jossa kyseessä on erityisen vaativat rakenneosat (esimerkiksi kriittiset rakenneosat jatkuvan sortuman estämiseksi) tai korkealujuusbetoni. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 24.)

Betonielementeille on olemassa kaksi luokkaa: N eli normaaliluokka sekä E eli erityisluokka, joka tosin koskee vain seinäelementtejä. Asetetut toleranssit koskevat mm. elementin asennusta, elementissä olevia reikiä sekä itse elementin valmistusta. Mittavirhekasautumia tulee välttää kokonaismitan ja jatkuvan etenemän osalta elementtiasennuksissa. (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon.)

Asetetut toleranssit vaikuttavat rakenteiden toimivuuteen: esimerkiksi pilarin mitoituksessa oletetaan minimiepäkeskisyys, joka ottaa huomioon mahdollisen asennuksesta johtuvan lisävääntömomentin. Tämä voidaan muuttaa myös lisävaakavoimaksi. Betonirakenteiden toleransseista on kerrottu tarkemmin esimerkiksi Betoniteollisuus ry:n julkaisussa Betonielementtien toleranssit 2011.

5 RAJATILAMITOITUS

Mitoitustilanne voidaan valita huomioimalla rakenteen toimintaolosuhteet. Mitoitustilanteita voivat olla:

- normaaleja käyttötilanteita koskevat mitoituslaitteet, jotka vallitsevat normaalisti
- esimerkiksi toteutuksen aikana vallitsevat tilapäiset mitoituslaitteet
- onnettomuusmitoitustilanteet (esimerkiksi paikalliset vauriot)
- maanjäristyskuormat (tilaajan kanssa sovittava). (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 29.)

Normaalisti vallitsevalla mitoituslaitteella tarkoitetaan tilannetta, joka vallitsee normaaleissa käyttöolosuhteissa, kun taas onnettomuusmitoitustilanne kuvaa tilannetta, joka on poikkeuksellinen, esimerkiksi räjähdys, törmäys tai rakenteen paikallinen vaurio. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 20.)

Rajatilamitoituksessa rajatiloille on muodostettu rakenne- ja kuormitusmalleja, joissa kuormille, mitattiedoille sekä materiaali- ja tuoteominaisuuksille käytetään asianmukaisia mitoitusarvoja. Tällöin ei saa mikään rajatila ylittyä. Tarkasteluun hyödynnetään osavarmuusmenetelmää. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 30.) Osavarmuusmenetelmän avulla murto- ja käyttörajatilalle saadaan muodostettua kuormitusyhdistelmät.

5.1 Murtorajatilat

Tilanteet, jotka luokitellaan murtorajatilanteiksi, liittyvät rakenteen vaurioitumiseen, murtumiseen tai tasapainon menetykseen. Ne ovat tilanteita, jotka liittyvät rakenteiden varmuuteen sekä ihmisten turvallisuuteen, sekä tietyissä olosuhteissa myös tavaran ja aineen suojaamiseen. Murtorajatilat, jotka tulee tarkastaa, ovat:

- tasapainon menetys, joka tapahtuu jäykälle kappaleelle tai sen osalle
- siirtymätila, joka on liian suuri
- tilanne, jossa rakenne tai sen osa muuttuu mekanismiksi
- katkeaminen
- stabiiliuden menetys, joka tapahtuu rakenteelle tai sen osalle
- vaurioituminen, joka on ajasta riippuva, esimerkiksi väsyminen. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 29.)

5.2 Käyttörajatilat

Rajatilat, jotka liittyvät rakennuskohteen ulkonäköön, normaalikäytössä rakenteen tai sen rakennesien toimintaan sekä ihmisten mukavuuteen, luokitellaan käyttörajatiloiksi. Käyttörajatilat jaetaan kahteen eri ryhmään: palautuvaan ja palautumattomaan käyttörajatilaan. Palautuvalla rajatilalla tarkoitetaan sitä, että kun kuorma poistetaan, jokainen käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävä kuormien vaikutus palautuu, kun taas palautumattomassa käyttörajatilassa ei näin tapahdu. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 30, 44.)

Tarkasteltavia rakenteellisia tekijöitä ovat esimerkiksi värähtelyt ja mahdolliset vauriot sekä siirtymät, jotka osaltaan vaikuttavat rakenteen toimivuuteen ja säilyvyyteen, käyttäjien mukavuuteen sekä rakenteen ulkonäköön (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 30.) Esimerkiksi taipuman laskeminen on käyttörajatilassa tehtävä tarkastelu.

5.3 Kuormitusyhdistelmät

Osavarmuuslukumenetelmällä tarkoitetaan menetelmää, jossa osoitetaan, ettei mikään rajatila ylitä missään mitoitustilanteen vaiheessa silloin, kun käytetään mitoitusarvoja kuormille tai kuormien vaikutuksille ja kestävyyksille. Seuraavaksi esiteltävät menetelmät soveltuvat käytettäviksi staattisesti kuormitetuille rakenteille sekä tilanteille, joissa hyödyntäen kvasistaattisia kuormia (esimerkiksi tuulikuormat) arvioidaan myös dynaamisia kuormia. Tällöin kuormat pitävät sisällään dynaamiset vaikutukset tai sitten ne otetaan huomioon dynaamisten suurennuskertoimien avulla. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 36.)

Kuormitusyhdistelmissä hyödynnetään erilaisia kertoimia, joita ovat esimerkiksi kuormakerroin K_{FI} ja yhdistelmäkerroimet ψ . Kuormakerroin määritellään rakennuksen seuraamusluokan mukaan seuraavasti:

- seuraamusluokka CC1: $K_{FI}=0,9$
- seuraamusluokka CC2: $K_{FI}=1,0$
- seuraamusluokka CC3: $K_{FI}=1,1$. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 26.)

Yhdistelmäkerroimien arvot valitaan mm. rakennuksen käyttötarkoituksen mukaan (taulukko 8).

Taulukko 8. Yhdistelmäkerroimien valinta (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 38)

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6 ^{**}
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30 kN $<$ ajoneuvon paino ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3 ^{**}
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3 ^{*)} , kun			
$s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ^{***)}	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
Pakkomuodonmuutokset	1,0	1,0	1,0
Tukien painumat	1,0	1,0	1,0

^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä.

Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen.

^{**)} Ajokäytävillä $\psi_2 = 0$.

^{***)} Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia.

5.3.1 Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät

Kun tarkastellaan rakenteen staattisen tasapainon rajaa (EQU) tulee osoittaa, että (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 37)

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad (26)$$

missä

$E_{d,dst}$ on mitoitusarvo tasapainoa heikentäville kuormille

$E_{d,stb}$ on mitoitusarvo tasapainoa parantaville kuormille

Kun tarkastellaan rajatiloja STR tai GEO (liitoksen, poikkileikkauksen tai rakenneosan murtuminen tai liian suuri siirtymä) tulee osoittaa, että (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 38)

$$E_d \leq R_d \quad (27)$$

missä

E_d on voimasuureen mitoitusarvo kuormien vaikutuksesta (esim. momentti)

R_d on kestävyuden mitoitusarvo kuormien vaikutuksille (esim. momentille)

Kuormitusyhdistelykaavoissa kuormille käytettäviä merkintöjä ovat:

- $G_{k,j}$: epäedullisen tai edullisen vaikutuksen aiheuttavat pysyvät kuormat
- $Q_{k,1}$: muuttuva kuorma, joka on määräävä
- ψ : yhdistelykerroin
- P : esijännitysvoima
- γ_P on esijännitysvoiman P osavarmuuskerroin
- A_d : onnettomuuskuorma. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 39.)

EQU/Sarja A (rakennuksen tai rakenteen, jäykän kappaleen, staattinen tasapaino): osoitetaan tasapaino kuormien mitoitusarvon määrittelyllä kaavalla (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 40)

$$\left. \begin{array}{l} 1,1K_{FI} \\ 0,9 \end{array} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{j \geq 1} \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j} \quad (28)$$

Taulukossa 9 on esitettyä Suomessa käytettävät kuormien mitoitusarvot sarjassa A.

Taulukko 9. Kuormien mitoitusarvot sarjassa A (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 52). Taulukossa mainittu yhtälö 6.10 vastaa opinnäytetyössä kaavaa 28.

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusolot	Pysyvät kuormat		Määrävä muuttuva kuorma (*)	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht. 6.10)	1,1 $K_{FI} G_{k,j,sup}$	0,9 $G_{k,j,inf}$	1,5 $K_{FI} Q_{k,1}$	1,5 $K_{FI} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*)Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.				

STR/Sarja B (rakenteen tai rakenneosien kestävyys ja geotekninen kantavuus): rakenteen kestävyys osoitetaan kaavalla (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 40)

$$\left. \begin{matrix} 1,15 K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (29)$$

Vähimmäiskestävyys STR:ssä lasketaan kaavalla (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 40)

$$\left. \begin{matrix} 1,35 K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad (30)$$

Taulukossa 10 on esitettynä Suomessa käytettävät kuormien mitoitusarvot sarjassa B.

Taulukko 10. Kuormien mitoitusarvot sarjassa B (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 53). Taulukossa mainitut yhtälöt 6.10a ja 6.10b vastaavat opinnäytetyössä kaavoja 29 ja 30.

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusolot	Pysyvät kuormat		Määrävä muuttuva kuorma (*)	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht. 6.10a)	1,35 $K_{FI} G_{k,j,sup}$	0,9 $G_{k,j,inf}$	1,5 $K_{FI} Q_{k,1}$	1,5 $K_{FI} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Yht. 6.10b)	1,15 $K_{FI} G_{k,j,sup}$	0,9 $G_{k,j,inf}$		
(*)Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.				

GEO/Sarja C (geotekninen kantavuus): luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa käytetään kaavaa (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 41)

$$\left. \begin{matrix} 1,0 K_{FI} \\ 1,0 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,3 K_{FI} Q_{k,1} + 1,3 K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (31)$$

Taulukossa 11 on esitettynä Suomessa käytettävät kuormien mitoitusarvot sarjassa C.

Taulukko 11. Kuormien mitoitusarvot sarjassa C (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 53). Taulukossa mainittu yhtälö 6.10 vastaa opinnäytetyössä kaavaa 31.

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusolot	Pysyvät kuormat		Määrävä muuttuva kuorma (*)	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht. 6.10)	1,0 $K_{FI} G_{k,j,sup}$	1,0 $G_{k,j,inf}$	1,3 $K_{FI} Q_{k,1}$	1,3 $K_{FI} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*)Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.				

Onnettomuustilanteessa kuormitusyhdistelmä riippuu siitä, onko lumi-, jää- tai tuulikuorma pääasiallinen muuttuva kuorma $Q_{k,1}$. Jos on, kuormitusyhdistelmän kaava on (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 41)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (32)$$

Jos onnettomuustilanteessa pääasiallisena muuttuvana kuormana $Q_{k,1}$ on jokin muu kuin tuuli-, lumi- tai jääkuorma, kaava muuttuu muotoon (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 41)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (33)$$

Taulukossa 12 on esitetty Suomessa käytettävät kuormien mitoitusarvot onnettomuustilanteessa.

Taulukko 12. Kuormien mitoitusarvot onnettomuustilanteessa (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 54). Taulukossa mainitut yhtälöt 6.11a/b ja 6.12a/b vastaavat opinnäytetyössä kaavoja 32 ja 33.

Mitoitustilanne	Pysyvät kuormat		Määrävä onnettomuuskuorma tai maanjäristyskuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)	
	Epäedulliset	Edulliset		Pääasiallinen (jos on)	Muut
Onnettomuus (Yht. 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ (**)	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Maanjäristys(***) (Yht. 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\gamma_l A_{Ek}$ tai A_{Ed}		$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

(*) Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.
(**) Pääasiallisen kuorman ollessa jokin muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma käytetään kuitenkin arvoa $\psi_{2,1}$.
(***) Maanjäristysmitoitusta sovelletaan vain tilaajan niin edellyttäessä. Katso myös standardia SFS-EN 1998-1.

5.3.2 Käyttörajan kuormitusyhdistelmät

Käyttörajan tilassa tulee osoittaa, että (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 42)

$$E_d \leq C_d \quad (34)$$

missä

E_d on mitoitusarvo, joka kuvaa käyttökelpoisuuskriteereissä määriteltyjen kuormien vaikutusta

C_d on rajoittava mitoitusarvo, joka määräytyy asianmukaisen käyttökelpoisuuskriteerin mukaan

Huomioon otettavia käyttörajan tiloja voivat olla

- käyttäjien mukavuuteen, rakenteen toimivuuteen tai ulkonäköön vaikuttavat siirtymät
- ei-kantaville osille tai pinnoitteille vaurioita aiheuttavat siirtymät
- rakenteen käyttökelpoisuutta rajoittavat ja ihmisten oloa epämiellyttäväksi tekevät värähtelyt

- rakenteen toimivuuteen, ulkonäköön tai säilyvyyteen negatiivisesti vaikuttavat vauriot. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 42)

Käyttökelpoisuuskriteereillä tarkoitetaan kriteereitä, jotka liittyvät esimerkiksi rakenteen pysty- ja vaakasuuntaiseen jäykkyyteen mutta myös rakenteiden keskinäisiin sijainteihin (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 44). Tässä opinnäytetyössä ei käydä tarkemmin käyttökelpoisuuskriteereitä läpi, mutta ne on määritelty tarkemmin standardeissa EN 1990...EN 1991 sekä niiden kansallisissa liitteissä.

Toimivuuskriteerit ja käyttökelpoisuusvaatimukset määräävät sen, mitä kuormitusyhdistelmää käytetään milloinkin. Kuormitusyhdistelmiä on kolme, joista ensimmäinen on ominaisyhdistelmä, jota käytetään tavallisesti palautumattomille rajatiloille. Se on kaavamuodossa (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 44)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (35)$$

Tavallisesti palautuville rakenteille käytetään kuormitusyhdistelmänä tavallista yhdistelmää, joka on kaavamuodossa (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 44)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (36)$$

Kolmantena eli viimeisenä kuormitusyhdistelmänä käyttörajatilassa on pitkäaikaisyhdistelmä, jota käytetään tavallisesti rakenteen ulkonäön kannalta sekä nimensä mukaisesti pitkäaikaisvaikutuksille. Kaavamuodossa yhdistelmä on (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 44)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (37)$$

6 RAKENTEIDEN KUORMAT

Rakenteiden eri kuormilla on erilaisia aikariippuvuuksia, joiden mukaan ne voidaan jakaa kolmeen eri ryhmään seuraavasti:

- Pysyviin kuormiin (G), esimerkiksi rakenteiden oma paino
- muuttuviin kuormiin (Q), esimerkiksi tuuli- ja lumikuorma
- onnettomuuskuormiin (A), esimerkiksi ajoneuvojen törmäykset ja räjähdykset. (SFS-EN 1990, 2006, 58.)

Kuormia voidaan jaotella myös niiden rasitus suunnan mukaan pysty- ja vaakakuormiin. Tämä on tärkeää ymmärtää stabiliteettitarkastelussa, koska yksinkertaistettuna pystykuormat stabiloivat rakennetta, kun taas vaakakuormat pyrkivät kaatamaan sen. Kuitenkin usein myös pystykuormat aiheuttavat rakenteeseen kaatavaa vääntövoimaa (esimerkiksi epäkeskinen pystykuorma), eikä näin ollen voida automaattisesti olettaa, että pystykuorma toimisi pelkästään stabiloivana kuormana rakenteelle. Epäkeskisesti pilaria rasittava pystykuorma aiheuttaa rakenteeseen vääntövoimaa, mutta samaan aikaan myös stabiloii rakennetta omalla massallaan.

6.1 Pysyvät kuormat

Rakenteen oma paino on kiinteä ja pysyvä kuorma. Maatäytöt, kiinteät laitteet (esimerkiksi LVIS-laitteet) sekä kantavat ja ei-kantavat rakenneosat lasketaan omapainoon. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 63, 67.) Esimerkiksi pilarin omapaino lasketaan hyödynnäen raudoitetulle betonille yleisesti käytettyä tiheyttä 2500kg/m^3 . Kevyet väliseinärakenteet, jotka ovat siirrettäviä, eivät kuitenkaan kuulu pysyviin kuormiin (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 67). Omapaino on pystysuuntaista kuormaa.

6.2 Muuttuvat kuormat

6.2.1 Hyötykuormat

Hyötykuormilla tarkoitetaan rakenteeseen kohdistuvia kuormia, jotka aiheutuvat tilojen käytöstä. Hyötykuorman aiheuttajia voivat olla esimerkiksi

- tilojen normaali henkilökäyttö
- tiloissa sijaitsevat huonekalut sekä muut siirrettävät kohteet, esimerkiksi varastoitava tavara
- erilaiset ajoneuvot
- harvinaiset tapahtumat, jotka ovat kuitenkin odotettavissa, esimerkiksi ihmisjoukon kokoontuminen. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 68.)

Jotta hyötykuormat voitaisiin määrittää, jaetaan väli- ja yläpohjien alat luokkiin A...K niiden käyttötarkoituksen mukaisesti. Varasto- ja tuotantotilat kuuluvat luokkaan E, joka voidaan edelleen jakaa kahteen alaluokkaan, E1 (varastotilat) ja E2 (tuotantotilat). Luokassa E2 kuormia ei ole määriteltä valmiiksi kuten luokassa E1, vaan ne määritetään hankekohtaisesti. Ottamalla huomioon asennettavat laitteet sekä käyttötarkoitus, voidaan arvioida tuotantotilojen kuormat. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 68, 72, 74.)

Kuormia, jotka aiheutuvat haarukkatrukeista tai muista kuljetusvälineistä, käsitellään pistekuormina (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 74). Yksikerroksisissa hallirakennuksissa trukki- ja muut kuljetusvälineet eivät aiheuta stabiilitarkastelun kannalta merkittäviä hyötykuormia, vaan merkittävämpiä niiden aiheuttamia kuormia ovat onnettomuuskuormat, joita tarkastellaan tarkemmin onnettomuuskuormat-kappaleessa.

6.2.2 Lumikuorma

Lumi voi kinostua rakennuksen katolla esimerkiksi katon muodosta tai ympyröivästä maastosta joutuena. Kuormakaaviot, jotka aiheutuvat niin kinostuneesta kuin kinostumattomasta lumesta, tulee ottaa suunnittelussa huomioon. Katolla olevan lumikuorman määrittämiseksi käytetään kaavaa (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 100)

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (38)$$

missä

μ_i on muotokerroin lumikuormalle

s_k on ominaisarvo maassa olevalle lumelle (kN/m²)

C_e on tuulensuojaisuuskerroin

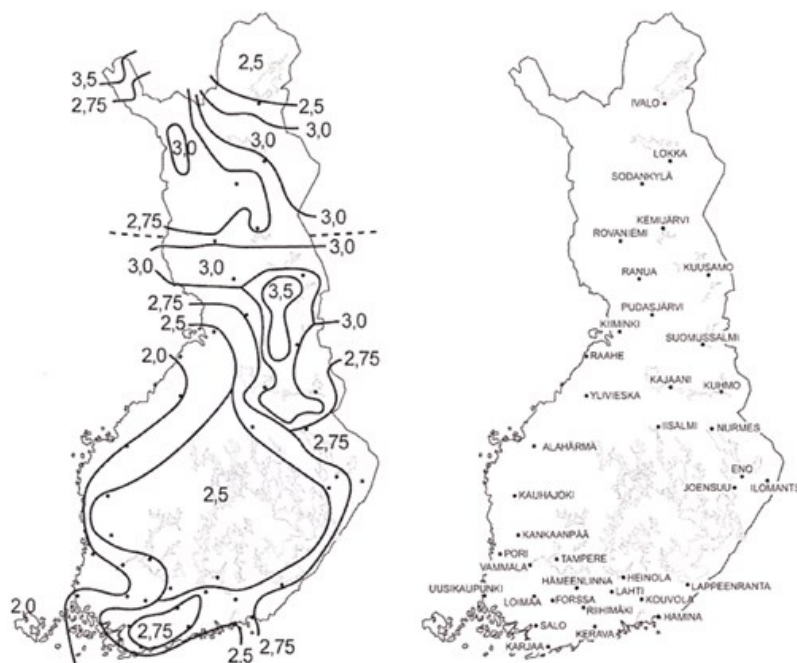
C_t on lämpökerroin (tavallisesti arvoltaan 1,0)

Lumikuorman muotokerroin määräytyy katon kaltevuuden mukaan (taulukko 13).

Taulukko 13. Lumikuorman muotokertoimen määrittäminen (SFS-EN 1991-1-3, 2015, 32)

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

Maassa olevan lumen ominaisarvo riippuu rakennuspaikan maantieteellisestä sijainnista. Kuvassa 7 on esitettyä Suomessa käytettävät ominaisarvot maassa olevalle lumikuormalle yksikössä kN/m². Jos rakennuspaikan sijainti on sellainen, ettei se osu millekään vakiodulle arvolle, sille interpoloidaan arvo lähimpien käyrien etäisyyksien mukaan (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 98)



Kuva 7. Ominaisarvot maan pinnalla olevalle lumelle (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 98)

Taulukossa 14 on esitettyä tuulensuojaisuuskertoimen suositeltavat arvot maastotyyppin mukaan. Taulukossa 15 on esitettyä korotuskertoimet katon tuulensuojaisuuskertoimelle, kun rakennuksen lyhyempi sivu on yli 50 m pitkä.

Taulukko 14. Tuulensuojaisuuskertoimen arvot (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 118)

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

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

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

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

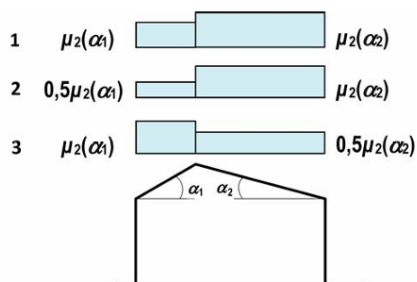
Taulukko 15. Korotuskertoimet tuulensuojaisuuskertoimelle, kun rakennuksen lyhyempi sivu on vähintään 50 metriä pitkä (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 117)

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

Kattorakenteen lämmöneristyksen ollessa vähäinen, voidaan lämpökerrointa C_t pienentää tarkemman selvityksen perusteella, mutta lumikuorman vähimmäisarvo on silti $0,5 \text{ kN/m}^2$ (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 101).

Kuormituskaavioilla huomioidaan katolla olevan lumen epätasainen jakautuminen esimerkiksi lumen poistamisen seurauksena (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 101). Kuormituskaaviot ovat riippuvaisia katon muodosta, eli erilaisille kattotyypeille on erilaisia kuormituskaavioita.

Kuormituskaaviot harjakattoiselle rakennukselle on esitettyä kuvassa 8. Tapaus 1 tarkoittaa kinostumatonta lunta, kun taas tapaukset 2 ja 3 kinostunutta lunta (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 102).



Kuva 8. Lumikuorman kuormituskaaviot harjakatolla (EN1991-1-3, 2015, 34)

Lumikuormaa määriteltessä tulee huomioida myös paikalliset vaikutukset. Loivien ja tasakattojen tapauksessa esteiden vuoksi mahdollisesti muodostuville kinoskuormille käytetään arvoja (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 108)

$$\mu_1 = 0,8 \quad \mu_2 = \gamma \frac{h}{s_k} \quad 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0 \quad (39)$$

missä

h on esteen korkeus

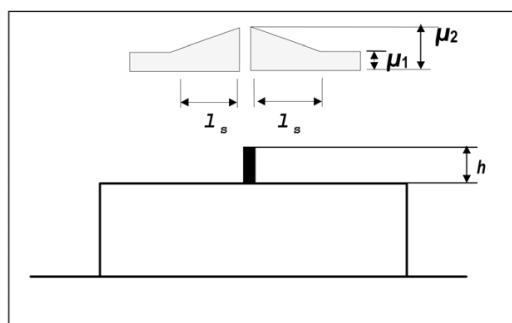
γ on tilavuuspaino lumelle (2 kN/m^3)

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

Kinostumis pituus saadaan kaavasta (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 108)

$$l_s = 2h \quad 2\text{m} \leq l_s \leq 6\text{m} \quad (40)$$

Kuvassa 9 on esitettyä kinostuman laskennassa käytettävät muuttujat.



Kuva 9. Muotokertoimet lumikuormille esteiden ja ulkonemien kohdalla (EN1991-1-3, 2015, 44)

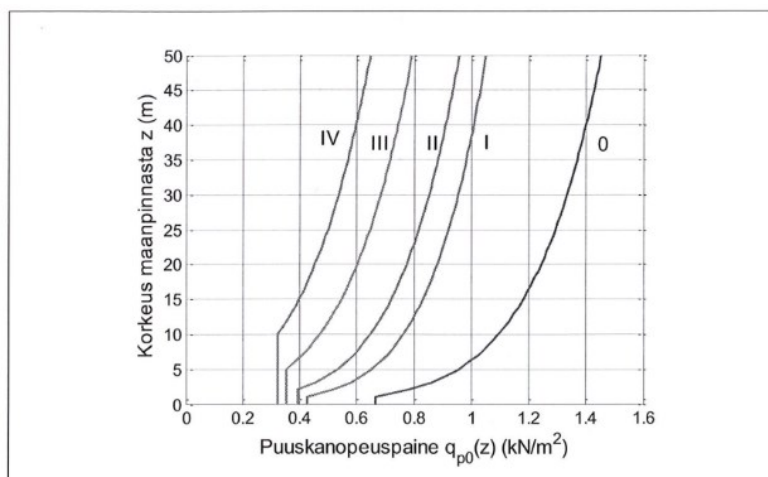
6.2.3 Tuulikuorma

Ajan mukana muuttuvat tuulikuormat aiheuttavat painetta, joka kohdistuu rakenteen ulkopintoihin tai rakenteen avoimiin sisäpintoihin. Johtuen ulkopinnan huokoisuudesta, vaikuttaa paine myös välillisesti sisäpintoihin. Tuulikuorman luoma paine aiheuttaa voimia, jotka ovat kohtisuorassa rakenteen (tai yksittäisten verhousosien) pintaa vastaan. (SFS-EN 1991-1-4, 2011, 30.)

Rakennusta ympäröivällä maastolla on merkitystä tuulen voimakkuuteen. Maasto-olosuhteet voidaan jakaa viiteen eri maastoluokkaan:

- maastoluokka 0: meri tai rannikkoalue avoimen meren äärellä
- maastoluokka I: vähäisen kasvillisuuden ja esteiden omaava järvi tai alue
- maastoluokka II: matalaa kasvillisuutta sekä erillisiä esteitä, kuten puita ja rakennuksia, omaava alue (erillisten esteiden keskinäinen väli vähintään 20-kertainen esteen korkeuteen verrattuna)
- maastoluokka III: rakennuksia, erillisiä esteitä tai säännöllisen kasvipeitteen omaava alue, esimerkiksi esikaupunkialueet (esteiden keskinäinen väli enintään 20-kertainen esteen korkeuteen verrattuna)
- maastoluokka IV: vähintään 15 metriä korkeita rakennuksia omaava alue, jonka pinta-alasta vähintään 15% on rakennusten peitossa. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 130-131.)

Tuulen nopeuspaineen ominaisarvon määrittäminen on esitetty kuvassa 10. Koska ilmastonmuutos kasvattaa tuulivoimia, on esitetty nopeuspaineen ominaisarvon määrittäminen varman puolella vain vuoteen 2035 asti (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 136).



Kuva 10. Puuskanopeuspaineen ominaisarvon määrittäminen eri maastoluokkien mukaan ($q_p(z)$ tasaisessa maastossa) (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 136)

Modifioitunut nopeuspaine $q_p(z)$ saadaan kaavasta (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 133)

$$q_p(z) = \gamma_D q_{p0}(z) \quad (41)$$

missä

γ_D on 1 maaston kaltevuuden ollessa pieni, eli $\varphi < 0,05$

$q_{p0}(z)$ on modifoimaton puuskanopeuspaine

Tuulikuormat voidaan määrittää kahdella eri tavalla sen mukaan, kohdistuvatko ne rakenneosaan vai koko rakenteeseen. Kun halutaan selvittää koko rakennukseen kohdistuva tuulikuorma, selvitetään se voimakerronmenetelmällä tai painekuormien resultantin avulla. Yksittäistä rakenneosaa mitoittaessa tuulikuormat lasketaan pintapaineiden perusteella sekä käyttäen painekertoimia. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 139.)

Kun tarkastellaan rakennuksen kokonaisstabiiliteettia, selvitetään koko rakennukseen kohdistuvat tuulikuormat, jolloin voidaan valita voimakerronmenetelmä. Kun kyseessä on matala rakennus (korkeus $h <$ leveys b) voidaan kokonaistuulivoima (kN) laskea kaavalla (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 140)

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(h) A_{ref} \quad (42)$$

missä

$c_s c_d$ on rakennekerroin

c_f on voimakerron

$q_p(h)$ on rakennuksen harjan korkeudella määritetty modifoitu nopeuspaine

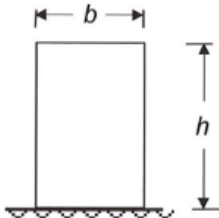
A_{ref} on ala, jolle tuulikuorma vaikuttaa (rakennuksen leveys * rakennuksen korkeus)

Rakennekerroin ottaa huomioon rakennuksen koon ja mittasuhteet sekä dynaamiset vaikutukset, jotka syntyvät tuulen puuskista. Matalien rakennusten kohdalla voidaan rakennekertoimelle käyttää varman puolella olevaa arvoa 1,0. Tilanteessa, jossa rakennuksessa on teräväsärmäinen suorakaitteen muotoinen pohja, voidaan voimakerron selvittää taulukosta 16. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 140.) Sivusuhte d/b tarkoittaa tuulikuorman suuntaista rakennuksen sivun pituutta suhteessa rakennuksen korkeuteen.

Taulukko 16. Voimakertoimen määrittäminen (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 141).

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

Kuvassa 11 on esitettyä periaate tehollisen hoikkuuden määrittämiseen.

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

Kuva 11. Tehollisen hoikkuuden määrittäminen (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 140)

6.2.4 Nostureiden aiheuttamat muuttuvat kuormat

Rakenteille, jotka kannattelevat nosturia, nosturin aiheuttamat kuormat katsotaan muuttuviksi kuormiksi. Nostureiden aiheuttamat muuttuvat kuormat voidaan jaotella seuraavasti:

- nosturin oman painon ja hyötykuorman aiheuttamat pystysuuntaiset kuormat
- hidastuksesta, kiihdytyksestä, vinoon ajosta tai muista dynaamisista vaikutuksista aiheutuvat vaakasuuntaiset kuormat. (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 178-179.)

Nosturikuorman ominaisarvo saadaan kaavasta (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 178-179)

$$f_{\varphi,k} = \varphi_i F_k \quad (43)$$

missä

φ_i on dynaamisuuskertoimen (taulukko 17)

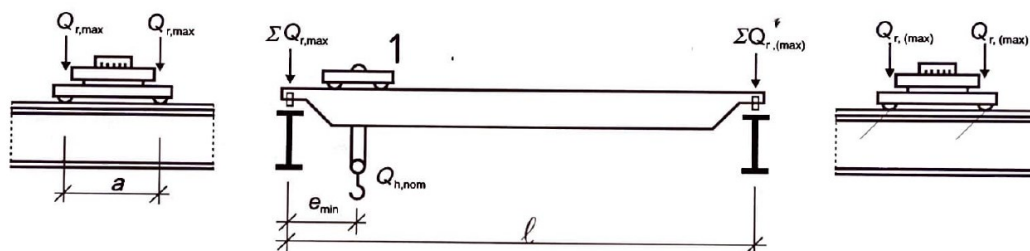
F_k on staattisen nosturikuorman ominaisarvo

Taulukko 17. Dynaamisuuskertoimet kuormitusryhmittäin (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 179)

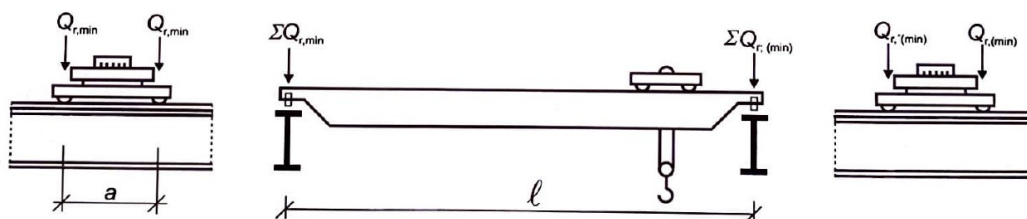
Dynaamisuuskertoimen	Huomioon otettava vaikutus	Kuorma, johon sovelletaan
φ_1	hyötykuorman maasta noston aiheuttamat nosturirakenteiden värähtelyt	nosturin omapaino
φ_2	hyötykuorman maasta noston dynaamiset vaikutukset	hyötykuorma
φ_3	taakan äkillisestä irtoamisesta aiheutuvat dynaamiset vaikutukset, esim. magneetti- tai kahmarikäytön yhteydessä	hyötykuorma
φ_4	nosturin radalla ajosta aiheutuvat dynaamiset vaikutukset	nosturin omapaino ja hyötykuorma
φ_5	ajovoimien dynaamiset vaikutukset	ajovoimat
φ_6	koekuorman dynaamiset vaikutukset nosturin normaali-ajossa	koekuorma
φ_7	nosturin puskimeen ajosta aiheutuvat vaikutukset	puskinkuormat

Siltanosturi aiheuttaa rakenteeseen niin pysty- kuin vaakasuuntaista muuttuvaa kuormaa. Nosturin omapainoa kuvataan suurella Q_c . Hyötykuormia kuvataan suurella Q_h , joka käsittää myös nostoelimen (koukku sekä osa ketjuista tai vaijereista). (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 182.)

Kuvassa 12 on esitettyä kuormajärjestely ratapalkin maksimi- ja minimikuormien laskemiseksi pystyvoimien osalta. Pystykuormille suositellaan käytettäväksi minimiepäkeskisyyssarvoa $e=0,25*b_r$ (kuva 13).

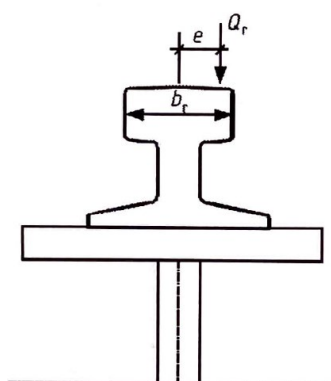


a) Kuormajärjestely ratapalkin maksimikuorman laskemiseksi



b) Kuormajärjestely ratapalkin minimikuorman laskemiseksi

Kuva 12. Kuormajärjestely ratapalkin maksimi- ja minimikuormien laskemiseksi pystyvoimien osalta (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 182)



Kuva 13. Pyöräkuorman epäkeskisyyden kuvaus (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 182)

Taulukossa 18 on esitettyä dynaamisuuskerroimet pystykuormille. Taulukossa 19 on esitettyä arvoita kertoimille $\varphi_{2,min}$ ja β_2 .

Taulukko 18. Dynaamisuuskertoimet pystykuormille (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 183)

	Dynaamisten kertoimien arvot
φ_1	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ Arvot 1,1 ja 0,9 ovat värähtelyiden ala- ja yläraja-arvoja
φ_2	$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 V_h$ V_h nimellinen nostonopeus $\varphi_{2,min}$ ja β_2 ks. taulukko 2.5
φ_3	$\varphi_3 = 1 - \Delta m / m * (1 + \beta_3)$ missä Δm vapautettu tai pudotettu osuus kuormasta m nostettu massa kokonaisuudessaan $\beta_3 = 0,5$ nosturit, jotka on varustettu kahmarilla tai vastaavalla hitaasti toimivalla laitteella $\beta_3 = 1,0$ nosturit, jotka on varustettu magneetilla tai vastaavalla nopeasti toimivalla laitteella
φ_4	$\varphi_4 = 1,0$ edellyttäen, että ratakiskot täyttävät standardin SFS-EN 1993-3 mukaiset toleranssivaatimukset

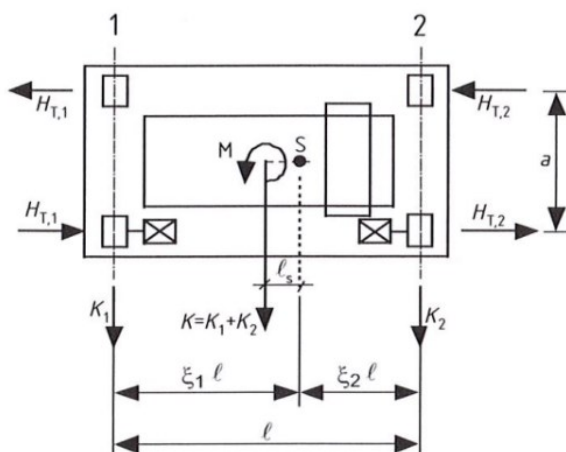
Huom: Jos ratakiskot eivät täytä standardin SFS-EN 1993-6 mukaisia toleransseja, voidaan kerroin φ_4 laskea standardin SFS-EN 13001-3 mukaan.

Taulukko 19. Kertoimien $\varphi_{2,min}$ ja β_2 arvot (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 183)

Nostoluokka	β_2	$\varphi_{2,min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Huom: Nostoluokan valinta riippuu nosturin tyypistä, suositusarvoja esitetään standardin SFS-EN 1991-3 liitteessä B.

Siltanosturi aiheuttaa kiihdytyksillä ja hidastuksilla ratapalkkiin pitkittäisiä ja poikittaisia vaakakuormia (kuva 14). Nosturin painopisteen epäkeskisyyks aiheuttaa rakenteeseen vääntömomenttia, jonka pitkittäis- ja poikittaisvaakakuormat tasaavat. (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 184-185.)



Kuva 14. Siltanosturin vaakavoimien määrittäminen (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 184)

Poikittaisten vaakavoimien $H_{T,1}$ ja $H_{T,2}$ arvot saadaan kaavoista (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 185)

$$H_{T,1} = \varphi_5 \xi_2 \frac{M}{a} \quad (44)$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \xi_1 \frac{M}{a} \quad (45)$$

missä

φ_5 on dynaamisuuskerroin, jonka arvo on ajokoneistosta riippuen 1,0...3,0

ξ_1 saadaan kaavasta $\sum Q_{r,max} / \sum Q_r$

ξ_2 saadaan kaavasta $1 - \xi_1$

$\sum Q_r$ saadaan kaavasta $\sum Q_{r,max} + \sum Q_{r,(max)}$

M on vääntömomentti, jonka arvo saadaan kaavasta $K \cdot I_s$

K on ajovoima, jonka arvon ensisijaisesti kertoo nosturin valmistaja. Se voidaan myös laskea erillisille ajokoneistoille kaavalla $K = \mu m_w \sum Q_{r,min}$, missä m_w on erillisten ajokoneistojen lukumäärä ja μ on kitkakerroin (=0,2 teräspyörille)

a on nosturin pyörien väli kuvan 9 mukaisesti

Ratapalkkiin kohdistuu tuulikuormia, jotka huomioidaan standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaisesti tai vaihtoehtoisesti hyödyntäen nosturistandardia SFS-EN 13001+2+A3 (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 185).

6.3 Lisävaakavoimat

Pystykuormien epäkeskisyyden oletetaan aiheuttavan rakenteeseen lisävaakavoimaa, joka osaltaan pyrkii kaatamaan rakennusta. Lisävaakavoiman laskemiseen on parikin eri tapaa, mutta silloin, kun ei vaadita normaalia tiukempia toleransseja eikä tarkempaa tarkastelua suoriteta, voidaan pystyrakenteiden aiheuttamat lisävaakavoimat laskea rakennuksen lyhyemmässä suunnassa (H_{dt}) ja pidemmässä suunnassa (H_{dl}) kaavoilla (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 79)

$$H_{dt} = \frac{N_d}{150} \quad (46)$$

$$H_{dl} = \frac{b}{l} \cdot \frac{N_d}{150} \geq \frac{N_d}{250} \quad (47)$$

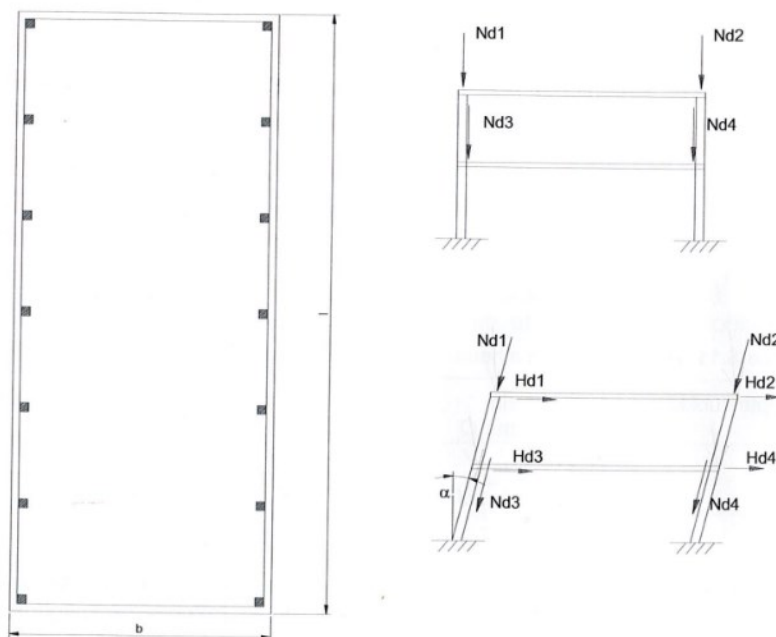
missä

N_d on pystykuorman mitoitusarvo

b on rakennuksen leveys

l on rakennuksen pituus

Kuvassa 15 on esitetty lisävaakavoiman muodostuminen.



Kuva 15. Lisävaakavoimien muodostuminen (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 78)

Väli- ja yläpohjien osalta lisävaakavoiman voidaan ajatella vaikuttavan kantavan rakenteen painopisteen tasolla. Stabiiliteettitarkastelun kannalta lisävaakavoimien suunta tulee valita niin, että määräävä vaikutus voi muodostua. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 79.)

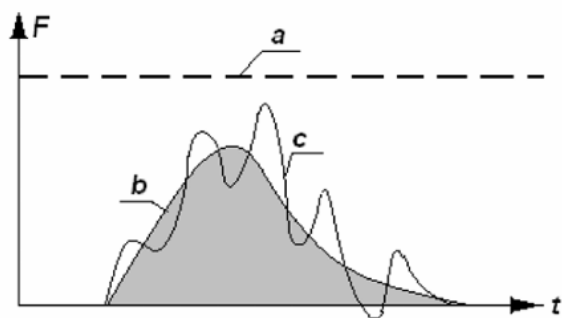
6.4 Onnettomuuskuormat

Onnettomuuskuormat voidaan jakaa

- määriteltävissä oleviin onnettomuuskuormiin (kuorman mitoitusarvo tiedetään jo etukäteen)
- sekä määrittelemättömistä syistä aiheutuviin onnettomuuskuormiin. (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 114.)

Määrittelemättömistä syistä aiheutuvia onnettomuuskuormia voivat olla sisäiset tai ulkoiset tapahtumat, jotka johtuvat esimerkiksi inhimillisestä ja odottamattomasta virheestä. Myös perustuksien painumat ja rungon lämpö- ja kosteusliike voivat aiheuttaa rakenteeseen ennalta arvaamattomia kuormitusvaikutuksia. Määrittelemättömistä syistä aiheutuvaksi onnettomuuskuormaksi lasketaan myös tunnettu kuorma, joka sattuu vaikuttamaan suunnassa, jota ei ole voitu ennakoita. (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuusilanteessa 2017, 17.)

Dynaamisella kuormalla tarkoitetaan ajan mukana vaihtelevaa kuormaa, joka esimerkiksi törmäystilanteessa vastaa törmäyskohdassa rakenteeseen kohdistuvaa kuormaa, joka vaikuttaa tietyllä vaikutuspinta-alalla. Dynaaminen kuorma voidaan esittää myös niin sanottuna ekvivalenttina staattisena kuormana, jolloin se sisältää myös rakenteen dynaamisen vastineen (kuva 16). (SFS-EN 1991-1-7, 2014, 20.)



Kuva 16. Ekvivalentti staattinen kuorma (a), dynaaminen kuorma (b) ja rakenteen vaste (c) (SFS-EN 1991-1-7, 2014, 18)

6.4.1 Nostureiden aiheuttamat onnettomuuskuormat

Nostureiden osalta onnettomuuskuormiksi luokitellaan kuormat, jotka aiheutuvat törmäyksestä esteeseen (jäykästi ohjattu taakka) tai puskimeen ajosta (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 180).

Puskimeen ajosta aiheutuva voima saadaan kaavasta (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 187)

$$H_{B,1} = \varphi_7 v_1 \sqrt{m_c S_B} \quad (48)$$

missä

φ_7 on dynaamisuuskertoimen (taulukko 20)

v_1 on 0,7-kertainen nosturin ajonopeus (m/s)

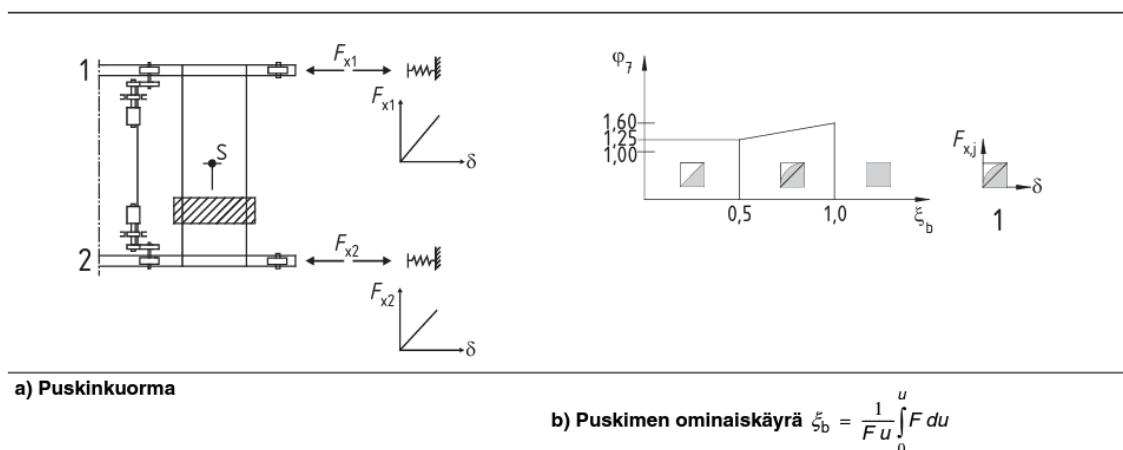
m_c on hyötykuorman ja nosturin yhdistetty massa (kg)

S_B on jousivakio puskimelle (N/m)

Taulukko 20. Dynaamisuuskertoimen φ_7 arvo (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 187)

Dynaamisuuskertoimen φ_7 arvo	Puskimen ominaisuus
$\varphi_7 = 1,25$	$0,0 \leq \xi_b \leq 0,5$
$\varphi_7 = 1,25 + 0,7(\xi_b - 0,5)$	$0,5 \leq \xi_b \leq 1$

Puskimeen ajosta aiheutuva voimana ($H_{B,2}$) voidaan käyttää 10% nostinvaunun ja hyötykuorman painosta silloin, kun taakka pääsee vapaasti heilumaan (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 188). Kuvassa 17 on esitettyä puskinkuorman määritysperiaate.



Kuva 17. Puskinkuorman määrittäminen (SFS-EN 1991-3, 2007, 52)

Mikäli ei ole selvillä tarkemmin rakenteen jännitysvaihtelu, voidaan väsymisvaurion suhteen ekvivalentti pyöräkuorma laskea kaavalla (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 188)

$$Q_e = \varphi_{fat} \lambda Q_{max} \quad (49)$$

missä

φ_{fat} on dynaamisuuskerroin väsyttävälle kuormalle

λ on ekvivalentti vauriokerroin

Q_{max} on maksimiarvo ominaispyöräkuormalle

6.4.2 Törmäskuormat

Törmäskuormien määrittämiseen on kaksi eri tapaa: ne määritellään ekvivalenttina staattisena voimana tai dynaamisella analyysillä. Staattisen tasapainon osoittamiseen voidaan käyttää ekvivalenteja staattisia kuormia. Tämän lisäksi niitä voidaan käyttää myös riittävän kestävyuden osoittamiseen sekä muodonmuutosten määrittämiseen rakenteissa, johon törmäskuorma kohdistuu. (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 117.)

Huomioimalla trukin ja rakenteen välisen dynaamisen toiminnan, voidaan määrittää trukkien törmäyksistä aiheutuvien onnettomuuskuormien mitoitusarvot. Ekvivalenttisen staattisen mitoituskuorman F käyttö on kuitenkin vaihtoehtoisesti sallittua. Ilman tarkempia menettelyjä, voidaan kuorman F suuruus laskea yhdistämällä trukin nettopaino ja taakan paino keskenään. Kuorman F katsotaan vaikuttavan tällöin 0,75 metrin korkeudella lattian pinnasta. (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 121.)

Myös rakennuksen ulkopuolella liikkuville ajoneuvoille on määritelty onnettomuuskuorman mitoitusarvot. Taulukossa 21 on esitettyä eri liikenneluokkien onnettomuuskuormien mitoitusarvoja talorakenteille, jotka sijaitsevat ajoväylän yläpuolella tai vieressä.

Taulukko 21. Ohjeelliset ekvivalentit staattiset mitoituskuormat ajoneuvojen törmäyksille (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 118)

Liikenneluokka	Voima F_{dx} (kN)	Voima F_{dy} (kN)
Moottoritiet, valta- ja kantatiet	1 000	500
Maantiet	750	375
Taajamien tiet ja kadut	500	250
Pihat ja autotallit, joihin pääsevät		
- henkilö- ja pakettiautot	25	25
- kuorma-autot (kokonaispaino yli 3,5 t)	75	75

x = normaali liikenteen suunta, y = kohtisuoraan normaalia liikennesuuntaa vastaan
 Jos ajoneuvoliikenteelle tarkoitetun osan reunan ja rakenteen vaakasuora välimatka on vähintään 2,0 m, ei rakennetta tarvitse mitoittaa ajoneuvon törmäyskuormalle.
 Termi "kuorma-auto" tarkoittaa ajoneuvoja, joiden suurin bruttopaino on yli 3,5 tonnia.

Kuorma-autojen törmäyksille suositellaan käytettäväksi vaikutusaluetta, joka on 0,5 metrin korkuinen ja leveys on 1,5 metriä tai itse rakenneosan leveys (näistä valitaan pienempi arvoista). Vastavasti henkilöautojen törmäyksille suositellaan vaikutusaluetta, jonka korkeus on 0,25 metriä ja leveys 1,5 metriä tai itse rakenneosan leveys (näistä valitaan pienempi arvoista). (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 119.)

6.4.3 Rakennuksen sisäpuoliset räjähdyskuormat

Suunnittelussa tulee huomioida, ettei sisäpuolisten räjähdysten vaikutuksesta saa päästä syntymään vaaraa jatkuvan sortuman kehittymiselle rakenteessa (RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 127). Sisäpuolinen räjähdys katsotaan paikalliseksi vaurioksi ja sen hallitsemiseksi on erilaisia keinoja ja riippuu rakennustyyppistä, mitä tapaa milloinkin hyödynnetään. Hallimaisten rakennusten osalta tätä käydään läpi myöhemmin tässä opinnäytetyössä.

6.4.4 Palotilanne

Palotilanne on onnettomuustilanne, jossa rakennukseen syntyy palokuormaa, joka huomioidaan opinnäytetyössäkin edellä esitetyin keinoin: rakenteelle määrätään paloluokka, jonka mukaisesti sen tulee kestää sille kohdistuvat palokuormat. Elementtien väliset liitokset tulee suunnitella niin, että ne kestää kantokykyä vaarantavat muodonmuutokset, jotka voivat muodostua palolle alttiin rakenteen muodonmuutosten seurauksena (Suomen betoniyhdistys ry 2012, 13).

Palotilanteessa betonirakenteen pituus voi muuttua. Ilman tarkempaa tutkimista, voidaan pituuden muutokseksi olettaa 2...3mm/m. Kun pystyrakenne toimii tukena vaakarakenteelle, aiheuttaa vaakarakenteen pituuden muuttuminen tukevaan pystyrakenteeseen vastaavan suuruisen siirtymän yläpään (esimerkiksi kun palkki on pilareiden päällä). (Suomen betoniyhdistys ry 2012, 13.)

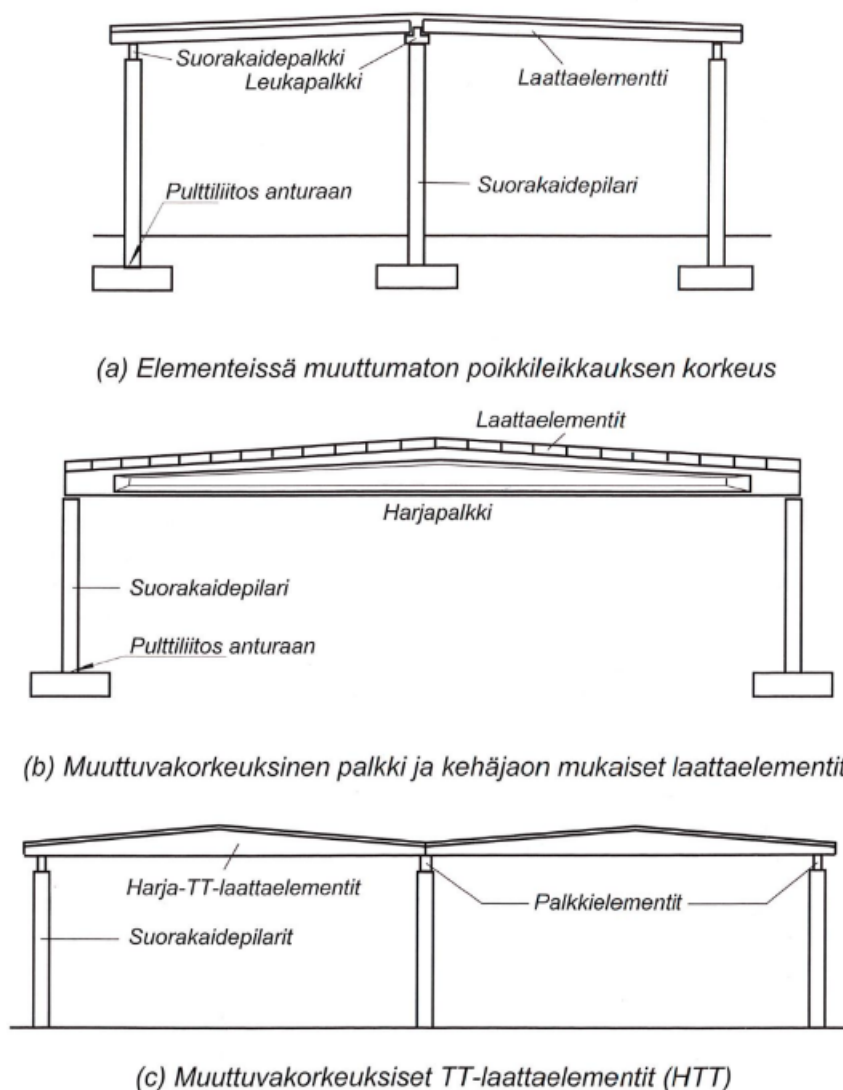
7 ELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIRAKENNUKSEN JÄYKISTYSMENETELMÄT

Perusvaatimuksena rakennusrunkoa suunnitellessa on, että pystytään takaamaan riittävä stabiilius ja että voidaan osoittaa kaikkien kuormien siirtyminen eri rakenneosien välillä. Rungon eri osat siirtävät ulkoiset kuormat (vaaka- ja pystykuormat) lopulta perustuksien kautta rakennuksen maapohjaan. Kun kyseessä on staattisesti määräämättömät rakenteet, jäykempi rakenneosa ottaa vastaan suuremman osan kuormista kuin vähemmän jäykkä osa, eli kuormat siirtyvät rakenneosille rakenneosien jäykkyyksien suhteessa joko siirtymä- tai kiertymäjäykkyytenä, riippuen rakenteen toimintata- vasta. (Leskelä 2005, 179.)

Kun suunnitellaan jäykistämistä, tulee kahden perusvaatimuksen täytyä. Ensimmäinen niistä on sen varmistaminen, että vaakasuorat kuormat siirtyvät ilman, että ne aiheuttavat rakenteeseen suuria muodonmuutoksia. Toinen on pystyrakenteiden stabiiliuden varmistaminen, kun ne toimivat rakennuksessa jäykisteinä. (Leskelä 2005, 180.) Elementeistä rakennettaessa rakenteen jäykkyys on usein riittävällä tasolla vasta osien välisten liitosten myötä. Tästä syystä myös työaikaisesta stabiiliudesta tulee olla suunnittelutyö tehty erikseen. Tärkeänä sääntönä voidaankin pitää sitä, että yksittäiset elementit ovat kiinni toisissa rakenteissa riittävän vahvoilla liitoksilla, ennen kuin niitä aletaan kuormittaa. (Leskelä 2005, 526.)

Yksi- ja kaksikerroksisissa betonielementtirakenteisissa hallirakennuksissa pilari-palkkiliitokset ovat nivelellisiä ja yleensä pilarien alapäästä liitokseltaan jäykkiä, jolloin kyseessä on mastopilarijäykistys. Apua jäykistykseen voidaan kuitenkin ottaa myös erilaisista vinositeistä ja jäykistävästä ulkoseinäelementeistä. Yläpohja voidaan toteuttaa monella tavalla: Harja-TT-laatoilla, harja-I-palkeilla ja niihin tukeutuvilla laattaelementeillä tai laattaelementeillä, jotka tukeutuvat rakennuksen pituussuuntaisiin palkkielementeihin. Laattaelementteinä voidaan käyttää TT- tai ontelolaattoja. (Leskelä 2005, 523.) Kuvassa 18 esitetään betonielementtirakenteisen hallin runkotyyppejä, kun kyseessä on 1-kerroksinen hallirakennus.

Rakennuksen jäykistystavan valintaan vaikuttavia tekijöitä on useita, esimerkiksi rakennusprojektin kustannukset sekä erilaiset vaatimukset rakennuksen käyttötarkoitukselle sekä muunneltavuudelle (Betoniteollisuus ry 2010, 13).



Kuva 18. Yksikerroksisten hallien erilaisia elementtiratkaisuja (Leskelä 2005, 524)

7.1 Mastojäykistys

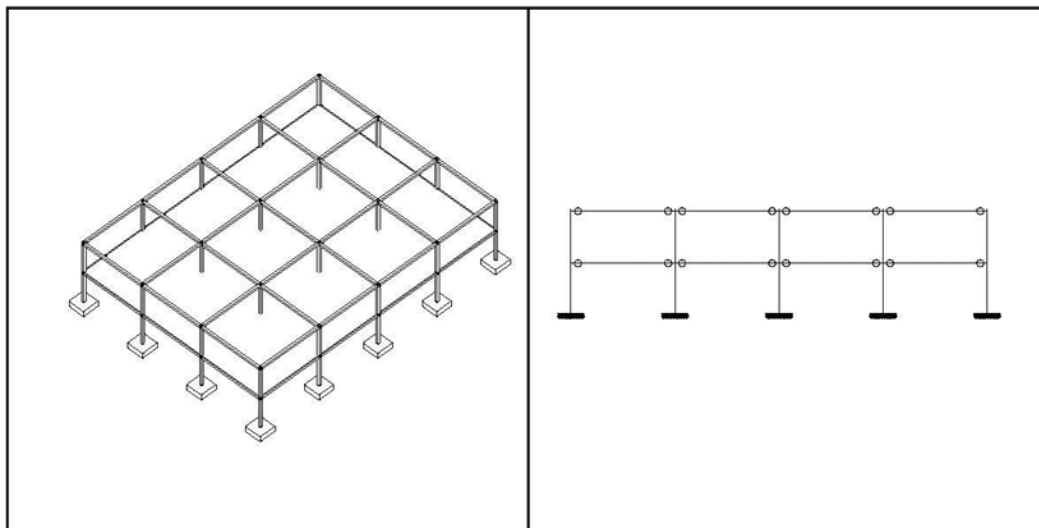
7.1.1 Mastopilarijäykistys

Mastopilarit ovat alapäästään jäykästi kiinnitettyjä pilareita, jotka toimivat ulokkeen tavoin siirtäen vaakakuormat perustuksille. Vaakatasot suunnitellaan niin, että ne siirtävät vaakakuormat kaikille mastopilareille ja nämä ottavat vaakakuorman vastaan jäykkyyksien suhteen. Pilarien yläpään liitokset ovat nivelellisiä, mutta niiden tulee siirtää vaakakuormaa, jotta kaikki mastopilarit osallistuvat jäykistykseen suunnitellun mukaisesti (Betoniteollisuus ry 2010, 14.) Muun muassa tuulikuorma ohjataan ensin ulkoseinärakenteilla (esimerkiksi pelti-villa-peltielementti) mastopilareille ja siitä kuorma lähtee jakaantumaan vaakatasojen kautta muille mastopilareille. Anturalta kuormat siirtyvät maapohjaan.

Taloudellisesti järkevänä rajana mastopilareiden käytölle voidaan pitää noin 12 metrin rakennuskorkeutta, koska tätä korkeammassa rakennuksissa siirtymien hallinta vaikeutuu ja pilarien poikkileikkaukset kasvavat epätaloudellisiin mittoihin (Betoniteollisuus ry 2010, 14).

Mastopilarijäykistysmenetelmän hyviä puolia ovat muun muassa yksinkertaisuus, muuntojoustavuus sekä se, että kattolevyssä ei välttämättä tarvita suuria voimia siirtäviä liitoksia. Menetelmä mahdollistaa myös suuret yhtenäiset esteettömät lattiapinnat, eikä esimerkiksi sauvajäykisteitä tarvita. Menetelmän huonot puolet ilmenevät enemmän taloudellisesti siinä, että verrattuna esimerkiksi vinojäykistemenetelmään, pilari- ja anturakoko on suurempi ja niissä tarvitaan enemmän terästä. (Betoniteollisuus ry 2010, 14).

Mastopilarirakenteisia hallirakennuksia voi olla erilaisia. Kuvassa 19 on esitettyä periaatteellisesti mastopilarijäykisteinen rakennus.



Kuva 19. Periaate mastopilarijäykistyksestä (Betoniteollisuus ry 2010, 14)

7.1.2 Mastoseinäjäykistys

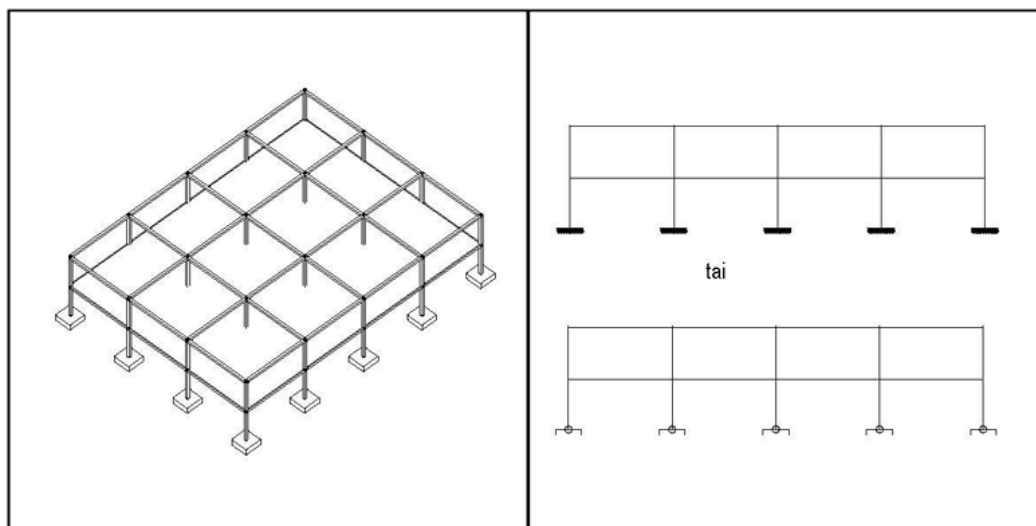
Aivan kuten mastopilarikin, myös mastoseinä toimii ulokepalkkina vaakakuormia vastaan. Vaakakuormat siirtyvät myös mastoseinille jäykkänä levynä toimivan tason kautta seinien jäykkyyksien suhteessa. Mastoseinien tulee olla kokonaan puristettuja kaikissa kuormitustapauksissa ja mastoseinien ankkurointitarvetta tulisi välttää kaikin suunnittelun keinoin. Toisin kuin mastopilarit, mastoseiniä voidaan käyttää myös korkeissa rakennuksissa. (Betoniteollisuus ry 2010, 15.)

Elementtien saumat voidaan toteuttaa esimerkiksi käyttämällä pintojen välistä kitkaa, terästappeja tai vaarointusta, joilla siirretään vaakasuuntaista leikkausvoimaa. Mastoseinien jäykkyyksiä laskettaessa on otettava huomioon seinässä mahdollisesti sijaitsevat aukot (esimerkiksi ovi- ja ikkuna-aukot), jolloin saadaan seinän todellinen jäykkyys. (Betoniteollisuus ry 2010, 16.)

7.2 Kehäjäykistys

Kehäjäykistyksessä pilarelementit toimivat kehinä vaakakuormien aiheuttamaa rasiutusta vastaan. Kehien nurkat ottavat vaakakuormat vastaan taivutusrasituksena, joka kohdistuu pilareihin ja palkkeihin. Kehien nurkat voivat olla joko osittain tai täysin jäykkiä ja pilareiden alapäiden kiinnitykset nivelellisiä tai jäykkiä. Kehäjäykistäminen on helpompi toteuttaa paikallavalurakennukselle kuin elementeistä rakennetulle rakennukselle. Kehäjäykistys on sopivin mataliin, enintään muutaman kerroksen korkuisiin rakennuksiin. (Betoniteollisuus ry 2010, 18-19.)

Liitoksiin kohdistuvien rasiusten lähentyessä liitoksen kapasiteettia ja kehien nurkkien ollessa vain osittain jäykkiä, on siirtymien hallinta vaikeaa. Kehäjäykistyksessä rakenneosien mitat ovat yleensä suurempia kuin erillisillä rakenneosilla jäykistetyillä rakennuksilla. Kehäjäykistyksen yksi hyvä puoli on se, ettei rajoittavia jäykistäviä seiniä tarvita, mikä mahdollistaa vapaamman tilojen käytön. Liitok-
sista tulee helposti monimutkaisia, kun rakennus rakennetaan elementtirakenteisena. Myös raken-
nuksen korkeus kasvaa verrattuna levyjäykisteiseen rakennukseen sekä asennusjärjestyksen vaati-
mukset ja rajoitukset korostuvat, kun käytetään kehäjäykistystä. (Betoniteollisuus ry 2010, 1.) Ku-
vassa 20 on esitetty kehäjäykistyksen periaate havainnollistavana kuvana.



Kuva 20. Periaate kehäjäykistyksestä (Betoniteollisuus ry 2010, 19)

7.3 Levyjäykistys

Levyjäykistyksessä rakennus on jäykistetty rungon aukkoihin sijoitetuilla levyillä, jotka siirtävät leik-
kausvoimia vaakakuormista aiheutuvat rasiukset rakenteille ja siitä edelleen perustuksille. Kuten
muissakin jäykistystavoissa, vaakakuormat jakaantuvat tasorakenteiden kautta jäykistäville raken-
teille, tässä tapauksessa levyille, jäykistävien rakenneosien sijainnin ja jäykkyuden mukaisesti. (Beto-
niteollisuus ry 2010, 20.)

Levyjäykistyksen etu on rakenteen jäykkyys, joka johtaa pieniin siirtymiin. Yleensä sisätiloihin ei tar-
vita vaakakuormia vastaan ottavia ylimääräisiä rakenteita, jotka rajoittaisivat sisätilojen käyttöä.
Huonona puolena levyjäykistyksessä on voimia siirtävien liitosten toteuttamisen vaikeus silloin, kun
levyrakenteita on vähän. Kuten kehäjäykistyskin, myös levyjäykistys asettaa asennusjärjestykselle
omat rajoituksensa ja vaatimuksensa. (Betoniteollisuus ry 2010, 20.)

7.4 Ristikojäykistys

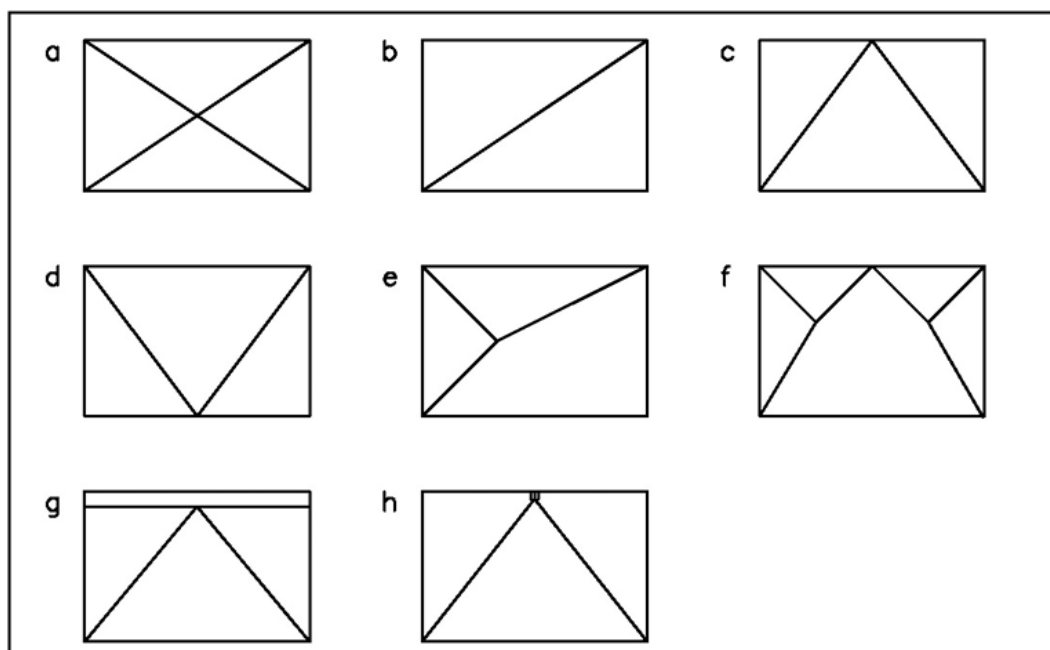
Pilari-palkkirunkoisessa rakennuksessa levyjäykistys voidaan korvata ristikkojäykistyksellä, jonka toi-
mintaperiaate on samankaltainen kuin levyjäykistyksen sillä erotuksella, että levyrakenne on kor-
vattu veto- ja/tai puristussauvoilla. Jäykistysristikko voidaan toteuttaa joko osana pystykuormia kan-
tavaa rakennetta tai vain erillisenä osana. (Betoniteollisuus ry 2010, 21.)

Kun halutaan jäykistysristikon olevan osa pystykuormia kantavaa rakennetta, voidaan rakenne to-
teuttaa seuraavalla tavalla: pilarit tai seinät toimivat ristikon paarteina, jolloin ainoastaan ristikon

diagonaalit toimivat erillisinä jäykistysristikon osina. Myös vertikaalit voivat tietyissä tapauksissa toimia diagonaalien tavoin osana jäykistysristikkoa. Tällaisessa tilanteessa vaakakuormista johtuva momentti aiheuttaa ristikon paarteisiin lisänormaalivoiman, joka tulee ottaa huomioon mitoituksessa. Paarre voi olla myös vedetty, jos pystykuormat ovat pieniä. (Betoniteollisuus ry 2010, 21.)

Edellä mainitun mukaisessa rakenteessa voi ristikon sauvoille syntyä lisäkuormitusta kantavista rakenteista. Vaakarakenteiden painumat voivat aiheuttaa lisäkuormitusta tietyissä ristikkotyypeissä. Tällaisia ristikkotyyppejä ovat esimerkiksi kuvassa 21 esitetyt c- ja g-ristikkotyypit. Diagonaalit voivat saada lisärasitusta myös betonipilarien kutistumisesta sekä pystykuormien aiheuttamista muodonmuutoksista. (Betoniteollisuus ry 2010, 21.)

Jos halutaan suunnitella vain vedettyjä sauvoja, valitaan ristikkotyypiksi kuvassa 21 esitetty ristikkotyyppi a. Jos halutaan kuitenkin mahdollisimman vähän sauvoja haittaamaan tilankäyttöä, on ristikkotyyppi b sopivampi valinta, jossa sauvan tulee tosin toimia myös puristettuna sauvana. Tilankäytön kannalta ristikkotyypit c ja f ovat hyviä vaihtoehtoja, mutta niiden huono puoli piilee siinä, että vaakarakenteiden taipumat aiheuttavat niille rasitusta sekä myös toisinpäin: ristikkotyyppi aiheuttaa vaakarakenteille lisää rasitusta, joka voi ajaa työlääseen mitoitusyöhön. Ristikkotyypeissä g ja h on esitettyä, kuinka tällaiset ongelmat voitaisiin ohittaa. (Betoniteollisuus ry 2010, 21.)



Kuva 21. Kantavan rakenteen osana toimivan ristikon erilaisia ristikkoratkaisuja (Betoniteollisuus ry 2010, 22)

Erillisellä jäykistysristikkorakenteella tarkoitetaan rakennetta, joka toimii pystyrungosta erillisenä rakenteena ja joka on yleensä sijoitettu rakenteen ulkopuolelle. Tällöin jäykistysristikoille siirtyvät pystykuormat ovat pieniä, joka yleensä tarkoittaa ankkurointitarvetta. Ennen lopullisen jäykistysjärjestelmän toimintavalmiutta, voidaan ristikoita hyödyntää työaikaiseen tuentaan, jolloin suositaan pulttiliitoksia. (Betoniteollisuus ry 2010, 22.) Osana pystykuormia kannattelevaa rakennetta oleva ristikköjäykistystyyppi on oikeastaan se, mitä betonielementtirakenteisissa halleissa yleisesti käytetään.

7.5 Yhdistelmäjäykistys

Rakennus voidaan jäykistää myös hyödyntäen useampaa edellä mainittua menetelmää. Esimerkiksi hallimaisissa rakennuksissa rakennuksen pituussuunta voi olla eri tavalla jäykistetty kuin leveys-suunta. Tällaisesta tilanteesta on hyvänä esimerkkinä mastopilarijäykistykseen ja ristikkojäykistykseen yhdistelmä: toinen suunta voi olla jäykistetty mastopilarein ja toinen suunta veto- ja/tai puristussauvoin. Tähän voi olla syynä taloudelliset tai esimerkiksi arkkitehtuuriset tekijät. Yhdistelmäjäykistystä käyttäessä tulee varmistua siitä, että rakennusta kuormittavat rasitukset jakaantuvat oikealla tavalla jäykistäville rakenteille (Betoniteollisuus ry 2010, 23).

8 BETONIELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIN VAURIONSIETOKYKY ONNETTOMUUSTILANTEESSA

Vaurionsietokyvyllä tarkoitetaan rakenteen kykyä olla vahingoittumatta suhteellisen laajasti seurauksista, joita synnyttävät törmäykset, tulipalot, räjähdykset tai inhimilliset virheet (SFS-EN 1991-1-7, 2014, 20). Rakenteen sitkeys, kestävyys, stabiilius, sekä turvallisuus onnettomuustilanteessa kuvaavat rakenteen vaurionsietokykyä (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 17).

Rakennukset voidaan jakaa onnettomuusseuraamusluokkiin taulukon 22 mukaisesti. Onnettomuusseuraamusluokka vaikuttaa siihen, millä keinoin jatkuvaa sortumaa pyritään estämään. Jos rakennus on luokiteltu seuraamusluokkaan CC2, tulee se luokitella onnettomuusseuraamusluokkaan CC2a tai CC2b (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 135).

Taulukko 22. Rakennusten onnettomuusseuraamusluokat (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 135)

<i>Seuraamus-/alaluokka</i>	<i>Rakennukset ja niiden käyttötarkoitus</i>
<i>CC1</i>	<i>1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esimerkiksi varastot</i>
<i>CC2a melko pienen riskin ryhmä</i>	<i>Rakennukset, joissa on korkeintaan 4 maanpäällistä kerrosta tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan 2 maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella onnettomuusmitoitustilanteessa seuraamusluokan 1 mukaisesti</i>
<i>CC2b melko suuren riskin ryhmä</i>	<i>Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu alaluokkiin 1, 2a tai 3</i>
<i>CC3a</i>	<i>9–15 kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset, ja muut 9–15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset; kerrosten lukumäärään luetaan kellarikerrokset mukaan.</i>
<i>CC3b</i>	<i>a) muut yli 8-kerroksiset rakennukset kellarikerros mukaan luettuna b) konserttitalit, teatterit, urheilu ja näyttelyhallit, katsomot c) raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset, joissa usein on suuri joukko ihmisiä d) erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan</i>

8.1 Jatkuva sortuma

Koska yksittäisten kestävien ja kelvollisten rakenneosien käyttäminen ei sellaisenaan takaa niiden muodostaman rakennuksen kokonaisuuden kestävyyttä poikkeavissa rasiustilanteissa, on tärkeää käsitellä rakenteen vaurionsietokykyä omana suunnittelu- ja mitoitustehtävänä. Tärkeintä on estää paikallisen vaurion leviäminen, eli estää jatkuvan sortuman muodostuminen ja tätä kautta varmistaa rakennuksen stabiilius. (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 18.)

Paikallisella vauriolla tarkoitetaan onnettomuustilanteessa oletetusti sortunutta tai pahasti vaurioitunutta rakenteen osaa. Tilannetta, jossa suhteettoman laajaksi edennyt paikallisesta vauriosta aiheutunut vähäinen sortuma vaarantaa rakenteen ja koko rakennuksen stabiiliuden, kutsutaan jatkuvaksi sortumaksi. Puutteet rakennuksen kuormien uudelleen jakautumisen mahdollisuuksissa johtaa jatku-

vaan sortumaan. Jos jokin rakenneosia menettää vauriutilanteessa kantokykynsä, siirtyvät sen kannattelemaat kuormat muille rakenneosille, jolloin on riskinä rakenteen jatkuvan sortumisen syntyminen (kuva 22). (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 20.)



Kuva 22. Jatkuvan sortuman etenemisen esimerkki (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 21)

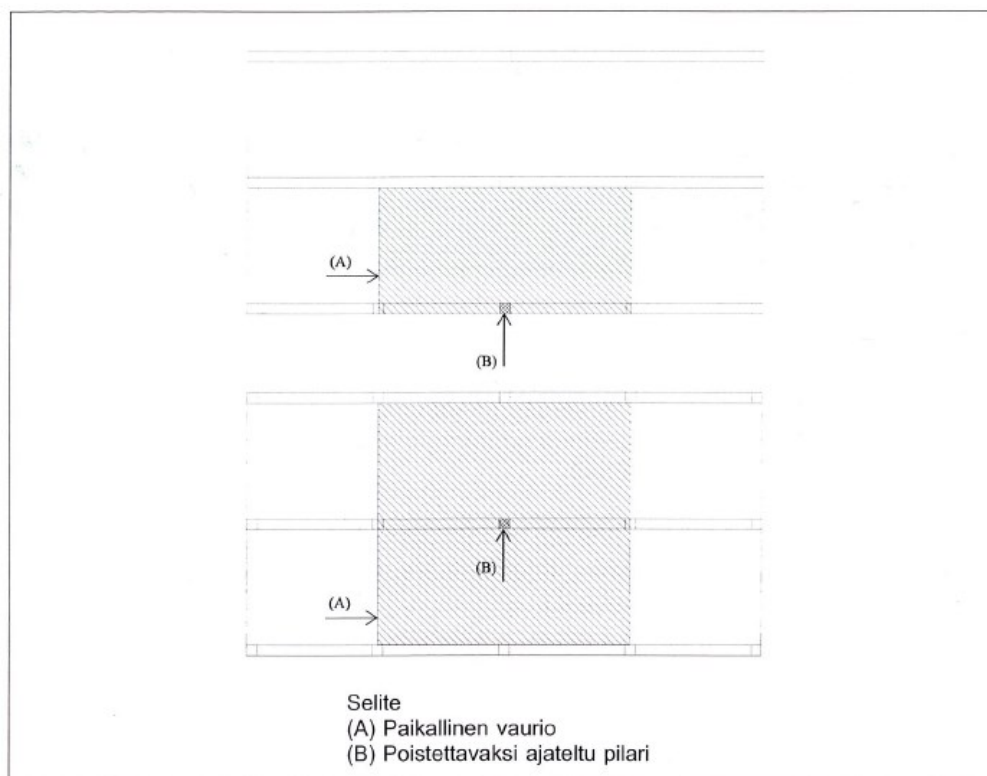
Rakenteen sortuma voi tapahtua myös pitkän ajan kuluttua sen aiheuttaneesta vauriosta. Esimerkiksi rakenneosia, joka on alimitoitettu ja vaurioitunut jo normaalitilan murtorajakuormaa pienemmällä kuormalla, mutta rakenne ei ole sortunut eikä vauriota ole havaittu, voi aiheuttaa tilanteen, jossa rakenteeseen kohdistuu lisää kuormitusta, esimerkiksi lumikuorman muodossa, jolloin johtuen vaurioituneesta rakenneosasta, kuormat jakautuvat eri tavalla kuin on ajateltu ja rakenne sortuu. (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 21.)

8.2 Vauriosietokyvyn varmistamisen menettelytavat

Hallimaisille rakennuksille käytetään hieman eri menetelmiä kuin monikerroksisille rakennuksille. Lähtökohtana hallimaisille rakennuksille on, että pyritään rajaamaan hyväksyttävä vaurioalue rakenteellisin keinoin, esimerkiksi vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menettelyä hyödyntäen. Yksi menetelmä sotii sitä ajatusta vastaan, että varmistettaisiin rakenteiden jatkuvuus. Kyseisessä menetelmässä sortuvia rakenteita ei ole sidottu niin tiukasti muihin rakenteisiin, että ne aiheuttaisivat tätä kautta jatkuvaa sortumaa: rakenneosia sortuu, mutta ei vedä mukanaan muita rakenteita, jolloin sortuma pysyy sallituissa rajoissa. Tämä tapa soveltuu lähinnä elementtirakenteisille halleille, joissa on jäykistys hoidettu mastopilarein ja joissa on kattoelementit. (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 39, 41-42.)

Pilarin sortumisesta aiheutuva paikallisen vaurion laajuus on rajattu hallimaisten rakennusten osalta seuraavasti (kuva 23):

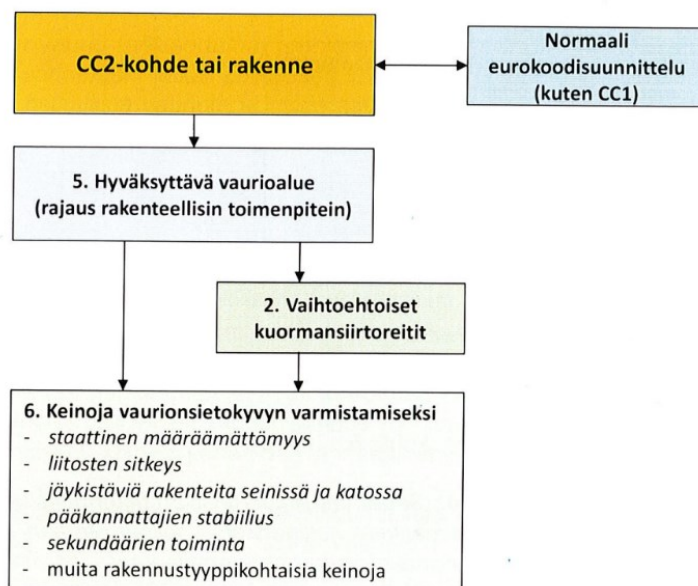
- pääkannattajien sijaitessa ulkoseinälinjalla, hyväksytään paikallisen vaurion laajuudeksi enintään alue, jonka pinta-ala on sortuneeseen pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaa pääkannattajien etäisyys toisistaan poikittaissuunnassa
- pääkannattajien sijaitessa keskilinjalla, vastaava pinta-ala on muuten sama kuin ulkoseinälinjallakin, mutta pääkannattajien poikittainen etäisyys toisistaan kerrotaan vielä kahdella. (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 41.)



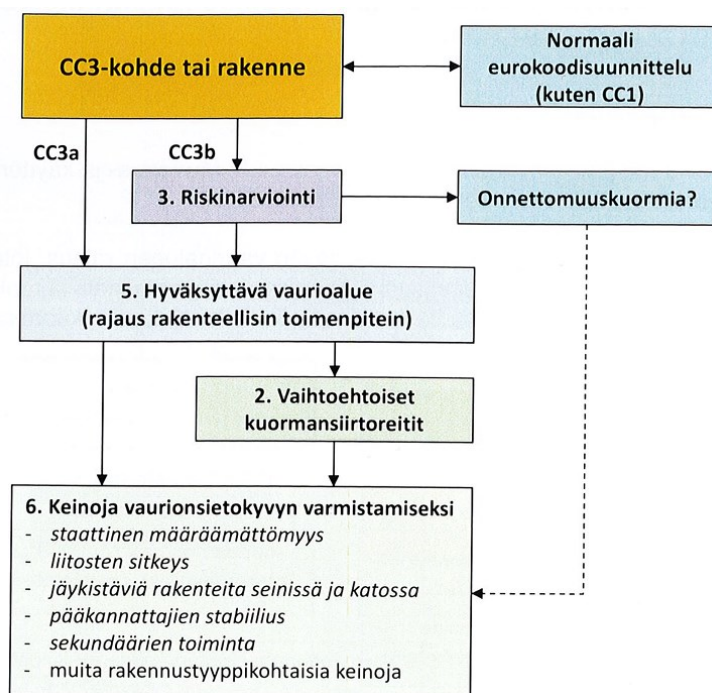
Kuva 23. Paikallisen vaurion laajuuden rajaaminen hallirakennuksissa (RIL 201-2-2011. Suunnittelu- perusteet ja rakenteiden kuormat 2011, 172)

CC1-luokan hallirakennuksille ei ole vaatimuksia onnettomuustilanteen suhteen, vaan ne mitoitetaan vain murto- ja käyttörajatilamitoituksen mukaisesti. CC2-luokan hallirakennuksien menetelmät vaurionsietokyvyn varmistamiseksi on kuvattu kuvassa 24 ja vastaavasti CC3-luokalle kuvassa 25.

Betonihalleissa vaurionsietokyky toteutetaan useimmiten niin, että osa siitä saa sortua, mutta silti se on riittävän turvallinen (sallittu paikallisen vaurion laajuus). Yleensä tämä toteutuu automaattisesti silloin, kun kattoelementtien liitosta vaakarakenteeseen ei suunnitella momenttijäykäksi ja lujuus vaakakuormia vastaan on rajallinen. Tällaisia voimia voi syntyä liitokseen, jos esimerkiksi kattoelementin toisen pään pääkannattajapalkki putoaa tai sortuu. (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 92.)



Kuva 24. CC2-seuraamusluokan hallirakennusten vaurionsietokyvyn varmistamisen menetelmät onnettomuustilanteessa (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 39)



Kuva 25. CC3-seuraamusluokan hallirakennusten vaurionsietokyvyn varmistamisen menetelmät onnettomuustilanteessa (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 40)

Taulukossa 23 on esitettyä vielä hieman laajemmin eri hallirakennuksien seuraamusluokat ja niitä vastaavat menettelytavat vaurionsietokyvyn varmistamiseksi onnettomuustilanteessa.

Taulukko 23. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa hallimaisten rakennusten osalta (RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 73)

Kohteen runkotyyppi	Seur. luokka	Rakenteet		Menettelyt		
		Pystyrakenne	Vaakarakenne	Pääasiallinen	Toissijainen/täydentävä	Muut ehdot
Suorakaiteen muotoiset hallirakennukset	CC2b	Mastopilarit tai kehärungot (jäykistys pitkällä seinillä)	Kattorakenne: orret ja pinnat (ohutlevy tms.)	Vaurion rajaaminen hyväksyttävään laajuuteen	Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit	Keinona riittävä staattinen määräämättömyys ja liitosten sitkeys
- " -	CC2b	Mastopilarit tai kehärungot (jäykistys pitkällä seinillä)	Kattorakenne: 1-, tai 2/3-aukkoiset kattoelementit	Vaurion rajaaminen hyväksyttävään laajuuteen	Taattava muun rakenteen stabiilius paikallisen vaurion jälkeen	Menettelytapana riittävä määrä pituusjäykistettä
Hallirakennukset, muut pohjamuodot (katso mot, monitoimihallit)	(CC3a tai) CC3b	Mikä tahansa pystyrakennetyyppi ja materiaali	Mikä tahansa vaakarakenneyyppi ja materiaali	Riittävästi vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä	Vaurion rajaaminen hyväksyttävään laajuuteen	Keinona riittävä staattinen määräämättömyys ja liitosten sitkeys
Isot hallimaiset liikerakennukset	CC3a tai CC3b	1- tai useampi kerroksinen pilari-palkkirakenne + jäykistävät rakenteet	Yleensä betonikattoelementit (ja välipohjat)	Riskinarviointi (CC3b-tapauksessa pakollinen, CC3b:ssä suositellaan)	Runkojärjestelmän mukainen ratkaisu: - Sidejärjestelmä/vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit - Vaurion rajaaminen hyväksyttävään laajuuteen	

Huom! Taulukossa mainittu liitosten sitkeys viittaa teräsrakenteiden liitoksiin, tai teräsosilla tehtyjen liitosrakenteisiin.

Vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä tarkoitetaan menetelmää, jossa rakennukselle varmistetaan riittävä staattinen määräämättömyys ja onnettomuustilanteen tapahtuessa rakennukseen kohdistuvat kuormat kuljetetaan vaihtoehtoisia reittejä pitkin perustuksille. Menettelyssä tarkastellaan tilannetta, jossa kantava pilari vaurioituu ja aiheuttaa tätä kautta rakennukseen sortumavaaran. Jos vaurioitunut pilari voi aiheuttaa sallittua suuremman paikallisen vaurion laajuuden, tulee ryhtyä toimenpiteisiin jatkuvan sortuman estämiseksi. Mikäli vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä ei pystytä muodostamaan eikä paikallisen vaurion laajuutta saada pysymään sallituissa rajoissa, tulee rakenneosaa mitoitaa avainasemassa olevana rakenneosana, eli se mitoitetaan kestämään siihen kohdistuva onnettomuuskuorma. (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 45.)

Ennakoimattomien onnettomuuskuormien osalta vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmä on samankaltainen kuin monikerroksisissa rakennuksissa yleisesti käytetty sidejärjestelmämenettely, jossa rakenteet sidotaan yhteen, jotta vältyttäisiin rakenteen jatkuvalta sortumalta ja sitä kautta stabiiliuden menetykseltä. Hallirakennuksissa sidontamenettelyllä tarkoitetaan vaakasidontaa (primääripalkki toiseen suuntaan ja sekundäärikannakkeina toimivat kattoelementit toiseen suuntaan liitettynä toisiinsa pitkin niiden jänneväliä). (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 46, 72.)

Vaakasuuntaisten siteiden (rengas- ja sisäpuoliset siteet) arvoihin vaikuttaa rakennuksen onnettomuusseuraamusluokka sekä vaakarakenteen pysyvä kuorma. Seuraamusluokissa CC2a ja CC2b kyseisten sidevoimien arvot saadaan kaavoista (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 96)

kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$:

$$T_i = s \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\geq 70 \text{ kN}) \quad (50)$$

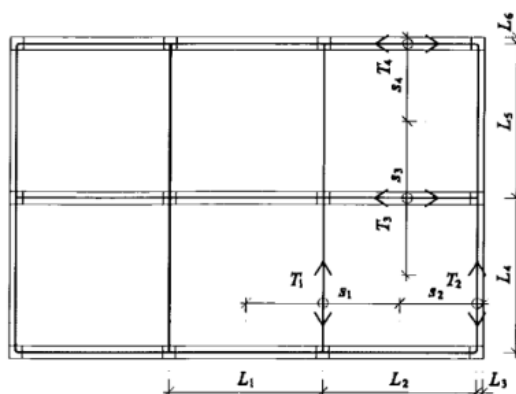
kun $g_k < 2,0 \text{ kN/m}^2$:

$$T_i = s \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\geq 10 \text{ kN}) \quad (51)$$

missä

g_k on ominaisarvo vaakarakenteen pysyvälle kuormalle

s on kertymäleveys (kuva 26)



Sidevoimat:

$$T_1: s_1 = (L_1 + L_2)/2 \quad T_2: s_2 = L_3 + L_2/2 \quad T_3: s_3 = (L_4 + L_5)/2 \quad T_4: s_4 = L_6 + L_5/2$$

Kuva 26. Kertymäleveyden s määrittäminen seuraamusluokissa CC2a ja CC2b (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 96)

Onnettomuusseuraamusluokissa CC3a ja CC3b, kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$, vaakasiteiden arvot saadaan kaavasta (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 97)

$$T_i = \frac{f_t \cdot 0,8(g_k + \sum \psi_i q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \frac{z}{5\text{m}} s \quad (\geq F_t \cdot s) \quad (52)$$

missä

F_t on pienempi arvoista 48 kN/m tai $(16 + 2,1n_s)$

g_k on ominaisarvo vaakarakenteen pysyvälle kuormalle

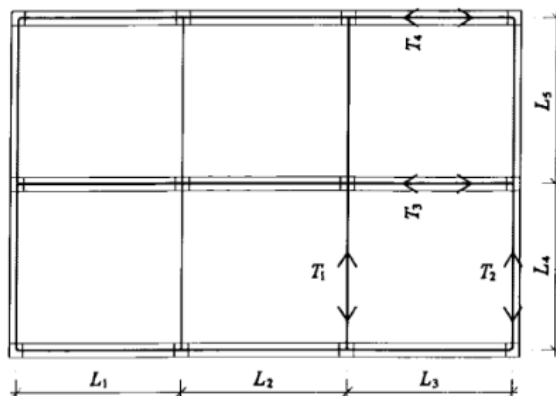
ψ_i on yhdistelykerroin muuttuvalle kuormalle onnettomuustilanteessa

q_k on ominaisarvo vaakarakenteen muuttuvalle kuormalle

s on kertymäleveys (kuva 26)

n_s on rakennuksen kerrosten määrä

z on selitetty kuvassa 27 (kun kyseessä on pilari-palkkirunko)



Sidevoimat:

$$T_1 \text{ ja } T_2: z = \max(L_4, L_5), \quad T_3 \text{ ja } T_4: z = \max(L_1, L_2, L_3)$$

Kuva 27. Mitan z määrittäminen pilari-palkkirunkoisessa rakennuksessa (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 98)

Lisäksi onnettomuusseuraamusluokassa CC3b nurkkapilari tulee tarkastella tarkemmin sidejärjestelmän kannalta, koska reunapilarin poiston seurauksena vaakasiteitä sisältävä vaakarakenne alkaa usein toimimaan ulokkeena (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 49).

Taulukko 24. Staattisen määräämättömyyden hyödyntäminen (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 55)

Rakenne-esimerkki	Selitys
<p>Rakenne Rakennemalli Palkin vaurio Plastinen nivel Sidosvoimat H_1 ja H_2</p>	<p>1-aukkoinen palkki (tai yhden kerroksen korkuinen pilariosa) voi vaurioitua paikallisesti, jos osaan kohdistuu riittävän suuri poikittainen voima. Pahimmillaan voima pystyy synnyttämään palkkiin (tai pilariin) plastisen nivelen, jolloin osan kuormankantokyky heikkenee.</p> <p>Palkin sortuman voi estää, jos palkki kestää vetovoimia, sitomalla palkkien päät kiinni pilareihin tai muihin tukirakenteisiin. Jos palkit ovat vaakasuuntaan jatkuvia, voimat H_1 ja H_2 jakautuvat usealle osalle ja tuelle.</p>
<p>(A) (B) (C)</p>	<p>1-aukkoisissa palkeissa plastinen nivel ei helposti aiheuta sortumista, jos palkin osat pysyvät kiinni toisissaan ja tuissa.</p> <p>Jos 1-aukkoisista palkeista tehtyä palkistoa (B) kuormitetaan, kyseinen palkiston osa käyttäytyy kuten yo. yksittäinen palkki.</p> <p>Jos palkit tehdään esimerkiksi 2-aukkoisina (C), muodonmuutosenergiaa vaaditaan paljon enemmän sekä plastisen nivelen muodostamiseen että palkin taivuttamiseen, jolloin vauriosta ei helposti aiheudu sortumista.</p>
<p>Vaurioituminen vaurioituneen osan yläpuolella</p>	<p>Pilareissa yhden kerroksen korkuisen rakeneosan vaurio (plastinen nivel) on erittäin vakava, koska vauriokohdan yläpuoliset rakenteet vajoavat aiheuttaen ennakoimattomia seuraamuksia.</p> <p>Vaurioita voidaan välttää käyttämällä esimerkiksi staattisesti määräämättömiä kahden kerroksen korkuisia pilarin jatkososa. Osien kantavuus säilyy paremmin (koska sortuun tarvitaan 2 plastista niveltä).</p>

Rakenteen toimintaa voidaan monimutkaistaa sen staattisen määräämättömyyden kontrolloiduksi lisäämiseksi. Rakenne voidaan suunnitella niin, että mikä tahansa yllättävä rasitus jakaantuu useammalle kuin yhdelle osalle. (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 54.) Taulukossa 24 on esitettyä esimerkkejä staattisen määräämättömyyden hyödyntämisestä rakenteissa.

Seuraamusluokassa CC3b tulee tehdä systemaattinen riskinarviointi, jolla pyritään arvioimaan henkilö- ja ympäristövahinkoja sekä taloudellisia vahinkoja, jotka aiheutuvat tietyistä tapahtumasta. Henkilövahinkoja voidaan pitää merkittävimpinä vahinkoina rakenteiden osalta. Taloudellinen tarkastelu pitää sisällään esimerkiksi korjauskustannukset sekä toiminnan ja käytön kustannukset. Joka tilanteessa on valittava jokin riskitaso, koska mitään onnettomuustilannetta ei voida täysin poistaa. Onnettomuustapauksien, jotka ovat tunnistettavissa jo ennalta, toteutumisriskiin voidaan vaikuttaa kahdella tavalla: pienentämällä riskin todennäköisyyttä tai pienentämällä sen seurauksia. Edellä mainittuja tapoja voidaan käyttää myös yhdessä. Pyrkimys onnettomuustilanteen estämiseksi tai ainakin lieventämiseksi on välttämätöntä tilanteessa, jossa riskitasoa ei voida pitää hyväksyttävänä. (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 50-51.)

Rakenteen sortumista ennakoimattomista onnettomuustilanteista johtuen voidaan pyrkiä estämään kiinnittämällä huomiota liitosten vaurionsietokykyyn. Liitosten suunnittelussa tulisi pyrkiä sitkeään murtotapaan muodonmuutoskykyä ajatellen, koska tällöin varmistetaan liitoksen kyky plastisoitua tilanteessa, jossa kuormitukset ylittävät liitoksen kestävyysrajan. Kaikkien liitoksen komponenttien on vastattava kestävyydeltään vähintäänkin liitokseen kohdistuvien voimasuureiden suuruutta, jotta liitoksen muodonmuutoskykyinen toiminta voidaan mahdollistaa. Tämän lisäksi tulee varmistua siitä, että hauraasti käyttäytyvät komponentit ovat riittävästi ylimitoitettuja ja että murtumistapa on sitkeä heikoimpien komponenttien osalta. (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 152.)

Rakennuksen sortuma voi tapahtua myös rakennustyön aikana, jos työaikaisesta rakenteen stabiiliudesta ei pidetä asianmukaisesti huolta (esimerkiksi työnaikaisten tukien liian aikainen poistaminen) (RIL 201-4-2017. Vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017, 92). Tällaisia tilanteita voidaan estää esimerkiksi huomioimalla mahdolliset onnettomuusskenaariot elementtiasennussuunnitelmassa.

8.3 Elementin putoamisen estäminen onnettomuustilassa

Elementin pituus voi muuttua kosteus- ja lämpöliikkeiden seurauksena, mikä aiheuttaa elementin ja tukipinnan välille vaakasuuntaista kuormitusta. Elementin ja tukipinnan välinen kitka pyrkii osaltaan kumoamaan tätä vaakavoimaa, joka syntyy elementin pituuden muutoksista. Jos kitkavoima on pienempi kuin vaakavoima, jota se pyrkii estämään, pääsee elementin pään liike tapahtumaan. Kyseinen liike voi tapahtua toispuoleisesti elementissä, jos elementin eri päiden tukipinnoilla on eri kitkan suuruus. Eri kitkan suuruus voi syntyä tukireaktion vaihtelun sekä tukipinnan laadun vuoksi. Jos tällainen toispuoleinen liike pääsee tapahtumaan aina samaan suuntaan, on riskinä elementin putoami-

nen tuelta, eli toteutuu niin sanottu ryömintäilmiö. Elementin putoamisen estämisen ei katsota tapahtuvan samaan aikaan jatkuvan sortuman estämisen kanssa, vaan ne ovat omia kuormitustapauksiaan. (Suomen betoniyhdistys ry 2012, 17.)

Edellä kuvattu elementin tuelta putoaminen voidaan estää suunnittelemalla liitoksen kestävyys tukien kitkavoimien oletetun erotuksen suuruiselle vaakavoimalle. Silloin, kun ei tehdä tarkempia tarkasteluja, voidaan kitkakertoimien erotuksen arvona käyttää

- $k=0,2$ (liitoksessa on kuminen tasauslevy tai jokin vastaava)
- $k=0,3$ (molempien liitospintojen materiaali on teräs)
- $k=0,4$ (liitospinnassa on teräs- ja betonipinta vastakkain)
- $k=0,5$ (kaikki muut tapaukset). (Suomen betoniyhdistys ry 2012, 17.)

Liitos mitoitetaan tuettavan elementin suuntaiselle vaakavoimalle, jonka arvo saadaan kaavasta (Suomen betoniyhdistys ry 2012, 17)

$$F_d = K \cdot V_k \quad (\geq 30\text{kN}; \leq 150\text{kN}) \quad (53)$$

missä

V_k on ominisarvo elementin tukireaktiolle

Kyseisessä liitoksessa ei tarvita erillistä kiinnitystä, jos liitokseen vaikuttaa elementin tukireaktiota suurempi puristusvoima yläpuolisista rakenteista johtuen (esimerkiksi kahden pilarin välissä oleva palkki). Tilanteessa, jossa laattaelementit toimivat yhtenäisenä laattana, voidaan laatasta tarkastella yhtenäisenä laattana myös putoamistarkastelussa. (Suomen betoniyhdistys ry 2022, 17.)

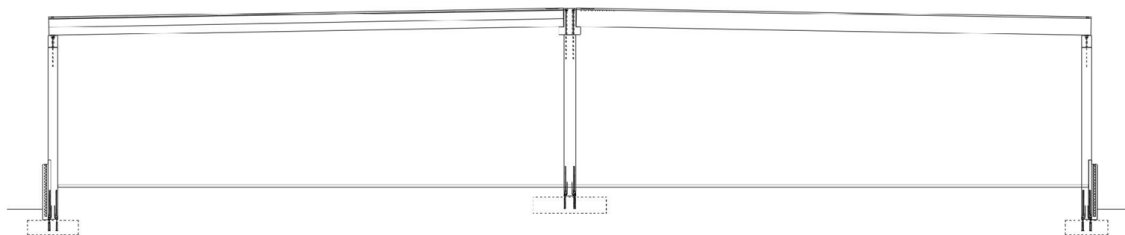
9 HALLIRAKENNUKSEN MITOITUS

9.1 Mitoitettavan hallirakennuksen esittely

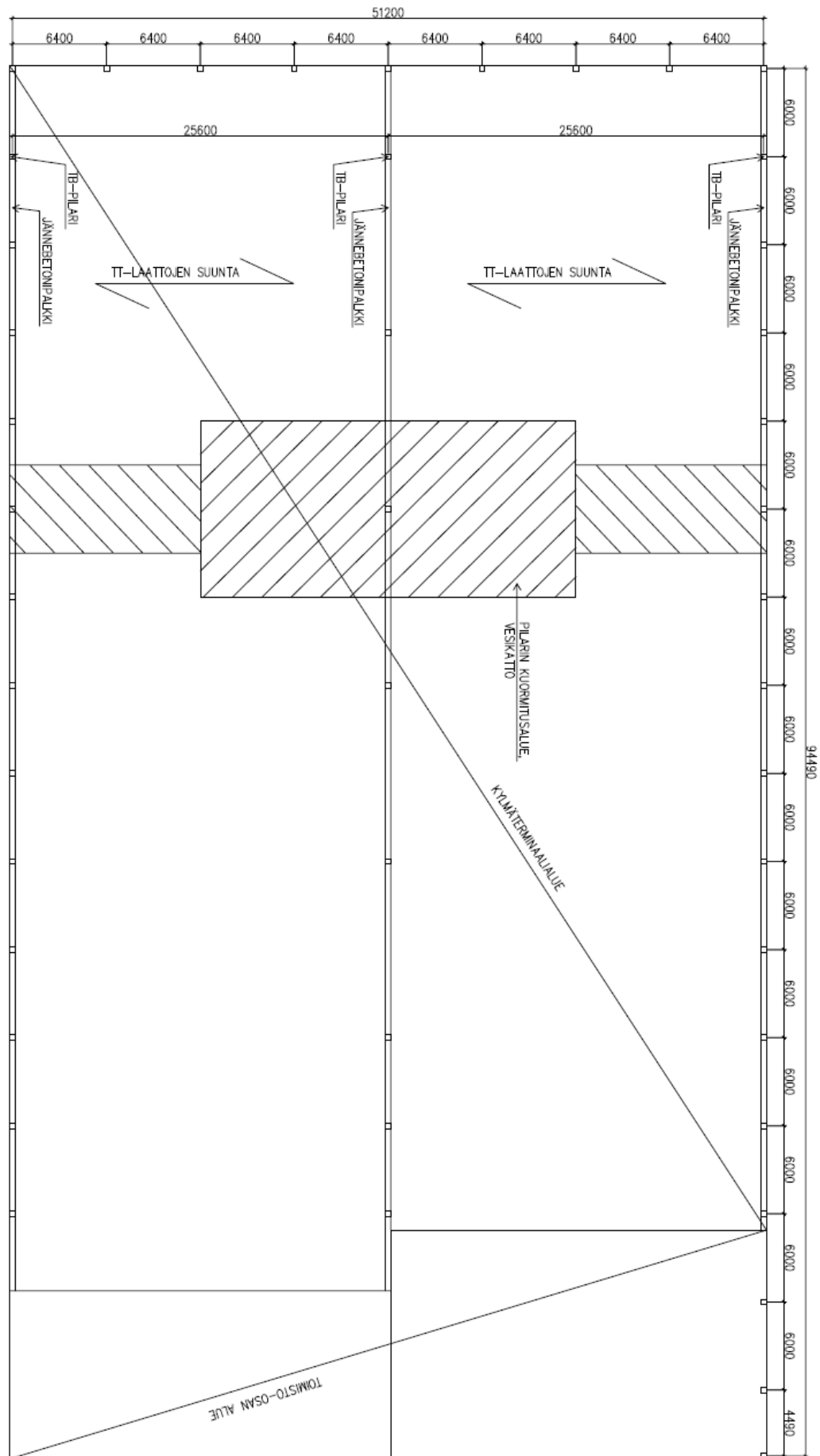
Opinnäytetyössä mitoitetaan olemassa oleva kohde, jonka pohjalta laaditaan käsinlaskentaesimerkki. Laskentaesimerkin on tarkoitus olla informatiivinen tietopaketti betonielementtirakenteisen hallin kokonaisstabiiliteettitarkastelun vaiheista niin normaali- kuin onnettomuustilanteessa. Siinä on esitelty selkeästi stabiilisuuden kannalta oleellisten rakenneosien mitoituksen kulku kaavoineen. Laskentaesimerkissä mitoitetaan mastopilari, mastopilarin ja anturan välinen liitos, mastopilariantura, pilari-palkkiliitos sekä yläpohjaelementtirakenteen liitokset. Mitoitus tehdään niin reuna- kuin keskipilarille sekä niiden anturoille sekä liitoksille. Jännitetyille betonielementeille tehdään vain alustava mitoitus, eli varsinainen jännitysmitoitus rajataan opinnäytetyöstä pois.

Kyseinen hallirakennus on betonielementtirakenteinen kaksilaivainen teollisuushalli, joka koostuu jäykistävästä mastopilareista, niiden päälle sijoitetuista jännitetyistä palkeista ja palkkien päällä lepävistä TT-laatoista, jotka siirtävät vaakakuormia mastopilareiden välillä pilareiden jäykkyyksien suhteessa. Hallirakennus koostuu kylmäterminaali- ja toimisto-osasta. Toimisto-osaa ei mitoiteta tässä opinnäytetyössä, vaan kokonaisstabiiliutta tarkastellaan vain hallimaisen rakennuksen osalta. Tämä tarkoittaa sitä, että kokonaisstabiiliteetin kannalta rakennus voidaan jakaa näihin kahteen eri osaan, joista halliosa mitoitetaan tässä opinnäytetyössä omana stabiiliteettikokonaisuutenaan.

Kohde kuuluu maastoluokkaan 2. Reunalinjoilla pilarien keskinäinen jako on 6 metriä ja keskilinjalla 12 metriä. Rakennuksen leveys on 51,2 metriä ja pituus 94,49 metriä. Reunapilarin kohtisuora etäisyys keskipilarista on 25,6 metriä. Rakennuksen korkeus on noin 10,6 metriä. Reunapilareiden päällä on jännitetyt suorakaidepalkit ja keskipilareiden päällä jännitetyt leukapalkit. Rakennuksen seuraamusluokka on CC2 ja onnettomuustilanteessa CC2a. Kuvassa 28 on esitettyä hallin poikittaissuunnan leikkaus ja kuvassa 29 hallin rakenne ylhäältä päin katsottuna.



Kuva 28. Laskentaesimerkin hallirakennuksen leikkaus poikittaissuunnassa (Marttila 2024)



Kuva 29. Havainnollistava kuva laskentaesimerkin hallirakennuksen rakenteista (Marttila 2024)

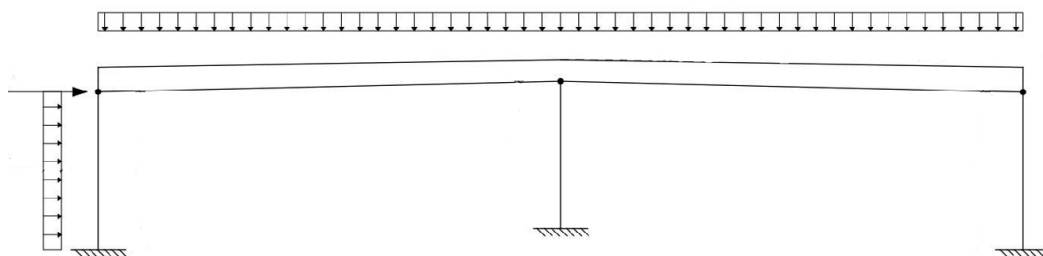
Rakennuksen pystykuormat:

- lumikuorma
- aurinkopaneelit
- yläpohjan omapaino (TT-laatat + jännepalkit + vesikate ja eriste)
- LVI-riipustukset
- pilarien ja anturoiden omapaino

Rakennuksen vaakakuormat:

- Tuulikuorma
- Lisävaakavoima (joka muodostettu pystykuorman epäkeskisyydestä)

Kuvassa 30 on esitettyä rakennukseen kohdistuvat pysty- ja vaakakuormat. Pilarin yläpään kohdistuva pistekuorma kuvaa lisävaakavoimaa sekä yläpohjaan kohdistuvaa tuulikuormaa.



Kuva 30. Laskentaesimerkin hallirakennukseen kohdistuvat kuormat (Marttila 2024)

9.2 Jännitettyjen betonielementtien alustava mitoitus

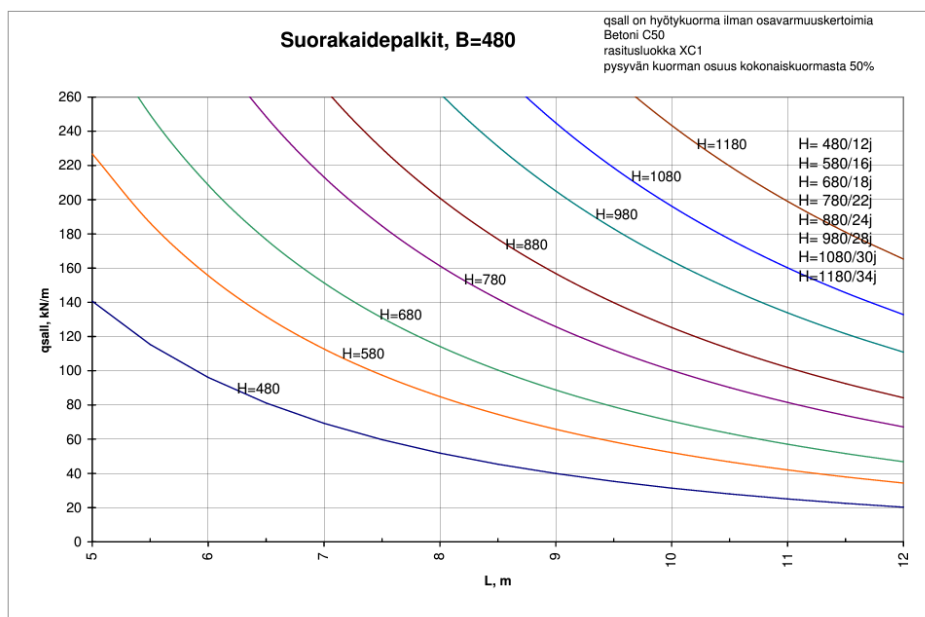
9.2.1 jännebetonipalkit

Kun saman suurusluokan taivutusmomentin omaavia samankokoisia palkkeja on yli 50 jm, on taloudellisesti järkevää käyttää jännebetonipalkkeja. Jännebetonipalkeilla on omat kuormitusalueensa ja kun palkille tuleva kuormitus ja palkin jänneväli on tällä kuormitusalueella, on perusteltua käyttää jännebetonipalkkia (Betoniteollisuus ry 2023.)

Jännevälien ollessa kohtuullisia, on suorakaidepalkki yleensä ratkaisuna edullisin. Leukapalkkia käytetään tilanteissa, jossa laataston alle tarvitaan tilaa (Betoniteollisuus ry 2023). Tästä syystä myös tässä opinnäytetyössä tarkasteltavassa hallirakennuksessa on keskilinjalla leukapalkki suorakaidepalkin sijaan.

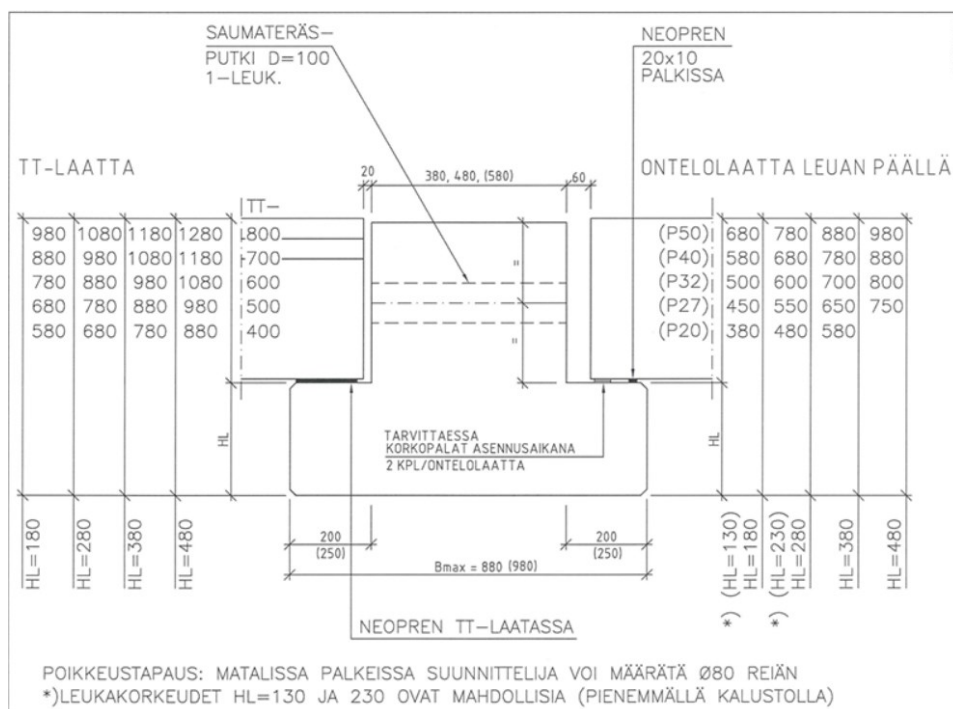
Jännitetyn suorakaidepalkin mittojen valitsimisessa voidaan hyödyntää kantokykykäyriä, joissa palkkien kantokyky on esitetty sallittuna hyötykuormana. Kantokäyrissä betonin lujuusluokkana on käytetty C50/60 ja rasisluokkana XC1. Käyrästä ei ole otettu huomioon erikoistapauksia ja tästä syystä ne ovat vain ohjeellisia.

Kuvassa 31 on esitettyä 480mm leveän jännitetyn suorakaidepalkin kantokäyrä. Kantokäyrät on laadittu myös leveyksille 380mm ja 580mm.



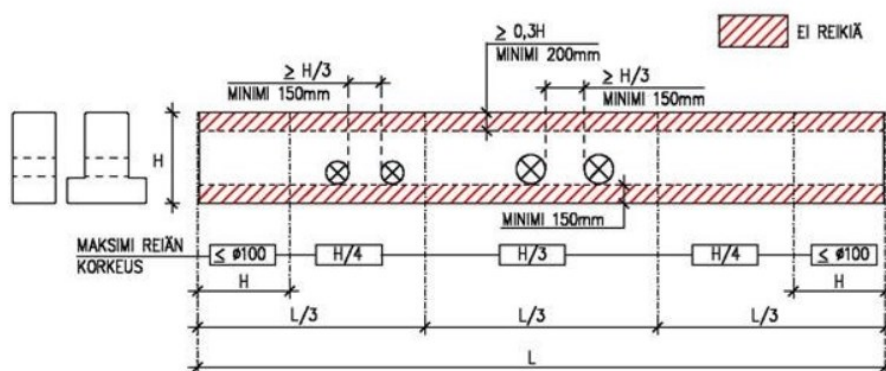
Kuva 31. Jännitetyn suorakaidepalkin kantokäyrästä, kun B=480 (Betoniteollisuus ry 2023)

Leukapalkin päämittoja valittaessa voidaan hyödyntää samoja taulukoita kuin jännitetuille suorakaidepalkkeille. Uuman korkeus tulee kuitenkin valita sen mukaan, mikä laattatyyppi leukapalkkiin tukeutuu. (Betoniteollisuus ry 2023.) Kuvassa 32 on esitettyä leukapalkin suositusmitat erikokoisille TT- ja ontelolaatoille Parman mukaan.



Kuva 32. Leukapalkin mittasuositus Parman mukaan (Betoniteollisuus ry 2023)

Palkkien esimitoituksessa on oleellista ottaa huomioon myös mahdollisten reikien sijainnit palkkielementissä. Ensimmäiseksi tulisi käyttää vain pyöreitä reikiä. Jos palkkielementin pää on lovettu, ei reikiä saa tehdä alle metrin matkalle palkkielementin päästä. (Betoniteollisuus ry 2023.) Kuvassa 33 on tarkemmin esitettyä sallitut reikien paikat suorakaidepalkkielementeissä.



Kuva 33. Reikien sijoitus suorakaide- ja leukapalkkeihin (Betoniteollisuus ry 2023).

9.2.2 TT-laatat

TT-laattoja käytetään yleensä teollisuus- ja varistorakennusten yläpohjissa, koska niillä päästään pitkiin jänneväleihin ja niillä voidaan mahdollistaa paljon vapaata tilaa sisätiloihin. TT-laattojen mitat voivat vaihdella eri valmistajien välillä, koska niitä valmistetaan erityyppisiä. Yleensä tulee pyrkiä vakiomitoituksen mukaisiin kokoihin, mutta esimerkiksi palomitoitus voi vaatia vakiomitoista poikkeavaa kokoa. Alustavassa mitoituksessa valitaan elementtityyppi, suunnitellaan liitosten yksityiskohdat sekä laaditaan elementtikaaviot sekä elementtikohtaiset mittapiirustukset. Varsinaisen kantavan raudoitussuunnittelun toteuttaa valmistajan tuoteosasuunnittelija. TT-laattojen maksimijänneväli on 33 metriä ja ne voidaan suunnitella paloluokkaan R30-R120. (Betoniteollisuus ry 2023.)

TT-laatan poikkileikkauksen alustava valinta tapahtuu laatan kantokyvyn ja palo-ominaisuuksien perusteella. Alustavassa mitoituksessa ei kannata valita minimiprofiilista korkeutta, koska tällöin tarvitaan enemmän jänneterästä ja sitä kautta myös alkukäyritymä kasvaa. Tämä ei välttämättä ole taloudellisesti järkevää. Laattojen pituussuuntaisen välin tulisi olla 10mm ja yli 20 metristen laattojen ollessa kyseessä sen tulisi olla 15mm. Kannen paksuus on yleensä 50mm. (Betoniteollisuus ry 2023.)

TT-laattojen alustavaan mitoitukseen on olemassa samankaltaisia kantokäyriä kuin on myös jännitetyille betonipalkeille. Eri valmistajilla on omissa materiaaleissaan esitettyinä kyseiset kantokäyrät. Ohjeellisesti palonkesto aika vaatii ripaleveydeksi 120mm, kun kyseessä on palonkesto aika R60. Kun kyseessä on R90, on ripaleveys 180mm ja kun R120, on ripaleveys 240mm. (Betoniteollisuus ry 2023.)

TT-laatat voidaan jakaa vielä kahteen eri alaluokkaan, TEK- ja STT-laattoihin. TEK-laattojen kantavuudet verrattuna tavallisiin TT-laattoihin on parempia, koska ne ovat kevennettyjä laattoja. TEK-laattojen maksimijänneväli on 24 metriä ja ne voidaan suunnitella paloluokkaan R30-R60. Myös STT-laatta eli superTT-laatta on normaalia TT-laattaa tehokkaampi kantokyvyiltään. STT-laatan maksimijännevälinä voidaan pitää noin 25 metriä. Laattaa valmistetaan R30 ja R60 paloluokkien mukaisesti. (Betoniteollisuus ry 2023.)

TT-laatoillekin on määrätty rei'itysohjeet, kuten palkeillekin. Laattaosaan reikiä saa tehdä vain ripa- viisteen ulkopuolelle. Laattaosan reikien olisi suositeltavaa olla suorakaiteen muotoisia ja niiden vakio- koot ovat 600x500, 1000x100 ja 1000x2400mm². Koska rei'itetyn ja viereisen laatan välillä voi

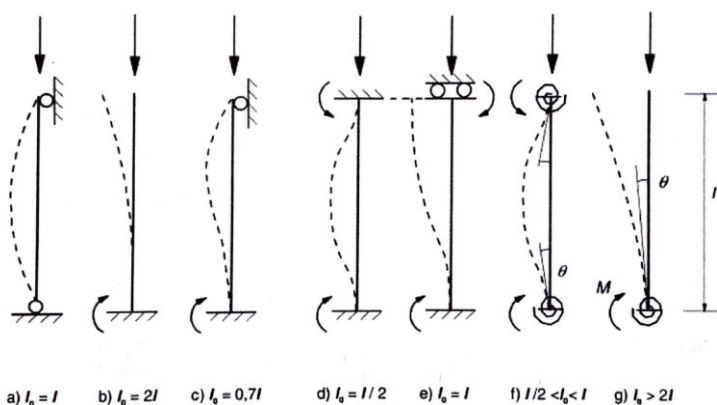
esiintyä porrastusta johtuen valmistus- ja rakennustoleransseista, ei reikiä tulisi suunnitella laattaelementin reunaan. Esimerkiksi kattoikkunoiden reikävaraukset tulisi sijoittaa laattojen ripojen väliin, jossa reiän maksimipituus on 2400mm. (Betoniteollisuus ry 2023.)

Kun reiän pituus on enintään 500mm, tulee reiän ja laatan pään väliin jäädä ehjää laattaa vähintään 600mm. Ehjää osaa tulee jäädä vähintään 2000mm, kun reiän pituus on yli 500mm. Ripojen välissä olevien reikien yhteenlaskettu pituus ei saa olla yli kolmasosaa laatan pituudesta. Halkaisijaltaan alle 300mm reiät suositellaan työmaalla tehtäviksi. TT-laatan ripoihin ei suositella tehtäväksi reikiä. Jos reikiä kuitenkin täytyy ripoihin tehdä, tulee ne suunnitella niin, että ne ovat muodoltaan pyöreitä ja sijaitsevat punosten yläpuolella. Rivin päästä metrin matkalle ei saisi sijoittaa mitään muita reikiä kuin tilanteen vaatiessa ripakiinnitysreikä. (Betoniteollisuus ry 2023.)

TT-laatat otetaan yleensä kiinni kannen reunoista toisiinsa laataston levyjäykistyksen toteutumiseksi. Kyseiset reunatartunnat vaikuttavat kuitenkin myös TT-laattojen rivojen leikkausraudoitukseen: jos voima v_{Ed} (leikkausvoima pintayksikköä kohden) on suurempi kuin reunatartuntojen kapasiteetti, tulee TT-laattojen rivat mitoittaa koko jänteen matkalta leikkausraudoitukselle. (Betoniteollisuus ry 2023.)

9.3 Mastopilarin mitoitus

Pilarin pituus sekä sen päiden liitokset vaikuttavat pilarin hoikkuuteen. Kuvassa 34 on esitettyä erilaisia pilarin nurjahdusmuotoja ja näitä vastaavia nurjahduspituuksia. Taulukossa 26 on esitettyä nurjahduskertoimien teoreettiset sekä mitoituksessa käytettävät suositellut minimiarvot (taulukossa mainittu kuva 14/7 vastaa tässä opinnäytetyössä kuvaa 34). Tapaus b kuvaa mastopilaria.



Kuva 34. Erilaisten sauvojen nurjahduspituuksia ja -muotoja (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 119)

Taulukko 26. Teoreettiset ja suunnittelussa käytettävät suositellut nurjahduspituuskertoimen k_0 minimiarvot eri nurjahdusmuodoille (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 120). Taulukossa mainitulla kuvalla 14/7 tarkoitetaan opinnäytetyön kuvaa 34.

Nurjahdusmuoto (kuva 14/7)	a	b	c	d	e
Teoreettinen	1,0	2,0	0,7	0,5	1,0
Suosittelava minimi	1,0	2,18	0,77	0,59	1,23

Pilarin nurjahduspituus saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 120)

$$L_0 = k_0 L \quad (54)$$

missä

k_0 on nurjahduspituuskerroin

L on pilarin pituus

Suorakaidepoikkileikkaukselle hoikkuusluku saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 122)

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \quad (55)$$

missä

L_0 on pilarin nurjahduspituus

I on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

A on poikkileikkauksen pinta-ala

Laskennassa huomioidaan epäedulliset vaikutukset, jotka syntyvät kuorman sijainnista ja mittapoikkeamista. Vinoudesta johtuva lisäepäkeskisyyttä erilliselle pilarille saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 130)

$$e_i = \left(\frac{\left(\frac{2}{\sqrt{L}} \right) \cdot \alpha_m}{200} \right) \cdot \frac{L_0}{2} \quad (56)$$

missä

L on pilarin pituus

α_m on kerroin, joka on riippuvainen rakenneosien määrästä (erillispilarille 1)

L_0 on pilarin nurjahduspituus

Edellä mainitut vaikutukset voidaan huomioida myös lisävaakavoimana.

Kun poikkileikkaus raudoitetaan symmetrisesti, vähimmäisepäkeskisyyttä saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 130)

$$e_0 = \max\left(\frac{h}{30}, 20\text{mm}\right) \quad (57)$$

missä

h on momentin rasisuunnan mukainen pilarin sivumitta

Hoikkaan pilariin kohdistuu taipuman ja normaalivoiman aiheuttama lisävääntömomentti (niin sanottu 2. kertaluvun momentti), joka pitää huomioida mitoituksessa. Pilari määritetään hoikaksi silloin, kun sen hoikkuusluku on suurempi kuin hoikkuuden raja-arvo λ_{lim} . Hoikkuuden likimääräinen raja-arvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 123)

$$\lambda_{lim} \approx \frac{10}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_{cd}f_{cd}}}} \quad (58)$$

missä

N_{Ed} on rasittavan pystykuorman mitoitusarvo

A_{cd} on pilarin poikkileikkauksen pinta-ala

f_{cd} on betonin mitoituslujuus

2. kertaluvun aiheuttaman lisämomentin vaikutus voidaan huomioida kahdella eri menetelmällä: nimellisjäykkyyden menetelmällä tai nimellisen kaarevuuden menetelmällä (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 124). Tässä opinnäytetyössä käytetään näistä jälkimmäistä, eli nimellisen kaarevuuden menetelmää. Kyseistä menetelmää voidaan käyttää vain pilareille, joiden poikkileikkaus on symmetrinen ja se on raudoitettu symmetrisesti (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 126).

Likiarvo tasapainomurtoa vastaavalle kaarevuudelle saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 127)

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} \quad (59)$$

missä

ε_{yd} on raudoituksen myötövenymä

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Korjauskertoimen K_r arvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 127)

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1,0 \quad (60)$$

missä

n on suhteellinen normaalivoima

n_u on maksimiarvo suhteelliselle puristuskestävyydelle ($=1+\omega$)

n_{bal} on suhteellinen normaalivoima, joka vastaa tasopainatilaa ($=0,4$)

Viruman vaikutus kaarevuuteen huomioidaan korjauskertoimella K_{φ} , jonka arvo saadaan kaavoista (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 127)

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200\text{MPa}} - \frac{\lambda}{150} \quad (61)$$

$$K_{\varphi} = 1 + \beta\varphi_{ef} \geq 1,0 \quad (62)$$

missä

f_{ck} on betonin ominaislujuus

λ on hoikkuusluku

φ_{ef} on virumisaste

Virumisaste φ_{ef} saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 128)

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \left(\frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \right) \quad (63)$$

missä

$\varphi(\infty, t_0)$ on loppuvirumaluku

M_{0Eqp} on käyttörajatilan pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä saatu taivutusmomentti

M_{0Ed} on taivutusmomentti murtorajatilassa

Kaarevuus saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 126)

$$\frac{1}{r} = K_r K_{\varphi} \frac{1}{r_0} \quad (64)$$

missä

K_r on korjauskertoin ($\leq 1,0$)

K_{φ} on kerroin, joka huomioi viruman vaikutuksen ($\geq 1,0$)

$1/r_0$ on tasapainomurtoa vastaavan kaarevuuden likiarvo

Pilarin suurin taipuma saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 128)

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{(L_0)^2}{c} \quad (65)$$

missä

$1/r$ on kaarevuus

L_0 on pilarin nurjahduspituus

c on kerroin, joka riippuu kokonaiskaarevuuden jakaumasta (tavallisesti $c=10$, mutta

1. kertaluvun jakautuessa tasaisesti $c \geq 8$)

2. kertaluvun aiheuttama lisämomentti saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 128)

$$M_2 = e_2 N_{Ed} \quad (66)$$

missä

N_{Ed} on mitoituskuorma

Pystykuormien aiheuttama vähimmäismomentti lasketaan vähimmäisepäkeskisyyden kautta kaavalla (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 130)

$$M_{\min} = e_0 N_{Ed} \quad (67)$$

missä

e_0 on vähimmäisepäkeskisyyys

N_{Ed} on pystykuormien mitoitusarvo

Mastopilarin alapäässä vaikuttava korjattu momentti (eli 1. kertaluvun momentti) saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 143)

$$M_{02} = e_i N_{Ed} + M_{ala} \quad (68)$$

missä

e_i on vinoudesta johtuva epäkeskisyyys

N_{Ed} on pystykuormien mitoitusarvo

M_{ala} on vaakakuormien aiheuttama mitoitusmomentti pilarin alapäässä

Mastopilarille pystykuormien aiheuttama mitoitusmomentti lasketaan kaavalla (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 132)

$$M_{Ed} = \max(M_{02} + M_2, M_{\min}) \quad (69)$$

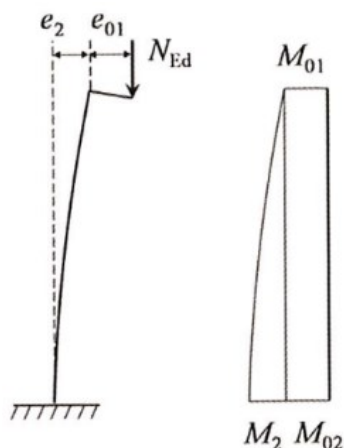
missä

M_{02} on pilarin alapäähän kohdistuva 1. kertaluvun momentti

M_2 on pilarin alapäähän kohdistuva 2. kertaluvun momentti

M_{\min} on pilariin kohdistuva vähimmäismomentti

Kuvassa 35 on esitettyä pystykuormista muodostuvan normaalivoiman aiheuttamat mastopilariin kohdistuvat 1. ja 2. kertaluvun momentit.



Kuva 35. Mastopilarin 1. ja 2. kertaluku (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 132)

Poikkileikkauksen raudoituksen laskennassa voidaan hyödyntää taulukoita, joiden avulla saadaan selvitettyä raudoitussuhde ω . Käytettävä taulukko valitaan keskiöetäisyyden d' ja pilarin sivumitan h (tarkasteltavaa suuntaa vastaava pilarin sivumitta) keskinäisen suhteen mukaan. Taulukossa pysty-akselilla on suhteellinen normaalivoima ja vaaka-akselilla suhteellinen taivutusmomentti.

Keskiöetäisyys d' saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 141)

$$d' = c_{\text{nom}} + 1,1 \cdot \varnothing_t + \frac{1,1\varnothing_L}{2} \quad (70)$$

missä

c_{nom} on betonipeite

\varnothing_t on hakaraidoituksen paksuus

\varnothing_L on pääraudoituksen paksuus

Suhteellinen normaalivoima n ja suhteellinen taivutusmomentti μ saadaan kaavoista (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 144)

$$n = \frac{N_{\text{Ed}}}{bh f_{\text{cd}}} \quad (71)$$

$$\mu = \frac{M_{\text{Ed}}}{bh^2 f_{\text{cd}}} \quad (72)$$

missä

N_{Ed} on mitoituskuorma

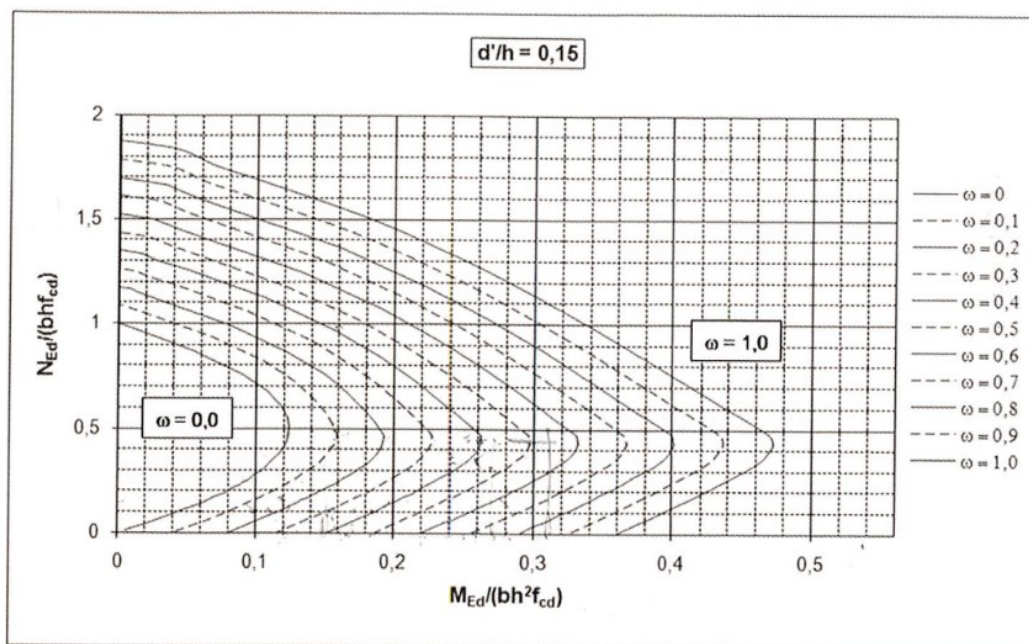
M_{Ed} on mitoitusmomentti

b on momentin rasisuuntaa kohtisuora pilarin sivumitta

h on momentin rasisuunnan mukainen pilarin sivumitta

f_{cd} on betonin mitoituslujuus

Kuvassa 36 on esitettyä raudoitussuhteen määrittäminen, kun d'/h on 0,15.



Kuva 36. Raudoitussuhteen ω määrittäminen, kun d'/h on 0,15 (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 210)

Vaadittu raudoitusala saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 144)

$$A_{s,\text{vaad}} = \omega_{\text{bh}} \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}} \quad (73)$$

missä

ω on raudoitussuhde

b on momentin rasisuuntaa kohtisuora pilarin sivumitta

h on momentin rasisuunnan mukainen pilarin sivumitta

f_{cd} on betonin mitoituslujuus

f_{yd} on raudoituksen mitoituslujuus

Pääraudoituksen kokonaismääräksi tulee valita vähintään teräsmäärä $A_{s,\text{min}}$, joka saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 135)

$$A_{s,\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,10 N_{\text{Ed}} \\ f_{\text{yd}} \\ 0,002 A_c \end{array} \right. \quad (74)$$

missä

N_{Ed} on mitoituskuorma

f_{yd} on raudoituksen mitoituslujuus

A_c on poikkileikkauksen pinta-ala

Pääraudoituksen suositusenimmäismäärä saadaan kaavoista (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 135)

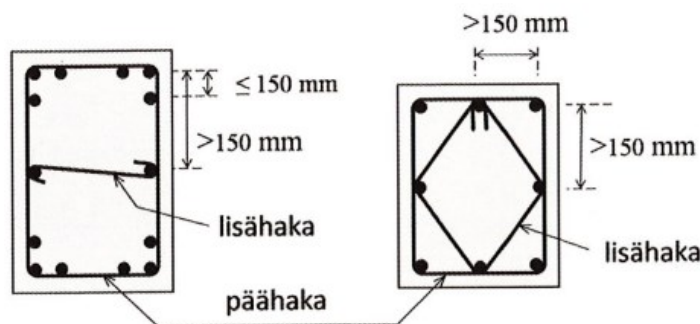
$$A_{s,max} = 0,04A_c \leq 0,06A_c \quad (\text{jatkosten ulkopuolella}) \quad (75)$$

$$A_{s,max} = 0,08A_c \leq 0,12A_c \quad (\text{limijatkosten alueella}) \quad (76)$$

missä

A_c on poikkileikkauksen pinta-ala

Hakaraudoituksella pyritään estämään päätankojen nurjahtaminen murtorajatilassa. Tämän lisäksi haat ottavat vastaan pilarissa esiintyviä halkaisuvoimia. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 136.) Kuvassa 37 on esitettynä periaate pääterästen sidonnasta hakaraudoituksella.



Kuva 37. Pääterästen sidonta pää- ja lisähaoilla (Suomen betoniyhdistys ry 2014, 136)

Pää- ja lisähakojen vähimmäishalkaisija saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 137)

$$\phi_{t,min} = \max(6\text{mm}, 0,25\phi_L) \quad (77)$$

missä

ϕ_L on paksuimman päätangon halkaisija (jos päätangot ovat nipussa, käytetään halkaisijana nipun ekvivalenttia halkaisijaa)

Hakaraudoituksen enimmäisjakoväli saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys 2014, 137)

$$S_{cL,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15\phi_L \\ 400 \text{ mm} \\ \text{pilarin pienin sivumitta} \end{array} \right. \quad (78)$$

missä

ϕ_L on ohuimman päätangon halkaisija (jos pääteräkset ovat nipussa, ϕ_L tarkoittaa yksittäisen tangon halkaisijaa)

Suomen Betoniyhdistys ry (2014, 137) toteaa, että pilarien ylä- ja alapäähän sijoitetaan tihennetyt haat pilarin pidemmän sivumitan matkalle, jotta pilarin päihin kohdistuvat halkaisuvoimat saadaan hoidettua ilman pilarin vaurioitumista. Mastopilari-elementeissä kuitenkin käytetään pilarikenkiä, joille pilarikenkävalmistajat määräävät lisähakaraudoitusta pilarin alapäähän käytettävän pilarikenkätyypin mukaisesti.

Pilari-elementin yläpäähän kohdistuu puristusjännitystä, joka aiheuttaa pilarin yläpäähän vaakasuuntaista halkaisuvoimaa. Kyseiset halkaisuvoimat otetaan huomioon raudoitusta lisäämällä. Kuvassa 35

on esitettyinä paikallisen puristuksen mitoitusalueiden jakautuminen. Halkaisuvoima F_{tu} saadaan kaavoista (RIL 202-2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje 2011, 47)

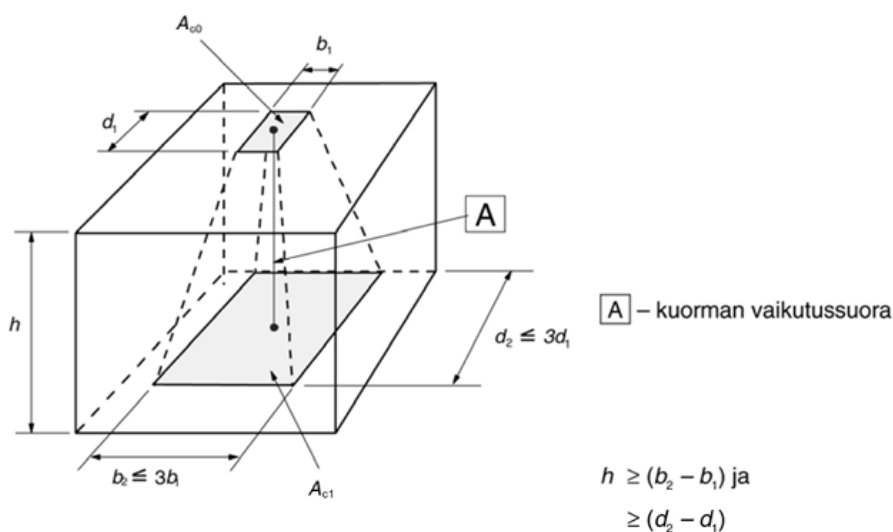
$$F_{tu,b-suunta} = 0,25F_d \left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right) \quad (79)$$

$$F_{tu,d-suunta} = 0,25F_d \left(1 - \frac{d_1}{d_2}\right) \quad (80)$$

missä

F_d on puristusta aiheuttavan pystykuorman mitoitusarvo

b_1 , b_2 sekä d_1 ja d_2 on määritelty kuvassa 38.



Kuva 38. Mitoitusalueiden jakautuminen paikallisessa puristuksessa (SFS-EN 1992-1-1, 2015, 111)

Runko-Bes on teollisuus-, liike- ja julkisia rakennuksia varten laadittu avoin betonielementtijärjestelmä (Runko-Bes. Julkaisu 1 – yleistä, 3). Sen julkaisussa 8 (teräsbetonipilarit) on myös käsitelty pilarin yläpään halkaisuraudoituksen määrittämistä.

Kun pilarin päähän tukeutuu vain yksi palkki, saadaan halkaisuvoima F_t ratkaistua kaavoista (Runko-Bes. Julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 159)

$$F_{t1} = 0,25 \cdot F_d \cdot \left(1 - \frac{30 + 2 \cdot t}{b_2}\right) \quad (81)$$

$$F_{t2} = 0,25 \cdot F_d \cdot \left(1 - \frac{\frac{b_3}{3} + 100}{b_3}\right) \quad (82)$$

missä

F_{t1} on halkaisuvoima palkin pituussuunnassa

F_{t2} on halkaisuvoima palkin poikkisuunnassa

F_d on kuormittavan voiman mitoitusarvo

b_2 ja b_3 on jakaantumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

t on tasaavan neopreenilevyn paksuus (max. 8mm)

Kun pilarin päähän tukeutuu kaksi palkkia ja $F_{d1} > F_{d2}$, saadaan halkaisuvoima F_t ratkaistua kaavoista (Runko-Bes. Julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 159)

$$F_{t1} = 0,25 \cdot F_{d1} \cdot \left(1 - \frac{30 + 2 \cdot t}{b_2/2}\right) \quad (83)$$

$$F_{t2} = 0,25 \cdot f_{d1} \cdot \left(1 - \frac{b_3/3 + 100}{b_3}\right) \quad (84)$$

missä

F_{t1} on halkaisuvoima palkin pituussuunnassa

F_{t2} on halkaisuvoima palkin poikkisuunnassa

F_{d1} on suurempi kuormittavan voiman mitoitusarvoista

b_2 ja b_3 on jakaantumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

t on tasaavan neopreenilevyn paksuus (max. 8mm)

Pilarin yläpäähän kohdistuu raudoitusta vaativaa voimaa myös pakkovoimista. Kun pilarin yläpäähän tukeutuu vain yksi palkki, vaakavoiman H_d arvo saadaan kaavasta (Runko-Bes. Julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 159)

$$H_d = 0,2 \cdot F_d \quad (85)$$

missä

F_d on kuormittavan voiman ominaisarvo

Kun pilarin yläpäähän tukeutuu kaksi palkkia, vaakavoiman H_d arvo saadaan kaavasta (Runko-Bes. Julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 159)

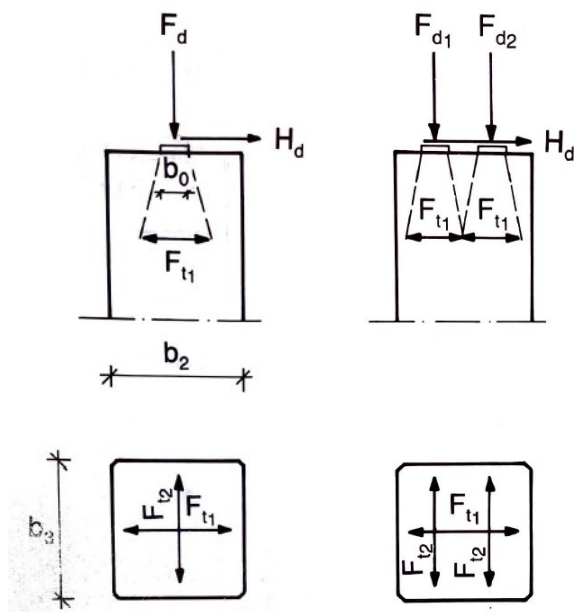
$$H_d = 0,2 \cdot (F_{d1} + F_{d2}) \quad (86)$$

missä

F_{d1} ja F_{d2} on kuormittavien voimien ominaisarvoja

Halkaisuvoimia laskettaessa F_d :llä tarkoitetaan kuormittavan voiman mitoitusarvoa, mutta vaakavoimaa H_d laskiessa sillä tarkoitetaan kuormittavan voiman ominaisarvoa (Runko-Bes. Julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 135).

Kuvassa 39 on esitettyä halkaisuvoima F_t ja vaakavoima H_d , kun pilarin yläpäähän kohdistuu yhden tai kahden palkin aiheuttama tukireaktio.



Kuva 39. Halkaisu- ja vaakavoima pilarin yläpäässä (Runko-Bes. Julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 159)

Yleisesti voidaan ajatella, ettei betonin halkaisukapasiteetti ylitä, jos (Runko-Bes. Julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 158)

$$\frac{1,2 \cdot F_d}{A_{co}} \leq f_{cd} \quad (87)$$

missä

F_d on kuormittavan voiman mitoitusarvo

A_{co} on toimivan tukipinnan ala

f_{cd} on betonin mitoituslujuus

Halkaisuvoimat voidaan hoitaa hakaraidoituksella. Vaadittu rauditusala saadaan kaavasta

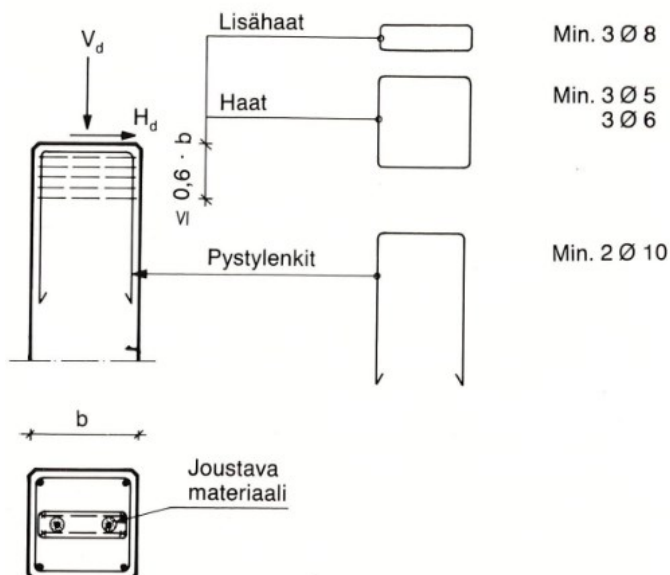
$$A_{s,vaad} = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (88)$$

missä

F_t on halkaisuvoima

f_{yd} on raudituksen mitoituslujuus

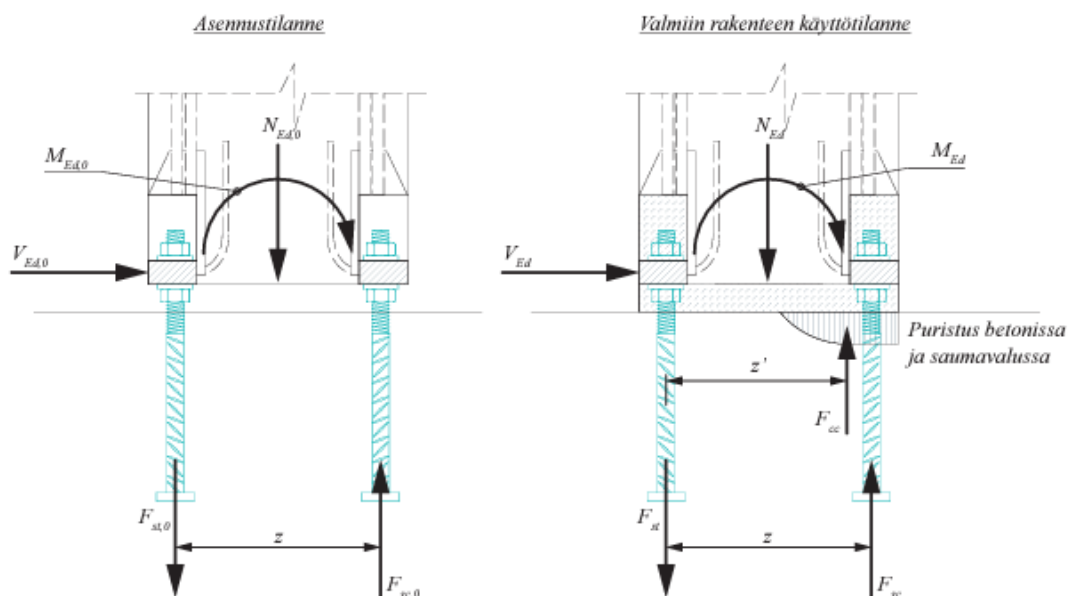
Vaakavoima H_d voidaan puolestaan huomioida lisäämällä pilarin yläpään lenkkiraidoituksia. Kuvassa 40 on esitettyä hakojen ja lenkkien sijoittaminen pilarin yläpään.



Kuva 40. Periaate pilarin yläpään raudoittamiseksi (Runko-Bes. Julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 160)

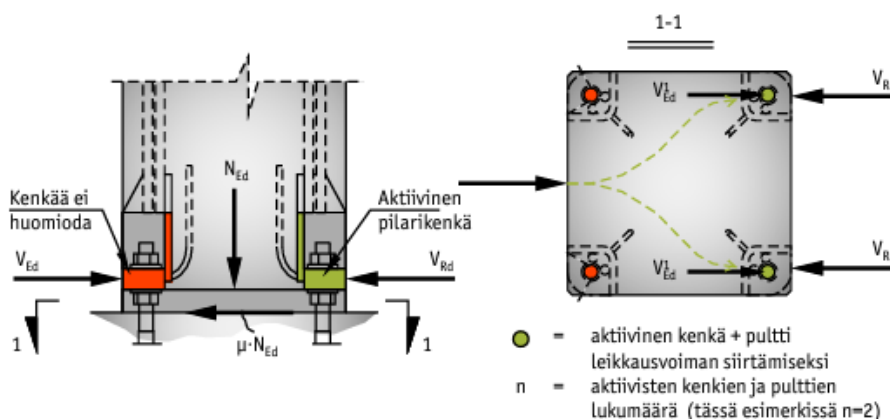
9.4 Pilarin ja anturan välinen pulttiliitos

Kun pilarin ja anturan välinen liitos toteutetaan pulttiliitoksella, tulee mitoituksessa huomioida niin asennus- kuin rakennuksen käyttövaihe. Asennusvaiheessa pilarikenkien varauskoloja ei ole valettu vielä umpeen, eikä juotosvalua ole tehty. Tässä vaiheessa pultteja rasittaa vain tuulikuorma sekä pilarin omapaino. Käyttövaiheessa edellä mainitut valut on tehty, jonka jälkeen liitos toimii samalla tavalla kuin teräsbetonirakenne. (Peikko Finland 2016, 6.) Kuvassa 41 on esitettyä liitoksen rasitukset asennus- ja käyttövaiheessa.



Kuva 41. Pulttiliitoksessa (pilarin liitos) esiintyvät rasitukset asennus- ja käyttövaiheessa (Peikko Finland 2019, 7)

Kaikki peruspultit eivät osallistu leikkausvoiman vastustamiseen. Kuvassa 42 on esimerkki, jossa leikkausvoimaan nähden takasivulla sijaitsevat peruspultit osallistuvat, mutta etualalla olevat peruspultit eivät.



Kuva 42. Pultiliitoksen toiminta leikkausvoimien siirrossa (Peikko Finland 2016, 11)

Leikkausvoiman mitoitusarvo yksittäiselle leikkausrasitusta vastustavalle pultille saadaan kaavasta (Peikko Finland 2016, 11)

$$V'_{Ed} = \frac{V_{Ed} - \mu \cdot N_{Ed}}{n} \quad (89)$$

missä

V_{Ed} on leikkausvoima, joka rasittaa liitosta vaakasuunnassa

N_{Ed} on normaalivoiman mitoitusarvo, joka rasittaa liitosta pystysuunnassa

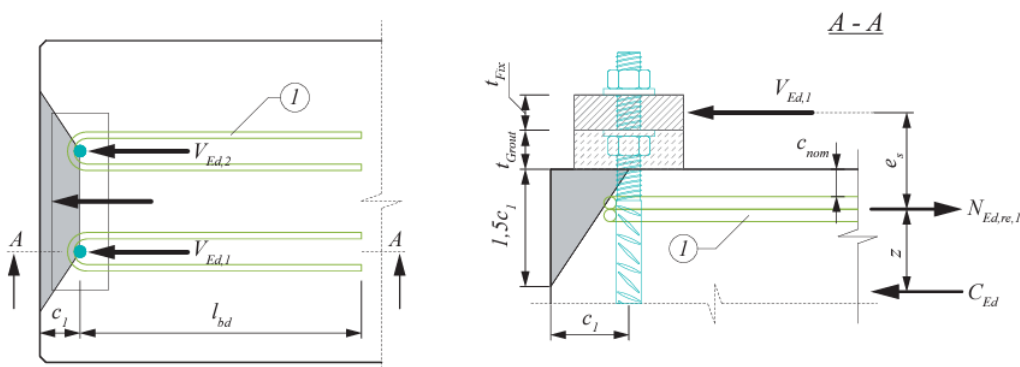
μ on kitkakerroin, joka vaikuttaa pilarikengän pohjalevyn ja juotosvalun välillä

(=0,20). Jos liitokseen kohdistuu vetovoimaa, ei kitkaa saa hyödyntää laskennassa.

n on leikkausrasitusta vastustavien yksittäisten peruspulttien lukumäärä

Peruspultin leikkauskestävyyden V_{Rd} tulee olla yhtä suuri tai suurempi kuin leikkausrasituksen V'_{Ed} arvo. Eri peruspulttitoimittajilla on valmiita taulukoita, joiden avulla voidaan valita riittävän leikkauskestävyyden omaava peruspultti.

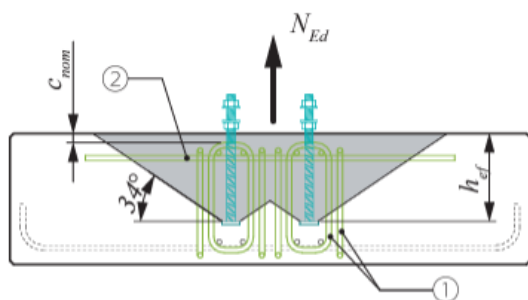
Leikkausrasitus saattaa vaatia leikkausraudoituksen lisäämistä peruspulteille. Eri toimittajilla on leikkausraudoituksen määrittämiseen ohjeita, joita ei tässä opinnäytetyössä käydä tarkemmin läpi. Kyseinen leikkausraudoitus voidaan toteuttaa esimerkiksi U-lenkeillä kuvan 43 mukaisesti.



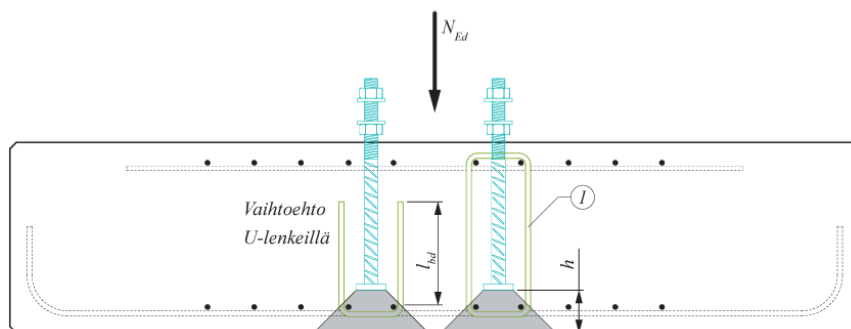
Kuva 43. Betonirakenteen reunan leikkausraudoituksen toteuttaminen U-lenkeillä (Peikko Finland 2019, 23)

Käyttötilanteessa sekä peruspultti että liitoksen betoni ottavat vastaan puristusrasitusta. Vetorasitus hoidetaan peruspultilla. Mitä suurempi on peruspulttien etäisyys toisistaan rasitetussa suunnassa, sitä pienempiä ovat veto- ja puristusrasitukset, vääntömomentin pysyessä samansuuruisena.

Sekä veto- että puristusrasitettu peruspultti pyrkivät lävistämään anturan, jos betonianturan lävistyskestävyys ei ole riittävä. Vetorasitettu peruspultti pyrkii muodostamaan murtokartion kohti anturan yläpintaa, kun taas puristusrasitettu peruspultti pyrkii tekemään tämän kohti anturan alapintaa. Eri toimittajilla on valmiita ohjeita murtokartioiden muodostumisen estämiseksi (lisäraudoitus, riittävä anturan paksuus), eikä niitä käydä tässä opinnäytetyössä tämän tarkemmin läpi tässä yhteydessä. Kuvassa 44 on esitettyä vetorasitetun peruspultin aiheuttaman murtokartion muodostuminen ja kuvassa 45 sama puristusrasitetun peruspultin osalta.

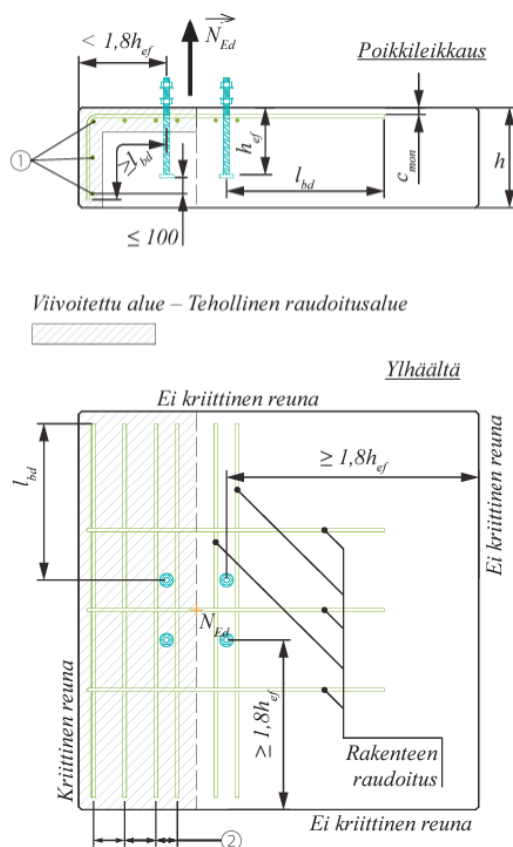


Kuva 44. Vetorasitetun peruspultin muodostama murtokartio betonissa (Peikko Finland 2019, 20)



Kuva 45. Puristusrasitetun peruspultin muodostama murtokartio betonissa (Peikko Finland 2019, 24)

Anturassa tulee tarkastella myös betonin halkeamismurtokestävyys. Jos halkeamismurtokestävyys ei ole riittävä, tulee anturan ylä- ja sivupintaan asentaa lisäraudoitusta (Peikko Finland 2019, 21.) Eri toimittajilla on raudoitusmäärän valintaan omia taulukoitaan, joita ei käydä tässä opinnäytetyössä tarkemmin läpi. Kuvassa 46 on esitettyä raudoitusesimerkki halkeamismurto-tilanteelle, jossa yksi rakenteen reuna on kriittinen.



Kuva 46. Esimerkki halkaisuraudoituksen sijoittamisesta tilanteessa, jossa yksi rakenteen reuna on kriittinen (Peikko Finland 2019, 21)

9.5 Pilarianturan mitoitus

9.5.1 Kaatuminen ja liukumiskestävyys

Eurokoodin mukaisesti maapohjaa mitoittaessa anturaperustuksiin käytetään niin sanottua mitoitus-tapaa 2, joka voidaan jakaa edelleen menetelmiin DA2 ja DA2*. Näiden menetelmien ero on siinä, että menetelmässä DA2 kuormien ominaisarvot kerrotaan osavarmuusluvuilla heti laskennan alussa, kun taas menetelmässä DA2* se tehdään vasta laskennan lopussa, kun tarkastetaan murtorajatila-ehtoa. Tämä tarkoittaa sitä, että varmuus ei kohdennu perustuksen momenttikuormitukseen, vaan perustuksen alapintaan tulevan kuorman vaikutukseen. Menetelmässä DA2* kaikki pysyvät kuormat käsitellään epäedullisina kuormina. (RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu 2017, 55, 110.)

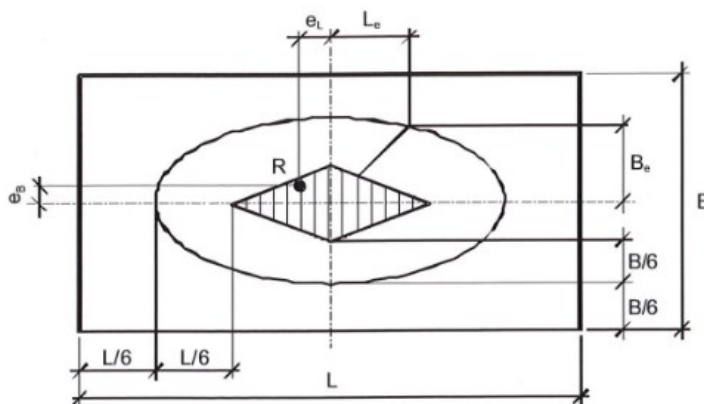
Kun ei tehdä erityisiä varotoimenpiteitä, pysyvien ja muuttuvien ominaiskuormien epäedullisinta yh-distelmää käyttäen mitoitusmenetelmässä DA2* epäkeskisyyden maksimiarvo saadaan kaavasta (RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu 2017, 110)

$$e_{\max} < \frac{1}{3} \cdot L \quad (90)$$

missä

L on anturan sivun pituus tarkasteltavassa suunnassa

Tällöin pystykuorman resultantti sijaitsee kuvassa 47 esitetyn ellipsin alueella. Pysyvien kuormien resultantin ollessa kuvassa 47 esitettyllä viivoitetulla sydänalueella, on koko anturan alapinta puristuksella. (RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu 2017, 110.) Tämä alue saavutetaan, kun epäkeskisyys on pienempi tai yhtä suuri kuin anturan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa jaettuna kuudella.



Kuva 47. Ellipsin ja sydänalueen määrittäminen (RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu 2017, 110)

Tässä opinnäytetyössä keskitytään kuitenkin rakennetekniseen mitoitukseen anturan osalta, eli kantokestävyyden tarkastelu, painumat sekä muut geotekniset tarkastelut rajataan tämän opinnäytetyön ulkopuolelle.

Kaatumistarkastelu tehdään EQU-rajatilatarkasteluna, jolloin

- epäedulliset pysyvät ominaiskuormat kerrotaan kertoimella 1,1 ($\gamma_G=1,1$)
- edulliset pysyvät ominaiskuormat kerrotaan kertoimella 0,9 ($\gamma_G=0,9$)
- epäedulliset muuttuvat ominaiskuormat kerrotaan kertoimella 1,5 ($\gamma_Q = 1,5$) ja
- edullisia muuttuvia ominaiskuormia ei hyödynnetä ollenkaan, eli niiden kerroin on 0 ($\gamma_Q = 0$). (RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu 2017, 205.)

Anturaan kohdistuva vääntömomentti pyrkii kaatamaan anturan tarkastelusuunnassa ja pystykuormat vastustavat tätä kaatavaa vääntöä momentilla, jonka arvo saadaan, kun pystykuorma kerrotaan sen etäisyydellä kiertokeskiöstä. Vastustavaa vääntövoimaa voivat aiheuttaa muun muassa pilariin kohdistuva normaalivoima, anturan omapaino sekä maatäyttö anturan päällä. Jos kaatumista vastustava vääntömomentti on suurempi kuin kaatumista aiheuttava vääntömomentti, antura ei kaadu.

Anturan kaatumista on käsitelty myös suomalaisessa diplomityössä. Tölli (2019, 15) toteaa, että standardissa SFS-EN 1997-1 epäkeskisyydelle ei ole asetettu maksimiarvoa EQU-rajatilatarkastelussa, mutta jotta voitaisiin olla varmoja, ettei kaatumista pääsisi tapahtumaan, tulisi epäkeskisyydelle asettaa yläraja-arvoksi kolmasosa perustuksen leveydestä.

Vääntömomentti aiheuttaa anturan ja maa-aineksen välille liukumurtumariskin, jolloin tulee tarkastaa anturan liukumiskestävyys. Liukumiskestävyystarkastelussa seuraavan yhtälön tulee olla voimassa: (RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu 2017, 108)

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (91)$$

missä

H_d on perustustason suunnassa vaikuttavan vaakasuoran kuorman tai kokonaiskuorman komponentin mitoitusarvo

R_d on kestävyuden mitoitusarvo (geotekninen suunnittelu)

$R_{p;d}$ on maanpaineen aiheuttaman vastustavan voiman mitoitusarvo, joka kohdistuu anturan sivuun

Suomessa muuttujan $R_{p;d}$ vaikutus jätetään usein huomioimatta, koska sen edullista vaikutusta ei voida hyödyntää, jos eroosio tai ihmisten toiminta aiheuttavat maa-aineksen häviämisen perustuksen edestä (RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu 2017, 108).

Leikkauskestävyyden mitoitusarvoon R_d vaikuttaa se, onko kyseessä avoimet vai suljetut olosuhteet. Avoimilla olosuhteilla tarkoitetaan kitkamaata (RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu 2017, 200). Kitkamaalajeja ovat esimerkiksi sora ja hiekka sekä muut karkeat maalajit. Avoimissa olosuhteissa leikkauskestävyyden arvo saadaan kaavasta (RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu 2017, 109)

$$R_d = \frac{(V'_d \tan \delta_k)}{\gamma_{R;h}} \quad (92)$$

missä

V'_d on pysyvien pystykuormien ominaisarvo kerrottuna kertoimella 0,9

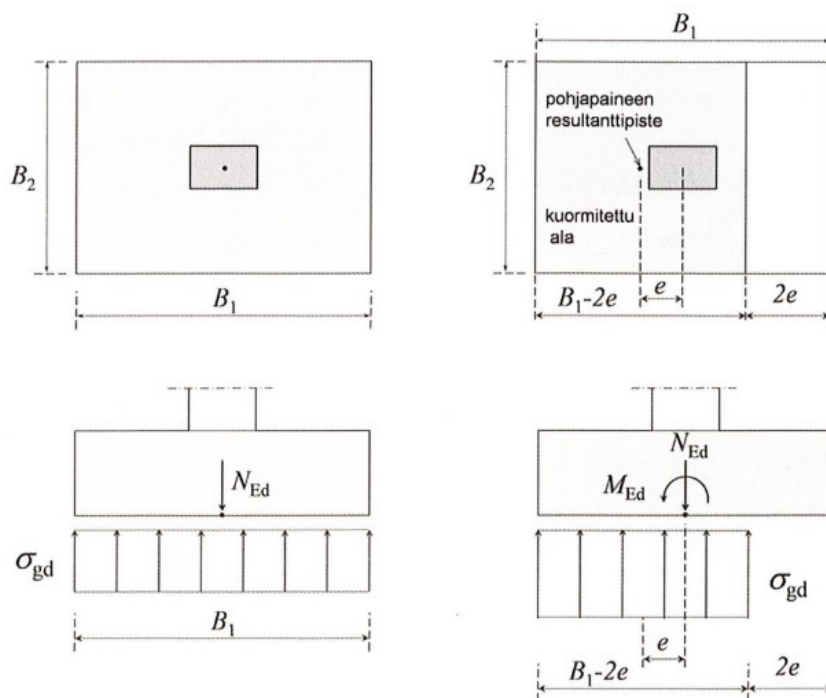
$$(V'_d = \gamma_{Gkj,inf} \cdot G_k)$$

δ_k on kitkakulma asteissa (paikallavalubetoniperustoilla arvoksi voidaan olettaa tehokkaan leikkauskestävyysskulman kriittisen tilan mitoitusarvo $\varphi'_{cv;d}$ ja sileille elementtiperustoille $2/3 \cdot \varphi'_{cv;d}$)

$\gamma_{R;h}$ on liukumiskestävyuden osavarmuusluku tukirakenteelle

9.5.2 Taivutusmitoitus

Epäkeskisyys huomioidaan pienentämällä anturan kuormitettua alaa epäkeskisyyden suuruuden mukaan. Antura mitoitetaan siis tässä tapauksessa pystykuorman mukaisesti pohjapaineelle, mutta kun epäkeskisyttä esiintyy, lisätään anturan sivumittaan vielä epäkeskisyyden vaikutus. Kuvassa 48 on esitettyä periaate kuormitetun alan määrittämiseen, kun epäkeskisyttä ei esiinny lainkaan tai kun sitä esiintyy yhdessä suunnassa. Kuvassa 48 esitetty pohjapainejakauma pätee murtorajatilassa.



Kuva 48. Kuormitusalan määrittäminen, kun epäkeskisyyttä ei esiinny lainkaan tai kun sitä esiintyy yhdessä suunnassa (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 181)

Epäkeskisyydellä otetaan huomioon vaakakuormien vääntävä vaikutus. Epäkeskisyyden e arvo saadaan tällöin kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 181)

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (93)$$

missä

M_{Ed} on anturan alapinnassa vaikuttavan vääntömomentin mitoitusarvo

N_{Ed} on pystykuormien mitoitusarvo

Mitoituspohjapaineen arvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 198)

$$\sigma_{gd} = \frac{V_{Ed}}{A_T} \quad (94)$$

missä

V_{Ed} on pystykuormien mitoitusarvo

A_T on anturan kuormitettu tehollinen pinta-ala (anturan tehollisten leveyksien tulo)

Taivutusmomentti, jolle antura mitoitetaan, saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 193)

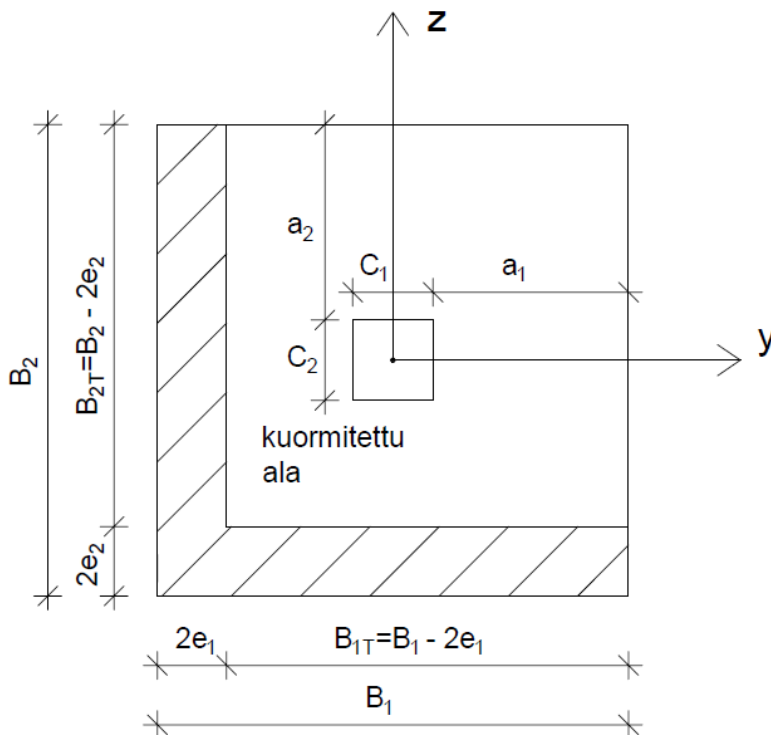
$$M_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{gd} \cdot a^2 \cdot B \quad (95)$$

missä

σ_{gd} on mitoituspohjapaine

a on etäisyys pilarin reunasta anturan reunaan tarkastelusuunnassa, eli y-suunnassa a_1 ja z-suunnassa a_2 (kuva 49)

B on anturan tarkastelusuuntaa nähden kohtisuoran sivun pituus, eli y-suunnassa B_2 ja z-suunnassa B_1 (kuva 49)



Kuva 49. Molemmissa suunnissa epäkeskisesti rasiattu pilariantura (Marttila 2024)

Antura voidaan tehdä tarkastelusuunnassa raudoittamattomana, jos (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 192)

$$h_f \geq 3,53 \cdot a \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} \quad (96)$$

missä

h_f on anturan paksuus

σ_{gd} on mitoituspohjapaine

$f_{ctd,pl}$ on raudoittamattoman betonin vetolujuus

Edellä esitetyn kaavan muuttujan $f_{ctd,pl}$ arvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 183)

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (97)$$

missä

$\alpha_{ct,pl}$ on vetolujuuden kerroin betonille (Suomessa 0,6)

$f_{ctk,0,05}$ on betonin vetolujuuden ominaisarvo

Suhteellinen momentti μ saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 198)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{B \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (98)$$

missä

M_{Ed} on taivutusmomentti tarkasteltavassa suunnassa

B on tarkastelusuuntaa nähden anturan kohtisuoran sivun mitta, eli y-suunnassa B_2 ja z-suunnassa B_1 (kuva 49)

d on tehollinen korkeus

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Edellä esitetyn kaavan suureen d arvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 51)

$$d = h - c_{nom} - \frac{1,1\emptyset}{2} \quad (99)$$

missä

h on anturan paksuus

c_{nom} on betonipeitteen arvo

\emptyset on vetoteräksen halkaisija (arvioidaan ennen laskemista)

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 52)

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (100)$$

missä

μ on suhteellinen momentti anturan tarkasteltavassa suunnassa

Vaadittu rauditusala (koko anturan leveydelle) anturan tarkastelusuunnassa saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 199)

$$A_{s,vaad} = \beta \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (101)$$

missä

β on puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

B on tarkastelusuuntaa nähden anturan kohtisuoran sivun mitta, eli y-suunnassa B_2 ja z-suunnassa B_1 (kuva 49)

d on anturan tehollinen korkeus

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

f_{yd} on raudituksen mitoitusarvo

Raudoitukselle on määrätty vähimmäismäärä, joka saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 198)

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \quad (\text{per metri}) \quad (102)$$

missä

f_{ctm} on betonin lujuusluokan mukainen vetolujuuden keskiarvo

f_{yk} on raudoituksen ominaislujuus

Betonin ominaislujuuden ollessa ≤ 50 MPa, edellisessä kaavassa mainittu suure f_{ctm} saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 38)

$$f_{ctm} = 0,30 \text{MPa} \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{2/3} \quad (103)$$

missä

f_{ck} on betonin ominaislujuus (≤ 50 MPa)

Tarkastelusuunnan taivutusraudoitusmäärä saadaan kaavasta

$$A_{s,\text{tot}} = \max \begin{cases} A_{s,\text{vaad}} \\ A_{s,\min} \end{cases} \quad (104)$$

missä

$A_{s,\text{vaad}}$ on vaadittu raudoitusmäärä tarkastelusuunnassa

$A_{s,\min}$ on vähimmäisraudoitusmäärä tarkastelusuunnassa

Seuraavaksi tulee tarkastaa taivutusraudoituksen ankkuroituminen. Toteutuva ankkurointipituus saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 190)

$$l_b = a - c_{\text{nom.v}} \quad (105)$$

missä

a on etäisyys pilarin reunasta anturan reunaan tarkastelusuunnassa, eli y -suunnassa a_1 ja z -suunnassa a_2 (kuva 49)

$c_{\text{nom.v}}$ on betonipeitteen arvo pystypinnassa

Raudoituksen tartuntalujuus saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 156)

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (106)$$

missä

f_{ctd} on betonin vetokestävyyden mitoitusarvo

η_1 on kerroin, joka on riippuvainen tartuntaolosuhteista (kun hyvät tartuntaolosuhteet, $\eta_1=1,0$. Muulloin arvo on 0,7)

η_2 on kerroin, joka on riippuvainen tankopaksuudesta (kun tankopaksuus ≤ 32 mm, $\eta_2 = 1,0$)

Raudoituksen jännitys saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 190)

$$\sigma_{sd} = f_{yd} \frac{A_{s,vaad}}{A_{s,tot}} \quad (107)$$

missä

f_{yd} on raudoituksen mitoituslujuus

$A_{s,vaad}$ on taivutusmomentin vaatima vetoraudoitusmäärä tarkastelusuunnassa

$A_{s,tot}$ on toteutuva raudoitusmäärä tarkastelusuunnassa

Vaadittu ankkurointipituus saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 190)

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (108)$$

missä

\emptyset on raudoituksen halkaisija

σ_{sd} on raudoituksessa esiintyvä jännitys

f_{bd} on tartuntalujuuden mitoitusarvo

Ankkuroitumisen toteutuminen pystyleikkauksessa on mitoitusehtona muotoa (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 190)

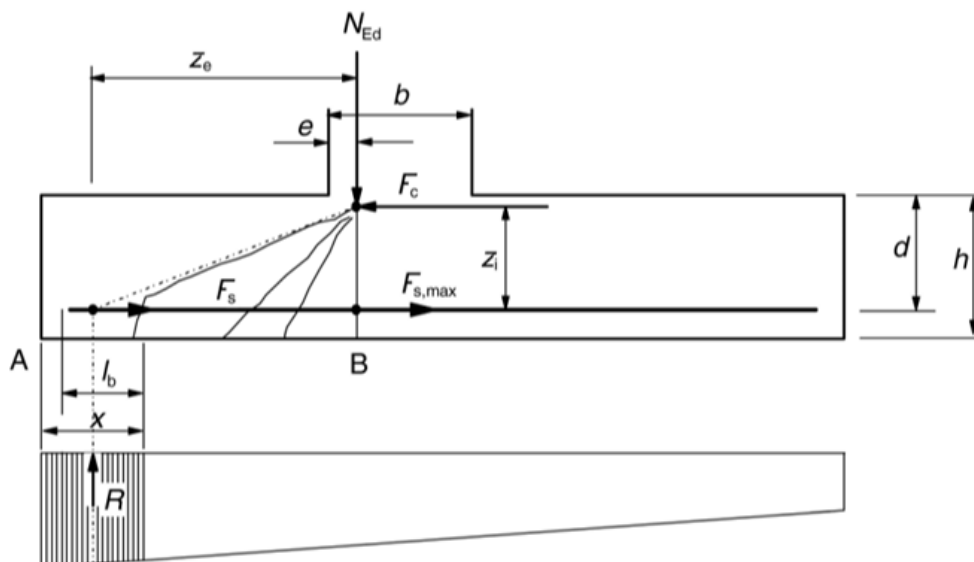
$$l_{b,rqd} \leq l_b \quad (109)$$

missä

$l_{b,rqd}$ on vaadittu ankkurointipituus tarkastelusuunnassa

l_b on toteutuva ankkurointipituus tarkastelusuunnassa

Eurokoodeissa raudoituksen ankkuroituminen tulee tarkastella pysty- ja vinossa leikkauksessa. Kuvassa 50 on esitettyä vinohalkeaman mukainen vetovoimamalli.



Kuva 50. Raudoituksen ankkuroituminen vinossa leikkauksessa (SFS-EN 1992-1-1, 2015, 163)

Ankkuroitavan voiman arvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 200)

$$F_s = \sigma_{gd} B_T \frac{h_f}{1,8d} \left(a - \frac{h_f}{4} + 0,15C \right) \quad (110)$$

missä

σ_{gd} on pohjapaineen mitoitusarvo

B_T on tarkasteluuntaan nähden anturan kohtisuora tehollinen sivumitta, eli y-suunnassa B_{2T} ja z-suunnassa B_{1T} (kuva 49)

h_f on anturan paksuus

d on tehollinen korkeus

a on etäisyys pilarin reunasta anturan reunaan tarkasteluunnassa, eli y-suunnassa a_1 ja z-suunnassa a_2 (kuva 49)

C on pilarin sivun mitta tarkasteluunnassa, eli y-suunnassa C_1 ja z-suunnassa C_2 (kuva 49)

Ankkurointivoimakestävyys saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 190)

$$F_{bd} = \left(\frac{h_f}{2} - c_{nom,v} \right) f_{bd} \sum u_s \quad (111)$$

missä

h_f on anturan paksuus

$c_{nom,v}$ on betonipeitteen arvo pystypinnassa

f_{bd} on tartuntalujuuden mitoitusarvo

u_s on tarkasteluleveydellä olevien raudoitustankojen poikkipinta-alojen summa, esim. yksikössä $\frac{mm^2}{m}$

Ankkuroitumisen toteutuminen vinossa leikkauksessa on mitoitusehtona muotoa (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 200)

$$F_{bd} \geq F_s \quad (112)$$

missä

F_{bd} on ankkurointikestävyys tarkastelusuunnassa

F_s on ankkuroitava voima tarkastelusuunnassa

Jos ankkurointia ei saada riittäväksi tarkasteluissa, voidaan vetoraidoitustankoja taivuttaa ylöspäin sen verran, että vaadittu ankkurointipituus täyttyy. Vaihtoehtoisesti Vetoraidoituksen määrää voidaan lisätä. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 188.) Yleensä silloin on edullisempaa taivuttaa tan-koja, kun toteutuu ehto (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 186)

$$a - c_{nom} \geq l_{b,rqd} \quad (113)$$

missä

a on etäisyys pilarin reunasta anturan reunaan tarkastelusuunnassa, eli y -suunnassa a_1 ja z -suunnassa a_2 (kuva 49)

c_{nom} on betonipeitteen arvo

$l_{b,rqd}$ on vaadittu ankkurointipituus tarkastelusuunnassa

9.5.3 Halkeamaleveyden rajoittaminen

Pohjapainejakauma eroaa käyttörajatilassa murtorajatilasta vastaavasta. Kun murtorajatilassa pohjapainejakauma oletetaan tasan jakaantuneeksi, oletetaan se käyttörajatilassa suoraviivaiseksi (kuva 51). Pohjapaineiden arvot käyttörajatilassa saadaan kaavoista (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 182)

$$\sigma_{gd,1} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \left(1 + \frac{e}{B_1} \right) \quad (114)$$

$$\sigma_{gd,2} = \frac{N_{Ed}}{B_1 B_2} \left(1 - \frac{e}{B_1} \right) \quad (115)$$

$$\sigma_{gd} = \frac{2N_{Ed}}{(1,5B_1 - 3e)B_2} \quad (116)$$

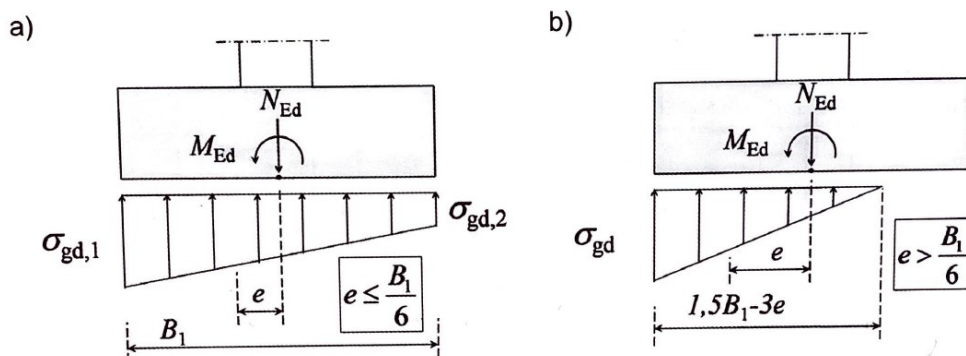
missä

N_{Ed} on pystykuorman arvo

B_1 on tarkastelusuunnan mukainen anturan sivun mitta (kuva 51)

B_2 on tarkastelusuuntaan nähden anturan kohtisuora sivun mitta

e on epäkeskisyyden arvo tarkastelusuunnassa



Kuva 51. Pohjapaineen jakautuminen käyttörajatilassa (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 182)

Halkeamaleveyden tarkastelu on oleellista rakennuksen stabiiliteetin kannalta, koska anturan halkeilu nopeuttaa betonin karbonatisoitumista ja tätä kautta nopeuttaa raudoituksen korroosion käynnistymistä. Halkeamaleveyden tarkastelu on käyttörajatilatarkastelu ja se tulee aina tarkastaa. Vaikka opinnäyttyössä se on rajattu käsinlaskentaesimerkin ulkopuolelle, esitellään tässä opinnäytetyöraportissa halkeamaleveyden tarkastelun vaiheet tiivistetysti.

Vedetty betonirakenne halkeilee, kun betonin vetolujuus on pienempi kuin siihen kohdistuva vetojännitys (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 210). Eurokoodeissa teräsbetonirakenteille on asetettu sallitut halkeilurajat rakenteen rasitusluokan mukaan. Taulukossa 24 on esitettyä Suomessa käytettävät halkeilurajat ja suluissa olevat tarkoittavat eurokoodeissa suositeltavaa vastaavaa arvoa.

Taulukko 24. Raja-arvot halkeamaleveydelle pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 211)

Rasitusluokka	Halkeamaleveys w_{\max} (mm) pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2 (0,3)

Jos toteutuva betonipeite on säilyvyyden vaatimaa betonipeitteen arvoa suurempi, voidaan taulukossa 24 esitettyjä raja-arvoja suurentaa kaavalla (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 211)

$$w_{\max} = w_{\max}^* \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{c - \Delta c_{\text{dev}}}{c_{\text{min,dur}}} \\ 1,4 \end{array} \right. \quad (117)$$

missä

w_{\max}^* on taulukon 24 mukainen halkeamaleveys

c on toteutuvan betonipeitteen arvo

Δc_{dev} on mittapoikkeama

$c_{\text{min,dur}}$ on säilyvyyden vaatima betonipeitteen arvo

Rakenne on haljennut, jos (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 218)

$$M_{Ek} \geq M_{R,cr} \quad (118)$$

missä

M_{Ek} on määrävän poikkileikkauksen taivutusmomentin ominaisarvo ominaiskuormien yhdistelmällä

$M_{R,cr}$ on kriittisen ajankohdan halkeilumomentti

Hauraan murtuman estämiseksi on määrätty vähimmäisraudoitusmäärä, jonka pitää täytyä tilanteessa, jossa halkeiluleveyttä rajoitetaan. Kyseinen vähimmäisraudoitusmäärä saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 215)

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct} \quad (119)$$

missä

$A_{s,min}$ on vetorasitetun alueen vähimmäisraudoitusmäärä

σ_s on raudoituksen vetojännityksen arvo heti halkeaman muodostumisen jälkeen

k_c on kerroin, joka huomioi ennen halkeilua vaikuttavan jännitys jakauman

k on pakkovoimien vaikutuksen huomioon ottava kerroin

Raudoitusmäärän tulee olla siis vähintään edellä mainitun vähimmäisraudoitusmäärän suuruinen. Jos näin ei ole, tulee raudoitusta lisätä ehdon toteutumiseksi.

Halkeamaleveystarkastelu voidaan toteuttaa niin sanottuna taulukkomitoituksena, jossa hyödynnetään likimääräisesti valmiiksi laskettuja taulukoita. Taulukkoja on kaksi, joista toisessa rajoitetaan raudoituksen poikkipinta-alaa (taulukko 27) ja toisessa raudoitusten tankojakoa (taulukko 28). Jos edes toisen taulukon vaatimukset täyttyvät, voidaan ajatella halkeamaleveyden rajoittamisen onnistuneen. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 216.)

Taulukoissa mainittu teräsjännitys tarkoittaa teräksen jännitystä haljenneessa tilassa. Jos halkeilu on johtunut pakkovoimista, jännityksenä käytetään arvoa, joka on syntynyt välittömästi halkeilun jälkeen. Jos taas halkeilun aiheuttaja on ulkoinen kuormitus, käytetään jännityksen määrittämiseen kuormitusyhdistelmää, jolle halkeaman rajoitus on asetettu. Teräsbetonirakenteella tämä tarkoittaa pitkäaikaista kuormitusyhdistelmää. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 216.)

Taulukko 27. Raudoitustankojen enimmäishalkaisijat halkeamaleveyden rajoittamisessa (SFS-EN 1992-1-1, 2015, 122)

Teräsjännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

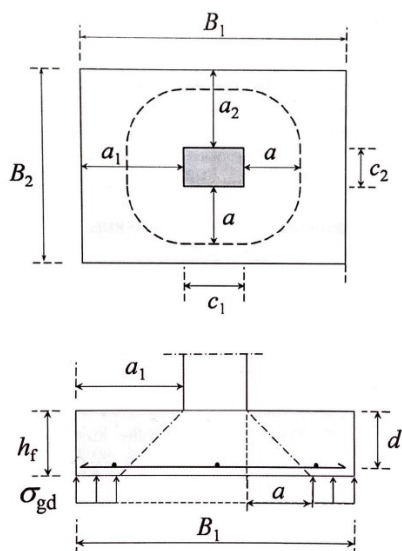
Taulukko 28. Raudoitustankojen enimmäisjakoväli halkeamaleveyden rajoittamisessa (SFS-EN 1992-1-1, 2015, 122)

Teräsjännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

Taulukoissa 27 ja 28 esitettyjen arvojen määrittämisessä on käytetty seuraavia oletuksia: $c=25$ mm; $f_{ct,eff}=2,9$ MPa; $h_{cr}=0,5$ h; $(h-d)=0,1$ h; $k_1=0,8$; $k_2=0,5$; $k_c=0,4$; $k=1,0$; $k_t=0,4$ sekä $k_4=1,0$ (SFS-EN 1992-1-1, 2015, 122)

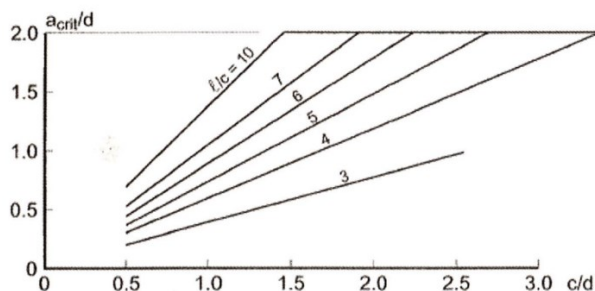
9.5.4 Lävistysmitoitus

Pilari pyrkii lävistämään anturan voimalla, jonka aiheuttaa lävistyskartion muodostaman alueen ulkopuolella anturan alapinnassa vaikuttava pohjapaine (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 194). Kuvassa 52 on esitettyinä lävistyskartion muodostuminen.



Kuva 52. Lävistyskartio pilarianturassa (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 195)

Muuttujan a selvittämiseksi voidaan hyödyntää keskimääräisesti kuormitetulle neliöanturalle tarkoitettua apukäyrästä (kuva 53). Epäkeskisyys lisää anturan leveyttä, joka puolestaan lisää lävistävän kuorman määrää. Kuvassa 54 vaaka-akselilla on pilarin sivumitan ja tehollisen korkeuden suhde (c/d). Kuvassa olevat suorat 3...7 ja 10 kuvaavat anturan leveyden suhdetta pilarin leveyteen (B/c). Edellä mainittujen suhteiden avulla pystyakseliilta voidaan lukea arvo, joka kuvaa muuttujan a suhdetta teholliseen korkeuteen (a/d). Yhtälö voidaan muuttaa muotoon $a=d*(a/d)$.



Kuva 53. Kriittisen lävistyskartion määrittämiseen käytettävä apukäyrästä (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 194)

Murtokartion pohjan pinta-ala anturan alapinnassa (eli alue, jolta ei kerry lävistyskuormaa) saadaan kaavasta

$$\Delta A_{\text{red}} = 2a(c_1 + c_2) + \pi a^2 + c_1 c_2 \quad (120)$$

missä

a , c_1 ja c_2 on esitetty kuvassa 46

Kaava 111 on esitetty väärässä muodossa Suomen Betoniyhdistys ry:n julkaisussa BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1:ssä (4. korjattu painos). Siinä laskettavaan pinta-alaan tulisi lisätä vielä pilarin poikkipinta-ala ($c_1 c_2$), jotta saataisiin todellinen murtokartion pohjan pinta-ala arvo. Opinnäytetyössä asia tarkastettiin AutoCad-piirto-ohjelmalla ja todettiin edellä mainitun mukaiseksi. Oppikirjassa esitetty kaava on kuitenkin varman puolella, koska siinä murtokartion pohjan pinta-ala oletetaan todellista pienemmäksi, jolloin lävistyskuorma oletetaan vastaavasti todellista suuremmaksi.

Lävistyskuorman arvo, joka kertyy edellä mainitulta alueelta, saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 201)

$$\Delta V_{\text{Ed}} = \sigma_{\text{gd}} \Delta A_{\text{red}} \quad (121)$$

missä

σ_{gd} on pohjapaineen mitoitusarvo

ΔA_{red} on murtokartion pohjan pinta-ala anturan alapinnassa

Lävistyskuorman mitoitusarvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 202)

$$V_{\text{Ed,red}} = V_{\text{Ed}} - \Delta V_{\text{Ed}} \quad (122)$$

missä

V_{Ed} on pystykuorman mitoitusarvo

ΔV_{Ed} on murtokartion pohjan rajaamalta alueelta anturan pohjassa vaikuttava lävistyskuorman mitoitusarvo

Mitoitusjännityksen määrittelemisessä käytettävä suure W_1 saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 202)

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 2c_2 a + 4a^2 + \pi a c_1 \quad (123)$$

missä

a on etäisyys pilarin sivusta murtokartion sivuun (kuva 53)

c_1 ja c_2 ovat pilarin sivumittoja (kuva 53)

Lävistyspiiri saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 202)

$$u = 2(c_1 + c_2) + 2\pi a \quad (124)$$

missä

a on etäisyys pilarin sivusta murtokartion sivuun (kuva 53)

c_1 ja c_2 ovat pilarin sivumittoja (kuva 53)

Kertoimen k arvo voidaan lukea taulukosta 29 pilarin sivumittojen suhteen mukaan.

Taulukko 29. Kertoimen k arvo, kun kyseessä on suorakaiteen muotoinen kuormituspinta-ala (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 69)

c_1 / c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Mitoitusjännitys saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 202)

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left(1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \frac{u}{W_1} \right) \quad (125)$$

missä

$V_{Ed,red}$ on lävistyskuorman mitoitusarvo

u on lävistyskartion pohjan piiri

d on tehollinen korkeus

k on kerroin (taulukko 29)

M_{Ed} on mitoitusmomentti

W_1 on suure, jonka arvo on laskettu kaavassa 124

Lävistyskestävyyden määrittämiseksi tarvittava suure $C_{Rd,c}$ saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 202)

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left(\frac{\sqrt{c_1 c_2}}{d} + 1,5 \right)}{\gamma_c \left(\frac{\sqrt{c_1 c_2}}{d} + 4 \right)} \quad (126)$$

missä

c_1 ja c_2 ovat pilarin sivumittoja (kuva 53)

d on tehollinen korkeus

γ_c on raudoituksen osavarmuuskerroin

Korkeuskertoimen k arvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 202)

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2,0 \right\} \quad (127)$$

missä

d on tehollinen korkeus

Geometrinen raudoitussuhde saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 203)

$$\rho_L = \min \left\{ \sqrt{\rho_{y,eff} \rho_{z,eff}}, 0,02 \right\} \quad (128)$$

missä

$\rho_{y,eff}$ ja $\rho_{z,eff}$ ovat raudoitussuhteita vedetyn puolen eri suunnissa

Raudoitussuhteita laskiessa tulee huomioida vetoraudoituksen ankkuroituminen. Jos ankkuroituminen ei toteudu täysin, pitää raudoitussuhdetta pienentää ankkuroinnin käyttöasteen mukaisella kertoimella.

Anturan lävistyskestävyys saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 203)

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left(100 \rho_L \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{1/3} \left(2 \frac{d}{a} \right) \text{MPa} \quad (129)$$

missä

$C_{Rd,c}$ on suure, jonka arvo lasketaan kaavalla 127

ρ_L on geometrinen raudoitussuhde

f_{ck} on betonin ominaislujuus

d on tehollinen korkeus

a on etäisyys pilarin sivusta murtokartion sivuun (kuva 53)

k on korkeuskerroin

Lävistyskestävyys on riittävä, jos (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 203)

$$v_{Rd,c} \geq v_{Ed} \quad (130)$$

missä

$v_{Rd,c}$ on rakenteen lävistyskestävyys

v_{Ed} on mitoitusjännitys

Lävistyskestävyyttä voidaan parantaa esimerkiksi lisäämällä rakenteeseen taivutus- tai lävistysraudoitusta. Anturan paksuutta voidaan myös kasvattaa sekä tarvittaessa parantaa taivutusraudoituksen ankkurointia. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 203.)

Jotta lävistysraudoitusta voidaan käyttää, tulee lävistyskestävyyden ylärajan olla lävistysrasitusta suurempi. Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys kokonaiskuormana saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 76)

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \frac{u_1 d}{\beta} \quad (131)$$

missä

$v_{Rd,c}$ on rakenteen lävistyskestävyys

u_1 on perustarkistuspiiri (=lävistyspiiri)

d on tehollinen korkeus

β on kerroin, joka huomioi epäkeskisen kuorman

Epäkeskisen kuorman huomioiva kerroin β saadaan yleisessä tapauksessa kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 68)

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed} u_1}{V_{Ed} W_1} \quad (132)$$

missä

k on korkeuskerroin

M_{Ed} on mitoitusmomentti

V_{Ed} on pystykuorman mitoitusarvo

u_1 on perustarkistuspiiri

W_1 on kerroin, jonka arvo lasketaan kaavalla 124

Lävistyskestävyyden yläraja saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 76)

$$V_{Rd,max} = 1,6V_{Rd,c} \quad (133)$$

missä

$V_{Rd,c}$ on leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys

Kaavamuodossa ehto on (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 76)

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} \quad (134)$$

missä

$V_{Rd,max}$ on leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden yläraja

V_{Ed} on lävistyskuorman mitoitusarvo

Jos ehto täyttyy, voidaan rakenteeseen suunnitella lävistysraudoitus.

9.6 Pilari-palkkiliitos tappiliitoksena

Pilari-palkkiliitos mitoitetaan sekä onnettomuus- että murtorajatilan kuormille. Onnettomuuskuorma syntyy elementin ”ryömimisilmiöstä”, jolloin pulttiliitos mitoitetaan leikkausvoimalle F_d , jonka arvon määrittäminen on esitelty kappaleessa 8.3. Yksittäisen tapin leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa saadaan kaavasta (Betoniteollisuus ry 2020, 26)

$$V_{Rd} = 1,2\phi^2 \sqrt{f_{cd}f_{yd}} \quad (135)$$

missä

ϕ on tapin halkaisija

f_{cd} on elementin betonin mitoituslujuuden arvo onnettomuustilanteessa

f_{yd} on pultin teräksen mitoituslujuuden arvo onnettomuustilanteessa

Tappien yhteenlasketun leikkauskestävyyden tulee olla suurempi kuin liitokseen kohdistuvan leikkaavan onnettomuuskuorman arvo.

Murtorajatilamitoituksessa voidaan hyödyntää palkin ja neopreenilevyn välinen kitkavoima, joka vastustaa elementtiä pudottavaa murtorajatilan mukaista vaakavoimaa. Kyseinen kitkavoima saadaan kaavasta (Betoniteollisuus ry 2020, 27)

$$F_{dR,f} = \mu_{\text{betoni-neopren}} * N_{dE} \quad (136)$$

missä

$\mu_{\text{betoni-neopren}}$ on kitkakerroin betonin ja neopreenin välillä (kun voima siirretään kitkan avulla)

N_{dE} on palkin tukireaktion mitoitusarvo EQU-rajatilassa

Jos kitkavoima on suurempi kuin liitoksessa vaikuttava murtotilan mitoitusvaakavoima, pitää kitkavoima elementin tuella ilman tappejakin. Jos taas kitkavoima ei ole riittävä koko rasittavalle vaakavoimalle mutta se hoitaa osan siitä, mitoitetaan tappiliitos tälle ylijäävälle vaakavoimalle. Murtorajatarkastelussa yksittäisen tapin kestävyys saadaan kaavasta

$$0,8 * 1,2\phi^2 \sqrt{f_{cd}f_{yd}} \quad (137)$$

missä

ϕ on tapin halkaisija

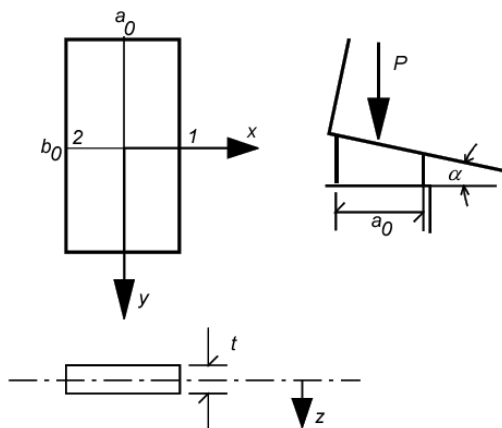
f_{cd} on elementin betonin mitoituslujuus

f_{yd} on pultin teräksen mitoituslujuus

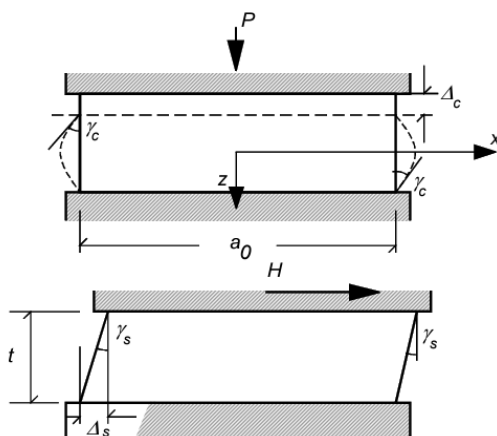
Käytännössä onnettomuustilanne mitoittaa perustilanteissa aina tappiliitoksen. Palkin ja pilarin välisissä liitoksissa tulee huomioida myös TT-laataston aiheuttama siirtymä palkin yläpäässä.

Pilari-palkki-liitoksessa käytetään kumilevylaakeria, jotta vältettäisiin mahdolliset haitalliset muodonmuutokset sekä paikalliset murtumiset elementtien päissä. Sen tehtävänä on myös tasata tukireaktiota sekä mahdollistaa tuen kiertymisen nivelenä. (Leskelä 2009, 1.)

Kuvassa 54 on esitettyä laskennassa käytettävät merkinnät sekä koordinaatit. Kumilevyn paksuutta kuvataan suurella t ja rakenteen taipuman aiheuttamaa kiertymäkulmaa tuella suurella α . Kuvassa 55 on puolestaan esitettyä painuma Δ_c sekä leikkausmuodonmuutokset γ_c ja γ_s .



Kuva 54. Kumilevylaakerin mitoituksessa käytettävät merkinnät sekä koordinaatit (Leskelä 2009, 2)



Kuva 55. Pysty- sekä vaakakuorman aiheuttamat muutokset neopreenilevyssä (Leskelä 2009, 3)

Kumilevylaakerin liukukerroin lyhytaikaisessa kuormituksessa saadaan kaavasta (Leskelä 2009, 10)

$$G(h) = 0,07 * 1,045^h \quad (138)$$

missä

h on ShoreA-kovuus

Kumilevylaakerin muotoluku saadaan kaavasta (Leskelä 2009, 10)

$$S = \frac{a_0 b_0}{2t(a_0 + b_0)} \quad (139)$$

missä

a_0 on levyn pienempi sivumitta ja b_0 suurempi sivumitta

t on levyn paksuus

Keskimääräinen puristusjännitys saadaan kaavasta (Leskelä 2009, 11)

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (140)$$

missä

P on laakeriin kohdistuva pystyreaktion ominaisarvo

A on laakerin nimellispinta-ala, jolle pystyreaktio kohdistuu

Elementtituilla tulee aina huomioida kiertymä ($\alpha \geq 0,01 \text{ rad}$). Tukireaktion arvo rajoitetaan kaavalla (Leskelä 2009, 11)

$$P_k = \frac{2G(h)AS}{1 + \frac{a_0 \alpha}{4d_c}} \quad (141)$$

missä

$G(h)$ on kumilevylaakerin liukukerroin lyhytaikaisessa kuormituksessa

A on kumilevylaakerin nimellispinta-ala, jolle pystyreaktio kohdistuu

S on kumilevylaakerin muotoluku

a_0 on kumilevylaakerin pienempi sivumitta

α on tuen kiertymäkulma

d_c on nimellinen puristuma

Edellisessä kaavassa mainittu suure d_c eli nimellinen puristuma saadaan kaavasta (Leskelä 2009, 11)

$$d_c = \frac{t\sigma_c}{10GS + 2\sigma_c} \leq 0,15t \quad (142)$$

missä

t on kumilevylaakerin paksuus

σ_c on keskimääräinen puristusjännitys

G on kumilevylaakerin liukukerroin

S on kumilevylaakerin muotoluku

Leikkausjännitystä rajoitetaan kaavalla (Leskelä 2009, 11)

$$\tau_c + \tau_r \leq 2,5G \quad (143)$$

Suure τ_c saadaan kaavasta (Leskelä 2009, 11)

$$\tau_c = C_p \frac{t P_k}{a_0 A} \quad (144)$$

missä

C_p :n arvo luetaan taulukosta 30

t on kumilevylaakerin paksuus

a_0 on kumilevylaakerin pienempi sivumitta

P_k on kumilevylaakeriin kohdistuvan pystyreaktion ominaisarvo

A on kumilevylaakerin nimellispinta-ala, jolle pystyreaktio kohdistuu

Suure τ_r saadaan kaavasta (Leskelä 2009, 11)

$$\tau_r = 0,005C_\alpha G \left(\frac{a_0}{t}\right)^2 \quad (145)$$

missä

C_α :n arvo luetaan taulukosta 30

a_0 on kumilevylaakerin pienempi sivumitta

t on kumilevylaakerin paksuus

G on kumilevylaakerin liukukerroin

Taulukko 30. Suureiden C_p ja C_α arvot laakerin sivumittojen suhteen mukaan (Leskelä 2009, 12)

b_0/a_0	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	10
C_p	4,73	4,28	4,02	3,84	3,70	3,60	3,51	3,45	3,40	3,35	3,32	3,15
b_0/a_0	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2	3	> 3			
C_α	0,464	0,471	0,476	0,48	0,483	0,485	0,489	0,49	0,49			

Vaakavoiman H_k ja vaakasiirtymien aiheuttama kokonaisleikkausmuodonmuutos ei saa olla arvoltaan suurempaa kuin 0,7. Ehto voidaan esittää kaavana muodossa (Leskelä 2009, 11)

$$\gamma_L + \frac{H_k}{GA} \leq 0,7 \quad (146)$$

missä

γ_L on leikkausmuodonmuutos, joka johtuu rakenteen alapinnan vaakasiirtymistä (esim. viruma, lämpötilojen muutos)

H_k on vaakavoiman ominaisarvo

G on kumilevylaakerin liukukerroin

A on kumilevylaakerin nimellispinta-ala, jolle pystyreaktio kohdistuu

Jotta kitkakerroin olisi riittävä estämään laakerilevyn liukumisen, rajoitetaan vaakavoiman ominaisarvoa kaavalla (Leskelä 2009, 11)

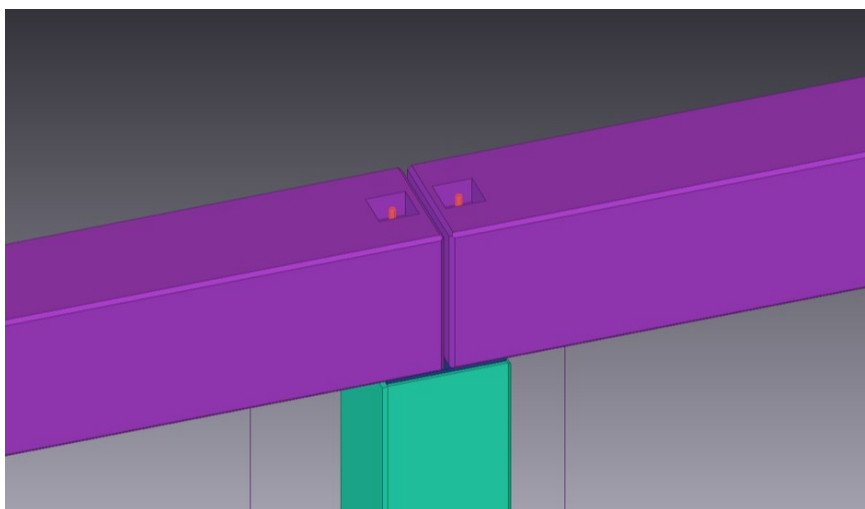
$$H_k \leq 0,4P_{gk} \quad (147)$$

missä

H_k on vaakavoiman ominaisarvo (kutistuma, viruma ja lämpötilan muutokset sekä 75% tuulikuormasta, kun kuorma välittyy laakerin kautta) (Leskelä 2009, 20)

P_{gk} on rakenteen omapainon ominaistukireaktio

Kuvassa 56 on esitettyä yksi tapa toteuttaa pilarin ja palkin liitos tappiliitoksena. Kumilevylaakeri näkyy kuvassa pilarin ja palkin välissä. Kun tappina toimivan pultin väljää reikää ei juoteta umpeen, sallii liitos elementin lämpö- ja kosteuselämisen, mutta rajoittaa silti siirtymää niin, ettei elementti pääse putoamaan tuelta (Suomen betoniyhdistys ry 2012, 17). Tällöin liitokseen syntyy vähemmän pakkovoimia verrattuna tilanteeseen, jossa reikä olisi juotettu umpeen.



Kuva 56. Pilaripalkkiliitos pulttiliitostoteutuksena (Marttila 2024)

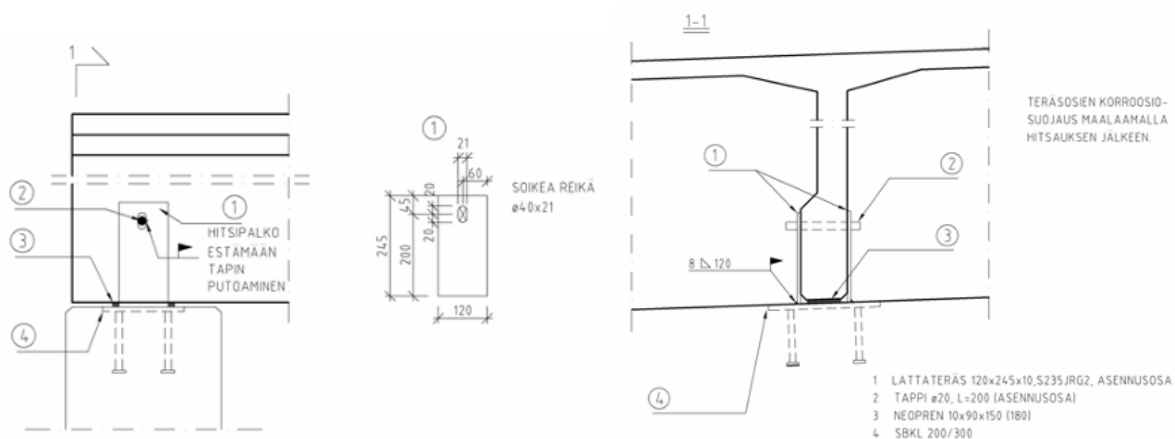
9.7 TT-laatan ja jännepalkin liitos

Kun mitoitetaan sekundäärikannattimena toimivien TT-laattojen ja primääripalkkina toimivien jännepalkkien välistä liitosta, on syytä määrittää, millaiset rakennuskohteet ovat vaativia ja millaiset niin sanottuja normaaleja kohteita.

Erityisen vaativiksi kohteiksi voidaan lukea esimerkiksi suuret kauppa-, urheilu-, konsertti- sekä näyttelyhallit. Myös yli 25 metrin jännevälin omaavien rakennusten, esimerkiksi suurten teollisuuden ja maatalouden rakennusten, voidaan katsoa kuuluvan tähän luokkaan. Muut rakennuskohteet luokitellaan niin sanotuiksi normaalikohteiksi. (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 2.) Konserttisalien, urheilu- ja näyttelyhallien ja muiden raskaasti kuormitettujen tai suuria jännevälejä sisältävien rakennusten katsotaan kuuluvan onnettomuusseuraamusluokkaan CC3b (taulukko 22).

Kuten jännepalkin, myös TT-laatan tulee pysyä tuella. Liitoksen toteutukseen on kaksi tapaa: laattojen putoaminen estetään rakenteellisesti tai vaihtoehtoisesti mitoitusmenettelyllä. Kun kyseessä on vaativaksi luokiteltu kohde, tulee pilarien vierestä reunimmaisiet TT-laatat sitoa vähintään toisesta rivista palkkiin. Normaaleissa kohteissa sidonta ei ole välttämätöntä, vaan riittää, että elementin putoaminen on estetty joko rakenteellisesti tai mitoitusmenettelyllä. (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 3.) Vaativissa kohteissa sidonta tapahtuu voimille, jotka määritellään onnettomuusseuraamusluokan mukaisesti.

Rakenteellinen tapa tarkoittaa esimerkiksi laattojen kiinnittämistä jännepalkkiin mekaanisesti, jolloin kiinnitysvoima on suurempi kuin liitokseen kohdistuva vaakavoima (kuva 57). Kiinnitysvoima on myös suurempi kuin elementin ja tuen välinen kitkavoima. (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 3.)



Kuva 57. Rakenteellinen kiinnitys, jota käytetään esimerkiksi nosturikuormien hallintaan (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 8)

Mitoitusmenettely perustuu kitkan kykyyn estää laatan siirtyminen ja putoaminen tuelta. Voima, joka riittää aiheuttamaan elementin liukumisen neopreenilevyn päällä saadaan kaavasta (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 4)

$$F \geq \mu * N$$

(148)

missä

μ on kitkakerroin (taulukko 31)

N on tukireaktion (normaalivoima tuella) ominaisarvo

Taulukko 31. Kitkakertoimen μ arvot betoni-kumilevy-laakeriliitoksessa ennen liukumista (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 4)

Kuormitus σ_p (MPa)	2	4	6	8	10
Jarruvoima, tuuli, lämpöliikkeet	0,30	0,26	0,22	0,19	0,15
Edelliset + esijänn., kutistuma, viruma	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30

Laattaelementti pyrkii siirtymään neopreenilevyn päällä, kun siihen kohdistuu vaakavoima (tuulikuorma + lisävaakavoima). Myös elementin kutistuma, lämpötilan muutokset ja viruma vaikuttavat elementin pituuteen ja siirtymiin. Asennettaessa TT-laatat neopreenilevyjen päälle, neopreenilevyille voidaan olettaa sallituksi kulmanmuutokseksi arvoa 1,0 (45°), jolloin vaakasiirtymän arvo on sama kuin neopreenilevyn paksuuden arvo (taulukko 32). (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 3.)

Neopreenilevyn kulmanmuutos saadaan kaavasta (Leskelä 2009, 7)

$$\tan \gamma_s = \frac{\left(\frac{H}{A}\right)}{G} \quad (149)$$

missä

H on kumilevy-laakeriin kohdistuvan vaakareaktion ominaisarvo

A on laakerin nimellispinta-ala, jolle vaakareaktio kohdistuu

G on kumilevy-laakerin liukukerroin

Lyhytaikaisten kuormien aiheuttama kulmanmuutos neopreenilevyssä on $\leq 0,3$ ja muiden vaikutusten, kuten esimerkiksi viruman ja kutistuman, aiheuttama kulmanmuutos on $\leq 0,7$ (Leskelä 2009, 7). Taulukossa 32 on esitettyä TT-laattojen maksimipituudet tilanteessa, jossa kulmanmuutoksen maksimiarvojen oletetaan täyttyvän.

Taulukoissa 32 ja 33 esitetyt pituuden maksimiarvot perustuvat sisäisiin liikkeisiin, jotka tapahtuvat liitoksissa. Liikuntasaumavälit tulee siis tarkastella erikseen. Jos edellä mainituissa taulukoissa esitetyt pituudet ylittyvät, ei laatan/laataston voida olettaa pysyvän tuella ilman rakenteellista putoamisen estämistä. (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 3.)

Taulukko 32. TT-laatan maksimipituus, kun kulmamuutokseksi sallitaan $\gamma=1,0$ ja kun neopreenilevyä ei rasita vaakavoima. Laatan tuen oletetaan olevan siirtymätön. (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 4.)

Neopren	TT- ja HTT- laatan (laattakentän) maksimipituus	
Kylmä halli	Siirtymä voi tapahtua laatan (laattakentän) yhdessä päässä	Siirtymä voi tapahtua laatan (laattakentän) molemmissa päissä
neopren 10 mm	12,5 m	25 m
neopren 12 mm	15 m	30 m
neopren 15 mm	18,75 m	37,5 m
Lämmin halli		
neopren 10 mm	20 m	40 m
neopren 12 mm	24 m	48 m
neopren 15 mm	30 m	60 m

Taulukko 33. TT-laatan maksimipituus, kun neopreenilevyn sallittu kulmanmuutos on $\gamma=0,7$ ja kun lisäksi vaakavoiman aiheuttama kulmanmuutos neopreenilevyssä voi olla $\gamma=0,3$. Laatan tuen oletetaan olevan siirtymätön. (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 5.)

Neopren	TT- ja HTT-laatan (laattakentän) maksimipituus	
Kylmä halli	Siirtymä voi tapahtua laatan (laattakentän) yhdessä päässä	Siirtymä voi tapahtua laatan (laattakentän) molemmissa päissä
neopren 10 mm	8,75 m	17,5 m
neopren 12 mm	10,5 m	21 m
neopren 15 mm	13,12 m	26,25 m
Lämmin halli		
neopren 10 mm	14 m	28 m
neopren 12 mm	16,8 m	33,6 m
neopren 15 mm	21 m	42 m

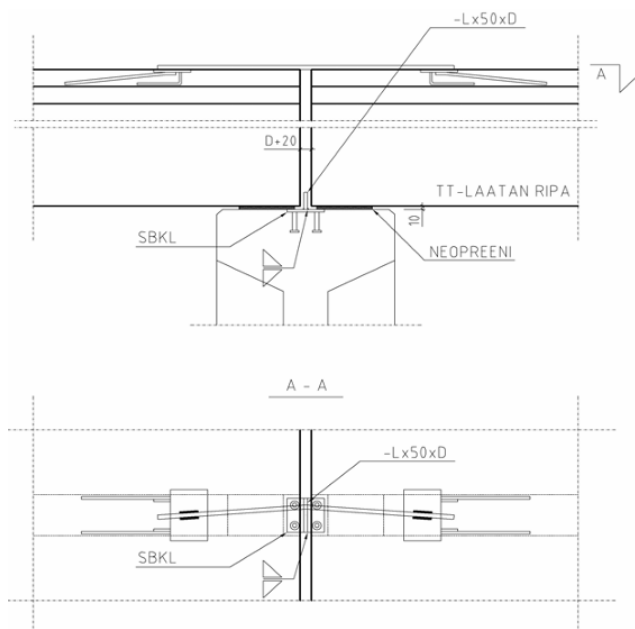
Taulukossa 34 on esitettyneä neopreenilevyn kulmanmuutoksen $\gamma=0,3$ ja $1,0$ aiheuttavien vaakavoimien arvot. Neopreenilevyn kovuudeksi on oletettu Shore 60 ja liukukertoimen arvoksi $1,2$ MPa. Vaakavoimien arvot voidaan inter- ja extrapoloita pinta-alan suhteessa suoraviivaisesti. (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 5.)

Taulukko 34. Vaakavoiman arvot neopreenilevyn kulmanmuutoksella $0,3$ ja $1,0$ (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 5)

Neoprenin koko Ax B	100 x 150	100 x 200	120 x 150	120 x 200	150 x 150	150 x 200	180 x 150	180 x 200
Vaakavoima kN kun $\gamma=0,3$	5,40	7,20	6,48	8,64	8,10	10,80	9,72	12,96
Leikkausjännitys vaakakuormasta Mpa	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
Vaakavoima kN kun $\gamma=1,0$	18,0	24,0	21,6	28,8	27,0	36,0	32,4	43,2
Leikkausjännitys vaakakuormasta Mpa	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2

Koska vesikatolla vesi pitää ohjata oikeaoppisesti pois katolta, toteutetaan kallistukset usein betonirakenteilla, jolloin TT-laattaelementit asennetaan tiettyyn kulmaan valmiiksi. Tämä voi synnyttää

laattaa liukua aiheuttavaa vaakavoimaa. Jos kallistus on esimerkiksi 1/16, on liukumista aiheuttavan voiman (H1) suuruus $1/16 \cdot \text{tukireaktio (V)}$. Kyseinen vaakavoima voidaan ottaa huomioon neopreenilevyn mitoituksessa, jolloin laskennallisesti todistetaan, ettei neopreenilevyn kulmanmuutos ylitä sallittua arvoa laatan pituus- eikä poikkisuunnassa. Vaakavoima voidaan ottaa huomioon myös esimerkiksi kuvan 58 mukaisella TT-laatan kanteen asennetulla teräslitoksella. (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 9.)



Kuva 58. TT-laatan kanteen asennettava teräslitos, joka ottaa huomioon liukumisen aiheuttavan vaakakuorman (Betonikeskus ry ja Elementtijaos 2008, 10)

Kun TT-laatat halutaan suunnitella niin, että ne toimivat yhtenäisenä laatastona, tulee niiden välisen liitosten välittää voimia laattojen välillä. Ilman tarkempaa analyysia, TT-laattojen levyvaikutuksen aikaansaamiseksi niiden väliset liitokset voidaan mitoittaa leikkausvoimalle, jonka arvo pituusyksikköä kohden saadaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 2015, 173)

$$v_{Ed} = q_{Ed} * \frac{b_e}{3} \quad (150)$$

missä

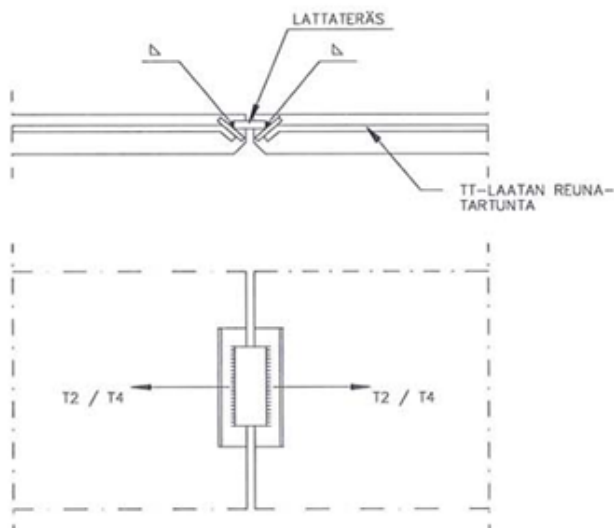
q_{Ed} on muuttuvan kuorman mitoitussarvo

b_e on elementin leveys

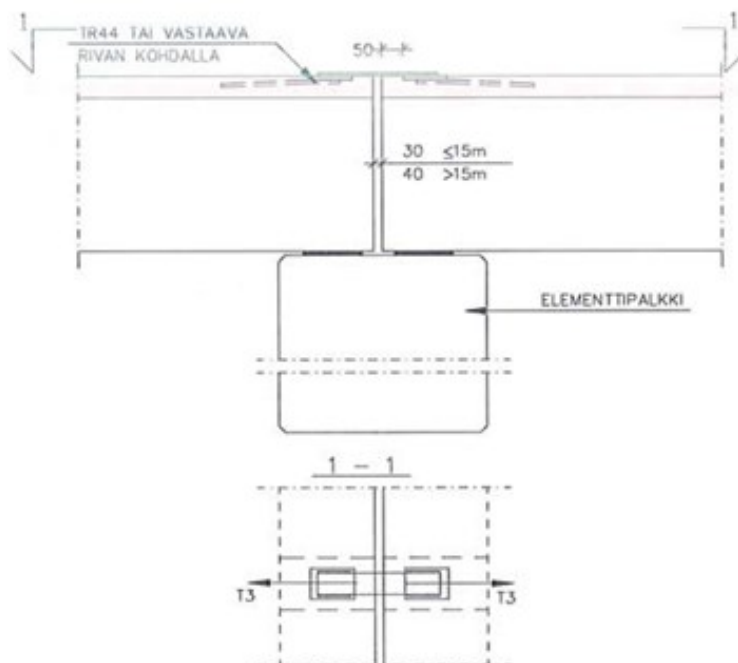
Eräissä vaurionsietokyvyn varmistamistavassa ei TT-laattojen väliset liitokset saa kuitenkaan olla liian vahvoja, jotteivat putoavat TT-laatat vedä muita laattoja mukanaan. Asiaa on käsitelty tarkemmin tämän opinnäytetyön kappaleessa 8.2.

Kun vaurionsietokyky onnettomuustilanteessa halutaan varmistaa käyttäen sidejärjestelmää, voidaan TT-laattojen pituussuuntaiseen reunaan sijoittaa reunatartuntoja, jotka toimivat osana rengassidettä. Liitos voi olla samankaltainen kuin laattojen levyvaikutuksen aikaansaamiseksi mitoitettujen reunatartunnat, mutta tässä tapauksessa ne mitoitetaan onnettomuustilanteessa seuraamusluokan mukaisille kuormille (katso kappale 8.2). Laattaelementin päähän voidaan kiinnittää reunatartunta, joka

toimii laataston pituussuuntaisena sisäisenä siteenä. Laattaelementtien pituussuuntaiseen reunaan sijoitetuilla reunatartunnoilla siirretään sidevoimia T_2 ja T_4 (kuva 59), kun taas laattaelementin päähän sijoitetulla reunatartunnalla sidevoima T_3 (kuva 60). Sideraudoitukset voivat sijaita myös TT-laattojen päälle mahdollisesti valettavassa pintabetonissa, jos pintabetonin ja TT-laattojen välinen työsauma mitoitetaan sidevoimista syntyvälle leikkausvoimalle. (Suomen betoniyhdistys ry 2012, 30.)

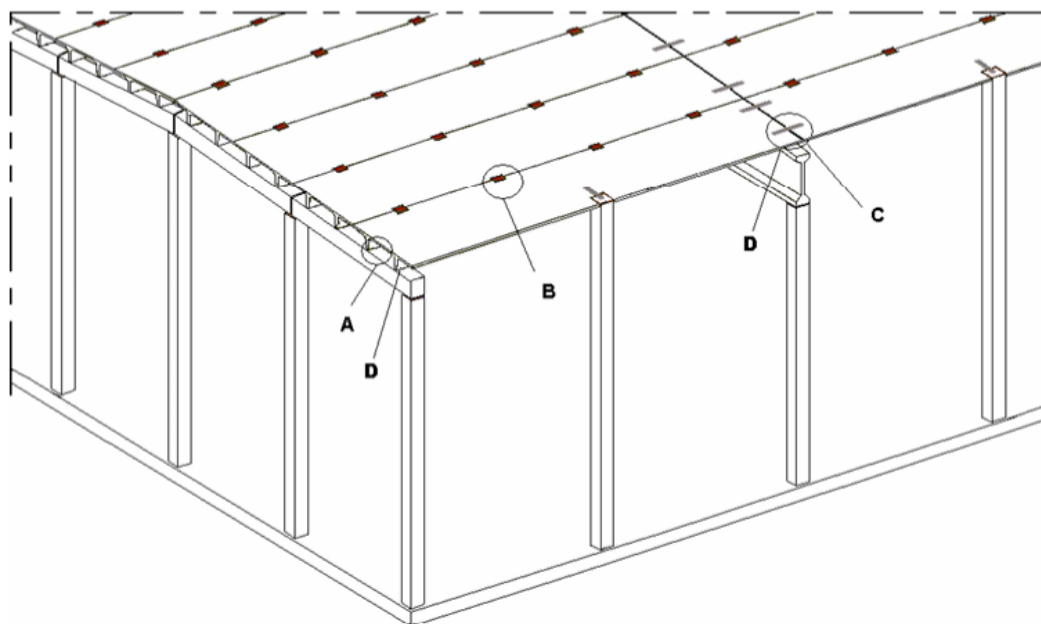


Kuva 59. TT-laatan pituussuuntaiseen sivuun sijoitettava reunatartunta sidejärjestelmää käyttäessä (Suomen betoniyhdistys ry 2012, 30)



Kuva 60. TT-laatan päähän sijoitettava reunatartunta sidejärjestelmää käyttäessä (Suomen betoniyhdistys ry 2012, 30)

Kuvassa 61 on esitetty yhdessä kuvassa kaikki tyypilliset liitoskohdat TT-laattojen osalta. Kohdalla D kuvataan liukumisen estoa.



Kuva 61. Tyypilliset liitokset TT-laattayläpohjaisissa hallirakennuksissa (Betonikeskus ry ja Elementti-
jaos 2008, 12)

10 POHDINTA

Opinnäytetyössä perehdyttiin elementtirakenteisen hallin kokonaisstabiileettitarkastelun vaiheisiin normaali- ja onnettomuustilanteessa. Opinnäytetyön tilaajalle tuotettiin tavoitteiden mukaisesti informatiivinen käsinlaskentaesimerkki todellisen rakennuskohteen pohjalta, tiivistetty ohje hallimaisen rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamisesta sekä Excel-laskentapohja pilarin yläpään halkaisuraudoituksen sekä neopreenilevyn mitoittamiseksi.

Betonielementtirakenteisten hallien suunnittelussa on oleellista ymmärtää, mistä syntyy rakennusta rasittavat voimat ja miten niiden vaikutuksiin voidaan reagoida. Kokonaisstabiileettitarkastelun näkökulmasta on tärkeää ymmärtää myös, kuinka yksittäisten rakenneosien ja niiden liitosten toiminta vaikuttavat koko rakennuksen käyttäytymiseen. Tällä tarkoitetaan rakennuksen jäykistämistä ja ymmärrystä siihen liittyvistä menetelmistä. Kokonaisstabiiliuden varmistamiseksi suunnittelijalla tulee olla riittävät tiedot ja taidot eri stabiileettitarkastelun vaiheista ja niissä esitetyistä vaatimuksista. Kun tiedetään, mitkä tekijät uhkaavat rakennuksen kokonaisstabiiliutta, voidaan niihin reagoida oikeoppisesti ja näin varmistaa rakennuksen kokonaisstabiileetin toteutuminen.

Hallimaisten rakennusten vaurionsietokyvyn varmistamisesta onnettomuustilanteessa on kerrottu yksityiskohtaisesti ja selkeästi Suomen Rakennusinsinöörien Liiton julkaisussa RIL 201-4-2017. Oleellista on, että hallirakennuksille on määritetty sallittu vaurioalue, jonka ylittyminen tulee estää. Tähän on useita eri keinoja, joista suunnittelijan tulee osata valita kuhunkin tilanteeseen sopiva vaihtoehto. Mastopilarijäykisteinen hallirakennus on tässä suhteessa armollinen, koska jokainen pilari osallistuu kokonaisjäykistykseen, joka yksinkertaistaa selvästi vaurionsietokyvyn varmistamista verrattuna tilanteeseen, jossa jäykistys olisi hoidettu esimerkiksi puristus- tai vetosauvoilla. Tällaisessa tilanteessa varsinainen jäykistys tapahtuu tietyissä kohdissa rakennusta ja muut pilarit toimivat lähinnä kuorman siirtäjinä stabiileettitarkastelun näkökulmasta katsottuna.

Opinnäytetyöprosessissa havaittiin, että eurokoodeissa olisi tarvetta tietyille tarkennuksille, jotta monitulkinnallisuudelta välttyttäisiin suunnittelijoiden kesken. Tästä yksi esimerkki on toisen kertaluvun huomioiminen pilarianturan mitoituksessa. Niin sanotussa betonieurokoodissa eli EC2:ssa ei ole suoraan otettu kantaa toisen kertaluvun huomioimiseen anturan mitoituksessa, vaan sitä käsitellään pelkästään hoikkien rakenteiden yhteydessä. Koska asiaa ei ole käsitelty anturan mitoituksen osiossa standardeissa ollenkaan, jää lopputulos suunnittelijan tulkintojen varaan. Myöskään kaatumistarkastelussa tarvittavan kiertokeskiön sijainnin määrittämiseen ei ole otettu kantaa tai ainakaan se ei ole helposti löydettävissä. Näihin seikkoihin olisi hyvä kiinnittää huomiota, kun standardeja päivitetään seuraavan kerran.

Hallirakennuksen kokonaisstabiileettitarkastelu on iso kokonaisuus, joka pitää sisällään useita eri vaiheita. Asiaa on paljon ja sitä löytyy monesta eri lähteestä. Tästä syystä opinnäytetyö on kehittänyt taitoa etsiä lähteitä. Opinnäytetyössä havaittiin, että samasta asiasta löytyi myös eriäviä esitystapoja lähteiden välillä. Tämä havainto opetti lähteiden kriittistä tarkastelua ja asioiden syvällisempää analysointia. Käsinlaskentaesimerkin laadinta mahdollisti syvemmän tutustumisen eri rakenneosien mitoittamiseen, mikä lisäsi osaltaan kokonaisvaltaisesti ymmärrystä betonirakenteiden toiminnasta ja

ominaisuuksista. Käsinlaskentaesimerkin laadinta selkeytti eri jäykistysmenetelmien eroja ja kuhunkin tapaukseen sopivan menetelmän valitsemista. Opinnäytetyö selkeytti näkemystä siitä, mitkä ovat hallimaisen rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamisen tavoitteet ja menetelmät niiden saavuttamiseksi. Kun kaikki toisistaan irrallinen, useassa eri lähteessä kerrottu tieto kootaan yhteen, on kokonaisstabiliteettitarkastelun kokonaisuuden ymmärtäminen ja kokonaisuuden hahmottaminen yleensäkin huomattavasti helpompaa.

Opinnäytetyön tuloksena tuotettu käsinlaskentaesimerkki on oiva työkalu tilaajalle, kun se haluaa kehittää toimintaansa. Käsinlaskentaesimerkki lisää yrityksessä työskentelevien suunnittelijoiden ymmärrystä ja osaamista aiheesta ja auttaa kehittämään ajattelua käytännön työn näkökulmasta. Se toimii myös hyvänä pohjana kaikenlaiselle kehitystoiminnalle, esimerkiksi Excel-mitoituspohjien tuottamiselle niiltä osin, mitä opinnäytetyössä jäi tekemättä. Kun selvitystyö on tehty ja tieto kerätty informatiiviseen muotoon, on Excel-mitoituspohjien teko lähinnä laskentaohjelmateknistä. Tilaaja voi hyödyntää opinnäytetyössä tuotettuja mitoituspohjia jokapäiväisessä suunnittelutyössään, mikä lisää työn tehokkuutta ja tuo sitä kautta lisäarvoa suunnittelutyöhön. Tiivistetty ohje betonielementtirakenteisen hallin vaurionsietokyvyn varmistamisesta on sekin oiva työkalu suunnittelutyössä, koska tietyt oleelliset havainnot on tiivistetty helposti luettavaan muotoon.

Tämän opinnäytetyön voi nähdä kokonaisuutena, jonka päälle tilaaja voi alkaa kehittämään toimintaansa. Opinnäytetyössä tutkittiin lähteitä monipuolisesti, tehtiin tärkeitä havaintoja ja kirjattiin havainnot mahdollisimman informatiiviseen, mutta tiiviiseen muotoon. Opinnäytetyö lisää tilaajan ymmärrystä betonielementtirakenteisen hallin kokonaisstabiliteettitarkastelusta ja sitä kautta tuo lisäarvoa käytännön suunnittelutyöhön.

LÄHTEET

- Betonikeskus ry 2008. TT- ja HTT-laattojen liitosten mitoitus onnettomuuskuormille 1-kerroksissa rakennuksissa. Pdf-tiedosto. Julkaistu 15.4.2008. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/laatat/tt-laatat>. Viitattu 5.1.2024.
- Betoniteollisuus ry 2010. Jäykistysjärjestelmät. Pdf-tiedosto. Julkaistu 18.2.2010. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>. Viitattu 14.10.2023.
- Betoniteollisuus ry 2016. BY 68 betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu – opas suunnittelijoille. 1. painos. Helsinki: BY-koulutus Oy.
- Betoniteollisuus ry 2020. Valmisosarakentaminen. Verkkojulkaisu. Päivitetty 23.9.2020. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/valmisosarakentaminen>. Viitattu 22.10.2023.
- Betoniteollisuus ry 2023. Betonilujuudet. Verkkojulkaisu. Päivitetty 22.3.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/betonilujuudet>. Viitattu 27.10.2023.
- Betoniteollisuus ry 2023. Betonipalkkien rei'itysohjeet. Verkkojulkaisu. Päivitetty 24.3.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/palkit/betonipalkkien-reiitysohjeet>. Viitattu 14.10.2023.
- Betoniteollisuus ry 2023. Jännitetyt suorakaidepalkit. Verkkojulkaisu. Päivitetty 24.3.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/kantokykykayrat/jannitetyt-suorakaidepalkit>. Viitattu 13.10.2023.
- Betoniteollisuus ry 2023. Leukapalkit. Verkkojulkaisu. Päivitetty 24.3.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/palkit/leukapalkit>. Viitattu 13.10.2023.
- Betoniteollisuus ry 2023. Palkit. Verkkojulkaisu. Päivitetty 24.3.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/palkit>. Viitattu 13.10.2023.
- Betoniteollisuus ry 2023. TT-laatat. Verkkojulkaisu. Päivitetty 31.3.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/laatat/tt-laatat>. Viitattu 13.10.2023.
- Betoniteollisuus ry julkaisuaika tuntematon. Paloturvallisuus. Verkkojulkaisu. <https://betoni.com/tietoa-betonista/turvallisuus/paloturvallisuus-palovahingot/>. Viitattu 20.10.2023.
- Betoniteollisuus ry julkaisuaika tuntematon. Valmistus. Verkkojulkaisu. <https://betoni.com/tietoa-betonista/betoni-rakennusmateriaalina/betonin-valmistus/>. Viitattu 20.10.2023.
- EN13369. Eurooppalainen standardi: Betonivalmisteiden yleiset säännöt, 2018. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/695840.html.stx>. Viitattu 27.10.2023.
- EN1990: Eurocode: Rakenteiden suunnitteluperusteet, 2006. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/150857.html.stx>. Viitattu 4.11.2023.
- EN1991-1-1: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2015. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/170636.html.stx>. Viitattu 29.11.2023.
- EN1991-1-3: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat, 2015. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/414268.html.stx>. Viitattu 13.11.2023.

EN1991-1-4: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat, 2011. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/159445.html.stx>. Viitattu 6.11.2023.

EN1991-1-7: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat, 2014. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/385623.html.stx>. Viitattu 13.11.2023.

EN1991-3: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 3: Nostureista ja muista koneista aiheutuvat kuormat, 2007. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/414270.html.stx>. Viitattu 13.11.2023.

EN1992-1-2: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus, 2005. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/174742.html.stx>. Viitattu 13.11.2023.

EN1997-1: Eurocode 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt, 2014. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/385621.html.stx>. Viitattu 7.12.2023.

Lastunen, Auli 2021. EUKOODIT - TARKOITUS. Verkkojulkaisu. Eurokoodit. Päivitetty 7.5.2021. <https://www.eurocodes.fi/eurokoodit-tarkoitus/>. Viitattu 11.1.2024.

Leskelä, Matti V. 2005. BY 210 betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen betonitieto Oy.

Leskelä, Matti V. 2009. Kumilevylaakerien mitoittaminen. Raportti RTL 0105. Oulun Yliopisto. Pdf-tiedosto. Julkaistu 12.9.2009. Viitattu 3.1.2024.

Peikko Finland 2016. Tekninen käyttöohje. HPKM-pilarikenkä. Luotettavat pulttiliitokset pilareille. Pdf-tiedosto. Julkaistu syyskuussa 2016. <https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/hpkm-pilarikenka/>. Viitattu 4.12.2023.

Peikko Finland 2019. Tekninen käyttöohje. HPM-ankkurointipultit. Helpot ja nopeat pulttiliitokset. Pdf-tiedosto. Julkaistu lokakuussa 2019. <https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/hpm-harjateraspultit/>. Viitattu 4.12.2023.

Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky 2023. Etusivu. Verkkojulkaisu. <https://www.rtrky.fi/etusivu>. Viitattu 13.10.2023.

Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky 2023. Yritys. Verkkojulkaisu. <https://www.rtrky.fi/yritys>. Viitattu 13.10.2023.

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

RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2011. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa 2017. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 202-2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje 2011. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu 2017. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Runko-Bes. Julkaisu 1 – yleistä. Helsinki: Suomen Betoniteollisuuden keskusjärjestö SBK.

Runko-Bes. Julkaisu 8 – teräsbetonipilarit. Helsinki: Suomen Betoniteollisuuden keskusjärjestö SBK.

Suomen betoniyhdistys ry 2012. Betoninormikortisto. 23EC. Pdf-tiedosto. Julkaistu 1.10.2012. <https://www.betoniyhdistys.fi/julkaisut/betoninormikortit.html>. Viitattu 20.11.2023.

Suomen betoniyhdistys ry 2012. Betoninormikortisto. 23EC. Pdf-tiedosto. Julkaistu 1.10.2012. <https://www.betoniyhdistys.fi/julkaisut/betoninormikortit.html>. Viitattu 20.11.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry 2013. BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1. 4. korjattu painos. Helsinki: By-koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry 2014. BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. 2. painos. Helsinki: By-koulutus Oy.

Suomen betoniyhdistys ry 2020. Laskentaesimerkki, Logistiikkarakennus 2020. Pdf-tiedosto. Julkaistu 14.9.2020. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/laskentaesimerkit>. Viitattu 1.1.2024.

Suomen betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon. Betonielementit. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/betoniteollisuus/betonielementit.html>. Viitattu 22.10.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon. Toleranssit. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/suunnittelijat/betonirakenteiden-suunnittelu-talonrakentaminen/betonirakenteiden-suunnitteluperusteet/toleranssit.html>. Viitattu 31.10.2023.

Tölli, Kyösti 2019. Pilarianturan geo- ja rakennetekninen mitoitus. Diplomityö. Rakennustekniikka, DI. Tampereen yliopisto. <https://urn.fi/URN:NBN:fi:tyy-201904101390>. Viitattu 7.12.2023.

Ympäristöministeriö 2019. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Betonirakenteet. Eurokoodien SFS-EN 1992 kansalliset liitteet. Julkaistu 16.12.2019. Viitattu 13.11.2023.

LIITE 1: KÄSINLASKENTAESIMERKKI: BETONIELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIN KOKONAISSTABI-
TEETTITARKASTELU NORMAALI- JA ONNETTOMUUSTILANTEESSA (SALATTU)

LIITE 2: TIIVISTETTY OHJE BETONIELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIN VAURIONSIETOKYVYN VARMIS-
TAMISESTA (SALATTU)

LIITE 3: PILARIN YLÄPÄÄN HALKAISURAUDOITUKSEN SEKÄ NEOPREENILEVYN MITOITUSPOHJA (SA-
LATTU)