

Saimaan ammattikorkeakoulu
Tekniikka, Lappeenranta
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Ville Härkönen

Ontelolaatastojen rengas- ja saumaraudoitusten mitoitus

Tiivistelmä

Ville Härkönen

Ontelolaatastojen rengas- ja saumaraudoitusten mitoitus, 48 sivua, 3 liitettä

Saimaan ammattikorkeakoulu

Tekniikka, Lappeenranta

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Opinnäytetyö 2013

Ohjaajat: lehtori Petri Himmi, Saimaan ammattikorkeakoulu,

Tonja Hatara, Kymen Rakennesuunnittelu Oy

Työn päätavoitteena oli tuottaa tilaajalle eurokoodin mukaiset pikavalintataulukot ontelolaataston saumaraudoituksia varten suunnittelutyötä nopeuttamaan. Työn edetessä työhön lisättiin myös rengasraudoitusten osuus, joten se käsittää laataston sideraudoitukset kokonaisuudessaan. Työn tilaajana toimi Kymen Rakennesuunnittelu Oy.

Sekä rengasraudoituksista että saumaraudoituksista tehtiin laskentapohjat Excel-tiedostona, jotka tulevat myös tilaajan käyttöön. Laskentapohjien tekoa varten oli kerättävä tietoa ja opiskeltava teoriaa monesta eri lähteestä, sillä esimerkiksi eurokoodissa ei käydä suoraan läpi rengasraudoitusten murtorajatilan mitoitusta. Saumaraudoituksista tehtiin lopulta vielä pikavalintataulukot. Rengasraudoitusten mitoituksen monimutkaisuuden vuoksi pikavalintataulukon tekeminen osoitautui niille liian hankalaksi.

Saumaraudoitusten pikavalintataulukoiden piti alun perin olla malliltaan tilaajan aikaisempien, vanhojen määräysten mukaisten taulukoiden kaltaisia, mutta mitoituksen erilaisuuden vuoksi mallia jouduttiin uusiin taulukoihin muuttamaan sopivimmiksi. Päätavoitteeseen kuitenkin päästiin ja samalla saatiin tilaajan käyttöön suunnittelun avuksi myös kaksi laskentapohjaa, joiden käytöstä tehtiin mahdollisimman yksinkertaiset ja helpot ollen silti pikavalintataulukoita kattavammat.

Asiasanat: ontelolaatasto, rengasraudoitus, saumaraudoitus, mitoitus

Abstract

Ville Härkönen

The Dimensioning of Internal and Peripheral Ties of Hollow-Core Slab Levels,
48 Pages, 3 Appendices

Saimaa University of Applied Sciences

Technology Lappeenranta

Degree Programme in Civil and Construction Engineering

Specialisation in Structural Engineering

Bachelor's Thesis 2013

Instructors: Mr Petri Himmi, lecturer, Saimaa University of Applied Sciences

Ms Tonja Hatara, Kymen Rakennesuunnittelu Oy

The objective of this study was to produce charts for determining the correct amount of steel for internal and peripheral ties of hollow-core slab levels. The purpose of the charts is to make designing hollow core slab levels easier and faster. The work was commissioned by Kymen Rakennesuunnittelu Oy. The commissioner had older charts for internal ties but they needed to be updated to meet Eurocode requirements.

The data for this thesis was collected from various sources as Eurocode itself does not clearly explain the dimensioning of peripheral ties in ultimate limit state for example. However, all the sources are based on Eurocode. The first goal was to produce calculation charts for both internal and peripheral ties as Excel files. After that, the final chart for internal ties was created based on the calculation chart. Only the calculation chart was produced for peripheral ties because dimensioning them proved to be too complicated for it to be condensed into a simple chart.

The final result of this study was one chart and two calculation charts. All of them were made easy and simple to use to serve their original purpose. The calculation charts are a lot more comprehensive than the final chart for internal ties.

Keywords: hollow-core slab levels, internal ties, peripheral ties, dimensioning

Sisältö

1 Johdanto	5
2 Ontelolaatatot.....	5
2.1 Ontelolaatat	5
2.2 Ontelolaataston suunnitteluprosessi.....	6
3 Liitosten mitoitus onnettomuuskuormille	7
3.1 Jatkuva sortuma	8
3.2 Paikallisen vaurion estäminen	8
3.3 Paikallisen vaurion laajenemisen rajoittaminen	9
3.3.1 Korvaavan rakennesysteemin suunnittelu	9
3.3.2 Liitosten mitoitus Ympäristöministeriön ohjeen mukaan	11
4 Rakennukseen kohdistuvat vaakakuormat.....	13
4.1 Tuulikuormat.....	13
4.2 Vinoudesta aiheutuva lisävaakavoima.....	20
4.3 Laataston kokonaisvaakakuormitus.....	21
5 Rengasraudoitukset	23
5.1 Rengasraudoitusten mitoitus murtorajatilassa	24
5.2 Rengasraudoitusten mitoitus onnettomuusrajatilassa	26
6 Saumaraudoitukset	28
6.1 Laattojen pituussuuntaisten saumaraudoitusten mitoitus onnettomuusrajatilassa.....	29
6.2 Laattojen poikittaissuuntaisten saumaraudoitusten mitoitus onnettomuusrajatilassa.....	30
6.3 Saumojen leikkauskestävyys.....	32
7 Laskentapohjat.....	32
7.1 Rengasraudoitusten laskentapohja	33
7.2 Saumaraudoitusten laskentapohja	37
8 Pikavalintataulukot	38
9 Yhteenveto.....	43
Kuvat.....	45
Kuviot.....	46
Taulukot.....	47
Lähteet.....	48

Liitteet

Liite 1 Saumaraudoitusten laskentapohja

Liite 2 Rengasraudoitusten laskentapohja

Liite 3 Saumaraudoitusten pikavalintataulukko

1 Johdanto

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on tehdä ontelolaatastojen rengas- ja saumaraudoitusten pikavalintataulukot rakennesuunnittelutyötä helpottamaan ja nopeuttamaan. Työn tilaajalla on entuudestaan olemassa vanhat Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaiset taulukot, mutta nyt on tarve päivittää ne uusiin eurokoodin mukaisiin taulukoihin. Työn tilaajana toimii Kymen Rakennesuunnittelu Oy.

Pikavalintataulukoiden laadintaa varten tarvitsee ensin tehdä laskentapohjat Excel-ohjelmalla. Myös laskentapohjat jäävät tilaajan käyttöön, ja niistä on tarkoitus tehdä samalla helppokäyttöiset ja kattavammat kuin niiden pohjalta laadittavista pikavalintataulukoista.

Alun perin työn oli tarkoitus kattaa vain saumaraudoitusten osuus ontelolaataston toiminnassa, sillä tilaajan edelliset taulukot koskivat ainoastaan saumaraudoituksia, mutta nyt se käsittää myös rengasraudoitukset, koska niiden toiminta ja mitoitus etenkin onnettomuusrajatilassa on hyvin samankaltaista. Samalla ne muodostavat selkeän kokonaisuuden käsittäen ontelolaatastojen osuuden elementtirakenteiden sideraudoituksista.

2 Ontelolaatastot

2.1 Ontelolaatat

Betonirunkoisissa rakennuksissa eniten käytetty elementtilaattatyyppejä on ontelolaatta, jota käytetään asuin-, liike- ja teollisuusrakennusten ala-, väli- ja yläpohjissa. Ontelolaatat valmistetaan C40-C70-lujuisesta betonista esijännitetyiksi laattaelementeiksi. Laatan pituussuunnassa kulkee ontelot, jotta laattaelementti olisi kevyempi. Ontelolaattojen valu suoritetaan liukuvaluna niin jäykällä massalla, että laattaelementti säilyttää muotonsa ilman muottilaitoja valukoneen käsittelyn jälkeen. (Elementtisuunnittelu a.)

Ontelolaattoja voidaan valmistaa monilla eri mitoilla. Ontelolaattojen vakioleveys on 1200 mm, mutta myös kavennettuja laattoja voidaan tehdä rakenteen niin vaatiessa. Kavennettujen laattojen käyttöä tulisi kuitenkin välttää mahdollisuuksien mukaan.

sien mukaan ja laatatostot suunnitella niin, että laatat olisivat suurimmaksi osaksi ehjiä eli leveydeltään vakiomittaisia. Ontelolaattoja valmistetaan 150, 200, 265, 320, 370, 400 ja 500 millimetrin korkeuksilla ja korkeus määrittää myös laatta-elementin onteloiden korkeuden, muodon ja määrän. (Elementtisuunnittelu a.)

Laattojen jänneväliin vaikuttavat kuormat ja laatan tyyppi. Ontelolaatat yltyvät parhaimmillaan 20 metrin jänneväleihin. (Elementtisuunnittelu a.) Taulukossa 2.1 on esitetty maksimijännevälit ja painot eri laattatyypeille.

LAATTATYYPPI	LAATAN KORKEUS [mm]	ELEMENTIN PAINO [kg/m ²]	PAINO SAU-MATTUNA [kg/m ²]	VÄHIMMÄISTUKIPINTA [mm]	MAKSIMIJÄNNEVÄLI [m]
O15	150	205	215	60	7,0
O20	200	245	260	60	11,0
O27	265	360	380	60	13,5
O32	320	380	400	60	16,0
O37	370	485	510	60	14,0
O40	400	435	465	100	18,5
O50	500	560	600	100	20,0

Taulukko 2.1. Ontelolaattatyypin ominaisuuksia. (Elementtisuunnittelu a.)

2.2 Ontelolaataston suunnitteluprosessi

Laataston suunnittelu alkaa arkkitehdistä, jonka on huomioitava alusta asti jo laattojen kantosuunnat ja hormien sijainnit. Rakennesuunnittelija määrittää arkkitehdin suunnitelmien pohjalta laattajaon niin, että ontelolaattavalmistajien ohjeet reikien sijainnista yksittäisissä laatoissa täyttyvät. Laattajaon suunnittelussa hyödynnetään tarvittaessa kavennettuja laattoja tai tuetaan laatan toinen pää kokonaan viereisille laatoille ontelolaattakannakkeella tai päätypalkilla, jos jakoa ei muuten saada onnistumaan. (Ontelolaataston suunnitteluohje 2012, 3.)

Laattajaon tehtyään rakennesuunnittelija laittaa elementtikaaviot reikäkiertoon, jossa talotekniikkasuunnittelijat merkitsevät laatastoon tarvitsemansa varaukset huomioiden samalla laattojen rei'itysohjeet. Reikäkierron jälkeen kaaviot palautuvat rakennesuunnittelijalle, joka valvoo, että varausmerkinnät vastaavat ohjeita ja laatat ovat valmiina tuotantoon. Rakennesuunnittelija määrittää laatoille tunnuksiset ja tekee niistä mittapiirustukset, jotka lähetetään yhdessä elementtikaavioiden kanssa ontelolaattojen valmistajalle. Elementtikaavioista ja laattojen mittapiirustuksista tulee käydä ilmi laattojen tukipituus, tunnuksiset, reiät ja vara-

ukset sijainteineen, eurokoodin mukaiset kuorma- ja seuraamusluokat, ontelolaattoihin kohdistuvat kuormatiedot, laataston palonkestovaatimus sekä rasitusluokka ja suunnittelukäyttöikä. (Ontelolaataston suunnitteluohje 2012, 3 - 4.)

Punossuunnittelija mitoittaa ontelolaatat rakennesuunnittelijalta saatujen lähtötietojen avulla, jonka jälkeen ontelolaatat lähtevät tuotantoon. Ontelolaattavalmistaja lähettää täydennetyt suunnitelmat takaisin rakennesuunnittelijalle, jonka kautta ne menevät rakennusvalvontaan hyväksyntää varten. Samalla rakennesuunnittelija toimittaa tarvittavat suunnitelmat työmaalle. (Ontelolaataston suunnitteluohje, 3.)

Yksittäisten ontelolaattojen kestävyys lisäksi tulee varmistaa koko laataston toiminta kokonaisuutena ja siitä vastaa rakennesuunnittelija. Laataston suunnittelussa tulee taata rakennukseen kohdistuvien vaakavoimien jako laataston levyvaikutuksella jäykistäviin pystyrakenteisiin ja sitä kautta perustuksiin. Lisäksi laatastoa on tarkasteltava onnettomuusrajatilassa ja liitokset suunniteltava niin, että mahdolliset paikalliset vauriot eivät johda koko rakennuksen sortumiseen. Joissain kohteissa laataston suunnittelun kokonaisuudessaan voi tehdä laatta-toimittaja annettujen lähtötietojen perusteella. (Leskelä 2006, 544; Betoninormikortti 23 2012, 2.)

Jotta levyvaikutus yksittäisten laattojen kesken syntyisi, tarvitaan laatastoon sidontajärjestelmä, johon kuuluvat laataston ympärikiertävä rengasraudoitus sekä laataston saumoihin sijoitettava saumaraudoitus. Siteet sijoitetaan jokaiseen välipohjaan. (Leskelä 2006, 544; RIL 201-2-2011, 131.)

3 Liitosten mitoitus onnettomuuskuormille

Poikkeukselliset kuormitus- tai onnettomuustilanteet voivat aiheuttaa rakennuksissa paikallisia vaurioita. Tämän takia liitokset tulee eurokoodin mukaan suunnitella niin, etteivät paikalliset vauriot laajene ja johda koko rakennuksen sortumiseen. Mahdollisten sortumien syytä voi olla muun muassa elementin putoaminen, räjähdys, törmäystilanteet, painumat perustuksissa, ankarat tulipalot tai poikkeuksellinen ylikuorma. Elementin putoaminen voi myös aiheuttaa lisää

vaurioita pudotessaan alempien rakenteiden päälle. (Betoninormikortti 23 2012, 2.)

3.1 Jatkuva sortuma

Yksittäisen rakenneosan vaurioituminen eli paikallinen vaurio voi johtaa ketjureaktiona jatkuvaan sortumaan, jossa koko rakennus tai merkittävä osa siitä sortuu vaarantaen suuria henkilömääriä. Paikallinen vaurio voi esimerkiksi kohdistua johonkin kantavaan rakenteeseen, jolloin rakenteen päälle tukeutuvat rakenteet sortuvat ketjuna. Ontelolaatastoa tarkastellessa se voi olla esimerkiksi laattoja kantava seinä. (Betoninormikortti 23 2012, 3.)

Paikallisten vaurioiden leviäminen jatkuvaksi sortumaksi tulee estää sitomalla elementit toisiinsa saumateräksillä ja liitosten teräsosilla niin, että vaadittava jatkuvuus ja vetovoimakapasiteetti syntyvät elementtien välille. Eurokoodi listaa kaksi tapaa ennalta arvaamattomien onnettomuustilanteiden ehkäisemiseen: paikallisen vaurion estäminen ja paikallisen vaurion laajenemisen rajoittaminen. (Betoninormikortti 23 2012, 3.)

3.2 Paikallisen vaurion estäminen

Paikallinen vaurio voidaan estää joko poistamalla sortumavaara rakenteellisin toimenpitein tai mitoittamalla rakenteet onnettomuuskuormille. Sortumavaaraa ehkäiseviä rakenteellisia toimenpiteitä voivat olla muun muassa rakenteiden suunnittelu niin, että mahdolliset ylipaineet pääsevät purkautumaan murtamatta rakenteita, tai rakenteiden suojaaminen esimerkiksi törmäystä vastaan. (Betoninormikortti 23 2012, 4.)

Törmäyksestä aiheutuva jatkuva sortuma estetään mitoittamalla törmäykselle alttiit rakenteet SFS-EN 1991-1-7 kansallisen ohjeen luvun 4 mukaisille törmäyskuormille. Törmäykselle alttiita paikkoja voivat olla muun muassa liikenneväylien, paikoitusalueiden ja huolto- tai työajoneuvoliikenteen läheisyydessä olevat rakenteet kuten esimerkiksi rakennuksen reunapilarit. (Betoninormikortti 23 2012, 13.)

Rakenteet mitoitetetaan kestäämään tietty palonkesto aika. Tulipalo aiheuttaa kuitenkin muodonmuutoksia rakenteissa vaarantaen niiden kantokykyä, jolloin

myös liitokset on suunniteltava niin, että muodonmuutokset eivät aiheuta sortumaa. Tavanomaisissa tulipaloissa jatkuva sortuma estetään normaalilla betonirakenteiden palomitoituksella, mutta poikkeuksellisen ankarat tulipalot voivat aiheuttaa jatkuvan sortuman vaaran. Näin ollen tavanomainen palotilanne ja seurauksiltaan poikkeuksellisen ankara tulipalo ovat erillisiä kuormitustapauksia. Myös muut onnettomuustilanteet ovat erillisiä kuormitustapauksia seurauksiltaan poikkeuksellisen ankaraan tulipaloon nähden. (Betoninormikortti 23 2012, 13.)

3.3 Paikallisen vaurion laajenemisen rajoittaminen

Kun paikallista vauriota ei voida estää, estetään siitä aiheutuva jatkuva sortuma. Tietyn suuruinen sortuma voidaan hyväksyä ja jatkuva sortuma katsotaan esteetyksi, kun sortuma-alue pysyy alkuperäisen paikallisen vaurion lähistössä. Jotta paikallisen vaurion laajeneminen estetään, täytyy jäljelle jääneistä rakenneosista koostuvan vaihtoehdoisen rakennesysteemin kantaa vaurioituneen rakenteen kuormat. Tämä edellyttää, että liitokset suunnitellaan niin sitkeiksi, että korvaava rakennesysteemi voi syntyä ja kestää. (Betoninormikortti 23 2012, 4.)

Korvaava rakennesysteemi voidaan suunnitella joko valitsemalla ja mitoittamalla se tapauskohtaisesti tai suunnittelemalla elementtien väliset liitokset Ympäristöministeriön ohjeen ”Rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta” mukaan. Ohje korvaa eurokoodin SFS-EN 1991-1-7 liitteen A. (Betoninormikortti 23 2012, 4.)

3.3.1 Korvaavan rakennesysteemin suunnittelu

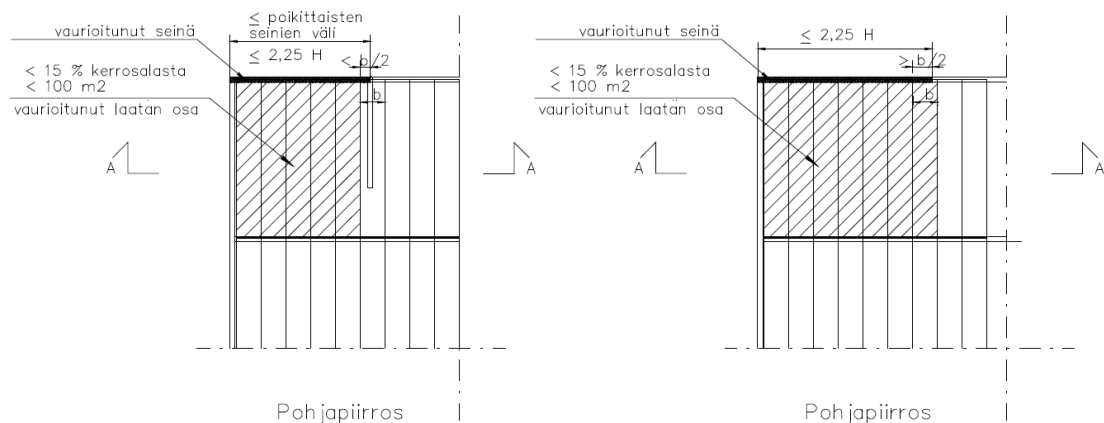
Koska vaihtoehtoinen rakennesysteemi muodostuu varsinaisen kantavan rakenteen vaurion myötä, on korvaava systeemi usein alkuperäisesti poiketen vetokuormitettu köysi- tai kalvorakenne, joka jää roikkumaan vaurioituneen rakenteen kohdalle. Tärkeintä on jatkuvan sortuman esto, joten suuretkin muodonmuutokset ja plastisten nivelien muodostuminen liitoksiin sallitaan. Plastisten nivelten syntyminen on edellytyksenä korvaavan rakennesysteemin muodostumiselle, mikä vaatii liitoksilta paljon vetokapasiteettia, suurta muodonmuutoskykyä ja muodonmuutosenergiakapasiteettia, jotka saadaan aikaan sijoittamalla liitoksiin ja saumoihin riittävät sideraudoitukset, joiden varaan vaurioituneeseen

rakenteeseen tukeutuneet elementit jäävät roikkumaan. (Betoninormikortti 23 2012, 5.)

Normaalitilanteessa ei-kantavat rakenteet voidaan myös suunnitella toimimaan osana vaihtoehtoista rakennesysteemiä, jolloin nämä rakenteet ja liitokset on mitoitettava onnettomuustilanteen kuormille. (Betoninormikortti 23 2012, 5.)

Kun tarkastellaan korvaavia rakennesysteemejä, ajatellaan rakennuksessa kohta kerrallaan jokaisessa kerroksessa kantava pystyrakenne poistetuksi ja tutkitaan sen vaikutus rakennukseen ja sen vaurioihin. Vaurioalueen suuruus selvitetään ja sen avulla valitaan korvaava rakennesysteemi, joka siirtää vaurioituneen rakenteen kuormat vaurioalueen yli. (Betoninormikortti 23 2012, 5.)

Monikerroksisessa rakennuksessa paikallinen sortuma saa tapahtua kahdessa päällekkäisessä kerroksessa ja sen vaikutusalue saa olla enintään 15 % vaurioituneen kerroksen lattiapinta-alasta tai korkeintaan 100 m² kerrosta kohti Ympäristöministeriön ohjeen mukaan. Kantavassa seinässä vaurioalueeksi katsotaan sivusuuntaan olevien tukevien seinien väli tai enintään 2,25 kertaa seinän korkeus. Laatastossa kaikki laatat, jotka ovat vaurioituneen seinän alueella, katsotaan vaurioalueeseen kuuluvaksi. Myös ne laatat, jotka tukeutuvat vain osan matkalta vaurioituneeseen seinään, katsotaan kuuluvan kokonaan vaurioalueeseen. Seinien ja laatastojen vaurioalueet selviävät parhaiten kuvasta 3.1. (Betoninormikortti 23 2012, 7.)



Kuva 3.1. Kantavan seinän ja laatastojen vaurioalueet (Betoninormikortti 23 2012, 8.)

Jos hyväksyttävä paikallisen vaurioalueen laajuus ylittyy jonkin rakenteen poistamisen seurauksena tai korvaava rakennesysteemi on mahdoton toteuttaa, tulee kyseinen rakenne suunnitella niin sanottuna avainasemassa olevana rakenneosana. Sen tulee tällöin kestää muiden onnettomuuskuormien lisäksi määrittelemättömästä syystä aiheutuvalle onnettomuustilanteelle käytetty onnettomuuskuorma A_d , jonka suuruus on vähintään 50 kN. Lisäkuorman sijaintina käytetään vapaan kerroskorkeuden puoliväliä ja se jaetaan seinien kohdalla viivakuormaksi kolmen metrin matkalle. Esimerkiksi rakennuksen nurkkapilarin korvaaminen vaihtoehtoisella rakennesysteemillä on yleensä mahdotonta, jolloin se tulee mitoittaa avainasemassa olevana rakenneosana. (Betoninormikortti 23 2012, 7,12,15.)

3.3.2 Liitosten mitoitus Ympäristöministeriön ohjeen mukaan

Koska jokaisen rakenneosan paikallisen vaurion vaikutusten tutkiminen on työlästä, mitoitetaan liitokset yleensä valmiiksi määritetyille kuormille Ympäristöministeriön ohjeen ”Rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta” mukaan. Jatkuva sortuma katsotaan estetyksi, kun liitokset mitoitetaan suoraan näille kuormille, mikä nopeuttaa suunnittelutyötä, eikä erillistä korvaavan rakennesysteemin tarkastelua tarvitse tehdä. Tarvittaessa voidaan myös käyttää näiden eri tapojen yhdistelmiä. Tässä opinnäytetyössä sideraudoitusten mitoitus onnettomuusrajatilassa perustuu kuitenkin liitoksille ennalta määrättyihin kuormiin Ympäristöministeriön ohjeen mukaan. (Betoninormikortti 23 2012, 7,12,14.)

Ohjeen tarkoituksena on saada liitoksiin suoraan riittävä sitkeys korvaavan rakennesysteemin edellyttämänä onnettomuustilanteessa. Ympäristöministeriön ohje ja sen esittämät vaatimukset liitosten kestävyydelle perustuvat kuitenkin jo edellä mainittuihin periaatteisiin sortumavaaran estämisestä ja korvaavan rakennesysteemin suunnittelusta. Suunnitteluohjeessa käsitellään ainoastaan valmiin rakennuksen liitoksia, joten rakennusaikaiset tilanteet on tutkittava tarpeen tullen erikseen. (Betoninormikortti 23 2012, 14.)

Ympäristöministeriön ohjetta käytettäessä tulee arvioida rakennuksen seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa, mikä vaikuttaa liitosten mitoittamiseen. Seuraamusluokat ja niiden kuvaukset on esitetty taulukossa 3.1.

Seuraamusluokka	Rakennuksen tyypin ja käyttötarkoituksen mukainen luokitus
1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esim. varastot
2a Melko pienen riskin ryhmä	Rakennukset, joissa on korkeintaan neljä maanpäällistä kerrosta ¹⁾ tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m
2b Melko suuren riskin ryhmä	Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3
3a	9...15 kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori-, liikerakennukset ja muut 9...15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja runkoltaan samantyyppiset rakennukset
3b	Muut yli 8-kerroksiset ²⁾ rakennukset Konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot (yli 1 000 henkeä) Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan

¹⁾ Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan kaksi maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella kuitenkin onnettomuusrajatilassa seuraamusluokan 1 mukaisesti.

²⁾ Kellarikerrokset mukaan luettuina.

Taulukko 3.1. Rakennusten seuraamusluokat onnettomuusrajatilassa (RIL-201-2-2011, 130.)

Liitokset voidaan mitoittaa ohjeen mukaan seuraamusluokkaan 3a asti, mutta luokka 3b vaatii jo järjestelmällistä riskinarviointia. (RIL 201-2-2011, 130.)

Liitoksia mitoittaessa käytetään raudoitukselle laskentalujuutena sen myötö- eli ominaislujuutta. Betonin materiaaliosavarmuusluku $\gamma_{C,acc}$ onnettomuustilanteessa on 1,2, jolloin betonin laskentalujuudeksi muodostuu sen ominaislujuus jaetuna osavarmuusluvulla eli $f_{ck} / \gamma_{C,acc}$. (Betoninormikortti 23 2012, 14.)

Koska onnettomuusrajatilan kuormien ei katsota vaikuttavan samanaikaisesti murto- tai käyttörajatilan kanssa, voidaan kaikkea liitoksessa olevaa raudoitusta käyttää hyödyksi liitosta mitoittaessa onnettomuuskuormille. Onnettomuusrajatilan mitoitus määrittää ikään kuin vähimmäisraudoituksen liitoksiin, eivätkä sen mukaan määritellyt raudoitukset ole lisäraudoitusta muun rajatilan mukaan määritellyille raudoituksille. Liitoksissa voidaan käyttää teräslaatuja A500HW, B500B

ja B500C1, jotka riittävät onnettomuuskuormien vaatimaan sitkeyteen. (Betoninormikortti 23 2012, 14-15.)

4 Rakennukseen kohdistuvat vaakakuormat

Rakennukseen ja sitä myöten laatastoon vaikuttavat vaakakuormina sekä tuulikuorma että vinoudesta aiheutuva lisävaakavoima. Näiden kuormien on ensin voitava siirtyä välipohjaan, jonka on kestettävä levyvaikutuksesta aiheutuvat rasitukset, ja siitä jäykistäville rakenneosille. (Häyriäinen 2012.)

4.1 Tuulikuormat

Tuulikuorman määrittämisen lähtötietoja ovat rakennuksen sijainnin maastoluokka sekä pinnanmuodon vaikutus. Molemmat vaikuttavat tuulen puuskanopeuspaineeseen, josta lopullinen tuulivoima lasketaan joko voimakertoimia käyttäen tai pintapaineiden perusteella ja painekertoimien avulla. Tässä opinnäytetyössä tuulikuormat lasketaan voimakertoimia käyttäen. (RIL 201-1-2008, 124, 135.)

Eurokoodissa rakennuksen ympäristön olosuhteet jaetaan viiteen eri luokkaan 0, I, II, III, ja IV. Kuvaukset maastoluokista näkyvät kuvassa 4.1.

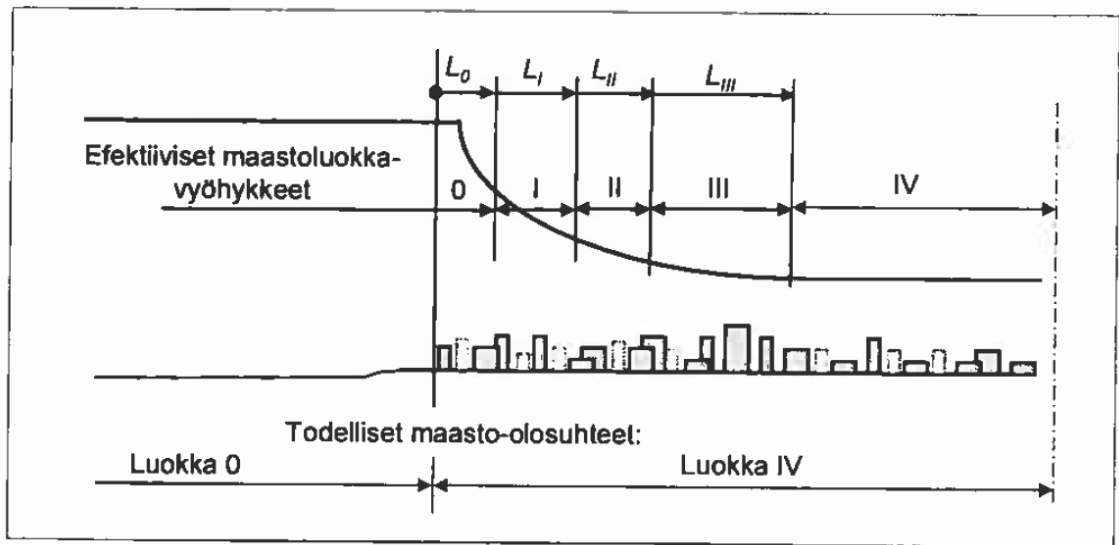


Kuva 4.1. Maastoluokat kuvauksineen (RIL 201-1-2008, 127.)

Jos rakennus sijaitsee lähellä maastoluokkien muutoskohtaa, pitää eurokoodin mukaan valita tuulikuormille sileämpi maastoluokka, jos rakennus sijaitsee alle 2 kilometrin päässä sileämmästä 0-luokan maastosta tai alle 1 kilometrin päässä sileämmästä I-, II-, III-luokkaan kuuluvasta maastosta. Jos erilaista maastoluokkaa on vain pieni, alle 10 % alue tarkasteltavasta ympäristöstä, siitä ei tarvitse välittää. (RIL 201-1-2008, 126.)

Rannikkokaupungeissa, joissa maastoluokka muuttuu suoraan luokasta 0 luokkaan IV, voi olla tarve tarkempaan tarkasteluun. Näissä tapauksissa rakennuk-

sen efektiivinen maastoluokka voidaan määrittää kuvan 4.2 ja taulukon 4.1 avulla, kun tiedetään rakennuksen korkeus z ja etäisyys rannikosta.



Kuva 4.2. Efektiiviset maastoluokkavyöhykkeet rannikkokaupungeissa (RIL 201-1-2008, 128.)

z (m)	Efektiivisten maastoluokkien rajat			
	L_0 (km)	L_I (km)	L_{II} (km)	L_{III} (km)
60	2,0	4		
40	1,0	2,0	10	
≤ 20	0,5	1,0	2	10

Taulukko 4.1. Efektiivisten maastoluokkavyöhykkeiden rajat rakennuksen korkeuden mukaan rannikkokaupungeissa (RIL 201-1-2008, 128.)

Maanpinnasta mitatun korkeuden z perusteella saadaan laskettua tuulen nopeuspaineen ominaisarvo $q_{p0}(z)$ jokaiselle maastoluokalle seuraavista lausekkeista:

$$q_{p0}(z) = \left\{ \begin{array}{l} 0,00893 \cdot \left[\ln \left(\frac{\max(1,z)}{0,003} \right) \right]^2 + 0,0625 \cdot \ln \left(\frac{\max(1,z)}{0,003} \right), \text{maastoluokka 0} \\ 0,00794 \cdot \left[\ln \left(\frac{\max(1,z)}{0,01} \right) \right]^2 + 0,0556 \cdot \ln \left(\frac{\max(1,z)}{0,01} \right), \text{maastoluokka I} \\ 0,00995 \cdot \left[\ln \left(\frac{\max(2,z)}{0,05} \right) \right]^2 + 0,0697 \cdot \ln \left(\frac{\max(2,z)}{0,05} \right), \text{maastoluokka II} \\ 0,01279 \cdot \left[\ln \left(\frac{\max(5,z)}{0,3} \right) \right]^2 + 0,0895 \cdot \ln \left(\frac{\max(5,z)}{0,3} \right), \text{maastoluokka III} \\ 0,01513 \cdot \left[\ln \left(\frac{\max(10,z)}{1,0} \right) \right]^2 + 0,1059 \cdot \ln \left(\frac{\max(10,z)}{1,0} \right), \text{maastoluokka IV} \end{array} \right\} \quad (1)$$

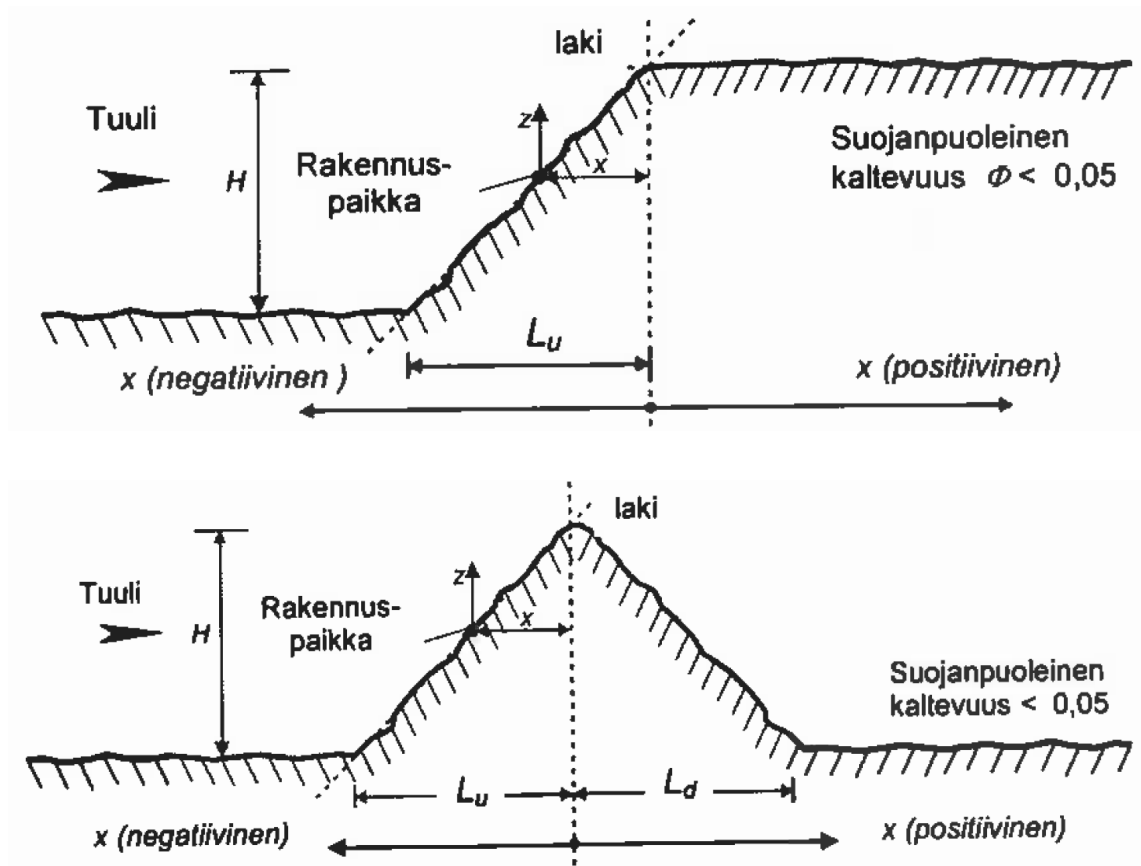
(RIL 201-1-2008, 184.)

Jos rakennus sijaitsee 0,05 kaltevuuden arvon ylittävän yksittäisen mäen tai harjanteen kohdalla, tulee tuulen nopeuspaineeseen lisäkerroin γ_D maaston pinnanmuodon vaikutuksesta, mitä ei maastoluokka ota huomioon. Pinnanmuodon vaikutuksen huomioon ottava modifioitunut nopeuspaine lasketaan kaavasta:

$$q_p(z) = \gamma_D \cdot q_{p0}(z) \quad (2)$$

(RIL 201-1-2008, 130.)

Kertoimen suuruuteen vaikuttaa maastonkohouman muoto, kaltevuus sekä rakennuksen sijainti pinnanmuotoon nähden. Maastonkohouma nähdään joko tois- tai kaksipuoleisena, kuten kuvassa 4.3 on esitetty. (RIL 201-1-2008, 129-130.)



Kuva 4.3. Tois- ja kaksipuoleinen maastonkohouma parametreineen (RIL 201-1-2008, 129, 131.)

Toispuoleiselle maastonkohoumalle kerroin γ_D voidaan määrittää seuraavilla kaavoilla:

$$\gamma_D = 1 + 2,8 \cdot \Phi \cdot \left(1 + \frac{x}{L_u}\right) \quad \text{kun } x < 0 \quad (3)$$

$$\gamma_D = 1 + 2,8 \cdot \Phi \cdot \left(1 - 0,33 \cdot \frac{x}{L_u}\right) \quad \text{kun } x \geq 0 \quad (4)$$

Kaksipuoleiselle maastonkohoumalle sama kerroin saadaan laskettua seuraavista kaavoista:

$$\gamma_D = 1 + 2,8 \cdot \Phi \cdot \left(1 + \frac{x}{L_u}\right) \quad \text{kun } x < 0 \quad (5)$$

$$\gamma_D = 1 + 2,8 \cdot \Phi \cdot \left(1 - 0,47 \cdot \frac{x}{L_d}\right) \quad \text{kun } x \geq 0 \quad (6)$$

(RIL 201-1-2008, 130.)

Φ tarkoittaa kaltevuutta eli maastonkohouman korkeuden ja pituuden suhdetta H / L_u . Jos kaltevuus ylittää arvon 0,3, käytetään edellisissä kaavoissa kaltevuuden arvona 0,3. (RIL 201-1-2008, 130.)

Rakennukseen kohdistuva kokonaistuulivoima F_w saadaan laskettua seuraavasta kaavasta:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad (7)$$

missä

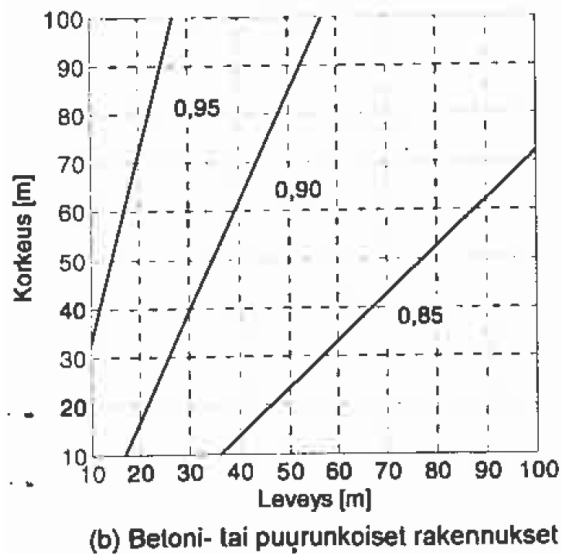
$c_s c_d$ on rakennekerroin

c_f on voimakerroin

A_{ref} on tuulikuorman vaikutusala $b \cdot h$, missä b on rakennuksen leveys eli tuulen suuntaa kohtisuora mitta ja h rakennuksen korkeus

(RIL 201-1-2008, 136.)

Matalille rakennuksille eli niille, joiden leveys on suurempi kuin korkeus, voidaan rakennekertoimenä käyttää varmalla puolella olevaa arvoa 1,0. Kun rakennuksen korkeus on leveyttä suurempi, voidaan rakennekerroin määrittää tarkasteltavan korkeusaseman ja rakennuksen leveyden perusteella kuvasta 4.4. Myös korkeille rakennuksille varmalle puolelle oleva ratkaisu on valita rakennekertoimen arvoksi suoraan 1,0. (RIL 201-1-2008, 136, 138.)



Kuva 4.4. Rakennekertoimen valintakaavio monikerroksiselle rakennukselle (RIL 201-1-2008, 138.)

Voimakertoimen määrittämiseen tarvitsee ensin laskea rakennuksen tehollinen hoikkuus λ , joka saadaan seuraavista kaavoista:

$$\lambda = 2 \cdot \frac{h}{b} \quad \text{kun } h < 15 \text{ m} \quad (8)$$

$$\lambda = 1,4 \cdot \frac{h}{b} \quad \text{kun } h \geq 50 \text{ m} \quad (9)$$

Kun rakennuksen korkeus on 15 ja 50 metrin välillä, tehollisen hoikkuuden arvo interpoloidaan kahden edellisen kaavan välillä. Lopullinen voimakerroin saadaan taulukosta 4.2, kun tiedetään tehollinen hoikkuus sekä rakennuksen sivusuhte d/b , missä d on rakennuksen tuulen suuntainen mitta. (RIL 201-1-2008, 136.)

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

Taulukko 4.2. Voimakertoimen arvot tehollisen hoikkuuden ja sivusuhteen perusteella (RIL-201-1-2008, 137.)

Vaihtamalla kaavaan 7 tuulikuorman vaikutusalan tilalle rakennuksen kerroskorkeus H_{kerros} saadaan yhden kerroksen välipohjalle tuleva tuulikuormitus $q_{k,\text{tuuli}}$, jota voidaan käyttää ontelolaatatason sideraudoituksia mitoittaessa.

4.2 Vinoudesta aiheutuva lisävaakavoima

Rakenteiden vinoudesta aiheutuva lisävaakavoima saadaan laskemalla ensin vinouden θ_i arvo kaavasta 10:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (10)$$

missä

θ_0 on vinouden perusarvo, $\theta_0 = 1/200$

α_h on rakennuksen korkeuteen perustuva vinouden pienennyskerroin

α_m on pystysuuntaisten rakenneosien lukumäärään perustuva pienennyskerroin

(SFS-EN 1992-1-1, 54.)

Korkeuteen perustuva vinouden pienennyskerroin saadaan seuraavasta kaavasta:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \quad (11)$$

Pystysuuntaisten rakenneosien lukumäärään perustuva vinouden pienennyskerroin saadaan puolestaan kaavasta 12:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (12)$$

L tarkoittaa rakennuksen kokonaiskorkeutta ja m jäykistysjärjestelmän vaakavoimaan vaikuttavien pystysuuntaisten rakenneosien määrää, kun tarkastellaan vinouden vaikutusta jäykistysjärjestelmään. (SFS-EN 1992-1-1, 55.)

Mittaepätarkkuuksista aiheutuva vaakakuorma H_i välipohjalle lasketaan kaavasta:

$$H_i = \theta_i \frac{(N_b + N_a)}{2} \quad (13)$$

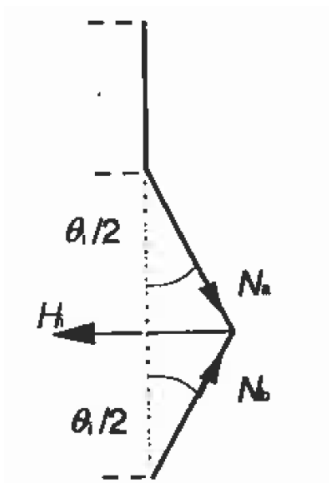
missä

N_a on välipohjaan ylhäältä tuleva kuorma

N_b on välipohjaa alhaalta tukeva tukireaktio

(SFS-EN 1992-1-1, 56.)

Kaavaa 13 selventää paremmin kuva 4.5.



Kuva 4.5. Vinouden vaikutus välipohjaan (SFS-EN 1992-1-1, 56.)

Käytännössä voidaan laskea yhden kerroksen pysyvät ja muuttuvat kuormat välipohjalle, ja kertomalla niiden summat kaavasta 10 saadulla vinouden arvolla saadaan yhteen välipohjaan vaikuttava lisävaakavoima sekä pysyvinä että muuttuvina kuormina. Kun nämä kuormat vielä jaetaan tarkasteltavaa kuormitussuuntaa kohtisuoralla rakennuksen leveydellä, saadaan välipohjan kuormituksen suuruus metriä kohti eli arvot $g_{k,lisävaakav.}$ ja $q_{k,lisävaakav.}$ (Asuinkerrostalon esimerkkilaskelmat, 8, 9, 20.)

4.3 Laataston kokonaisvaakakuormitus

Kun tuulikuorma ja sekä pysyvä että muuttuva lisävaakavoima on saatu määritettyä, voidaan laatastolle tuleva kokonaisvaakakuormitus määrittää kuormitusyhdistelmällä, jossa tuuli toimii määräävänä muuttuvana kuormana ja lisä-

vaakavoimasta aiheutuu sekä pysyvä kuorma että toissijainen muuttuva kuorma. Kokonaisvaakakuormitus p_d lasketaan kaavasta 14:

$$p_d = 1,15 \cdot K_{FI} \cdot g_{k,lisävaakav.} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot q_{k,tuuli} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot \Psi_0 \cdot q_{k,lisävaakav.} \quad (14)$$

missä

K_{FI} on seuraamusluokasta määräytyvä kuormakerroin

Ψ_0 on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin murtorajatilassa

(RIL 201-1-2008, 38.)

Rakennuksen yleinen seuraamusluokka CC määrittää kuormakertoimen K_{FI} , jota käytetään murtorajatilassa kuormitusyhdistelmissä. Seuraamusluokkia on yhteensä kolme: CC3, CC2 ja CC1. Seuraamusluokkaan CC3 kuuluvat rakennukset, joissa on vaarana suurien ihmishenkien menetysten tai taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen määrä. Tällaisia rakennuksia ovat muun muassa yli 8-kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset, konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot sekä suuria jännevälejä sisältävät tai raskaasti kuormitetut rakennukset. Luokkaan CC3 kuuluville rakennuksille käytetään kuormakertoimelle K_{FI} arvoa 1,1. (RIL 201-1-2008, 24.)

Luokassa CC1 on vähäisimmät seuraamukset. Siihen kuuluvat 1- ja 2-kerroksiset rakennukset kuten varastot, joissa vain väliaikaisesti oleskelee ihmisiä, tai rakenteet, joiden vaurioituminen ei aiheuta merkittäviä vaaroja. Kuormakerroin K_{FI} on arvoltaan 0,9 luokassa CC1. CC2 on keskisuurten seuraamusten luokka ja siihen kuuluvat kaikki rakennukset, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1. Luokassa CC2 käytetään kuormakertoimen K_{FI} arvona 1,0. (RIL 201-1-2008, 24.)

Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin Ψ_0 määräytyy joko muuttuvan kuorman tyypistä tai tilasta, jossa muuttuva kuorma esiintyy, taulukon 4.3 mukaan.

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuinilat	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 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 (jään painosta johtuva)**)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso EN 1991-1-5)	0,6	0,5	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.

***) Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.

Taulukko 4.3. Muuttuvien kuormien yhdistelykertoimien arvot rakennuksille (RIL 201-1-2008, 36.)

5 Rengasraudoitukset

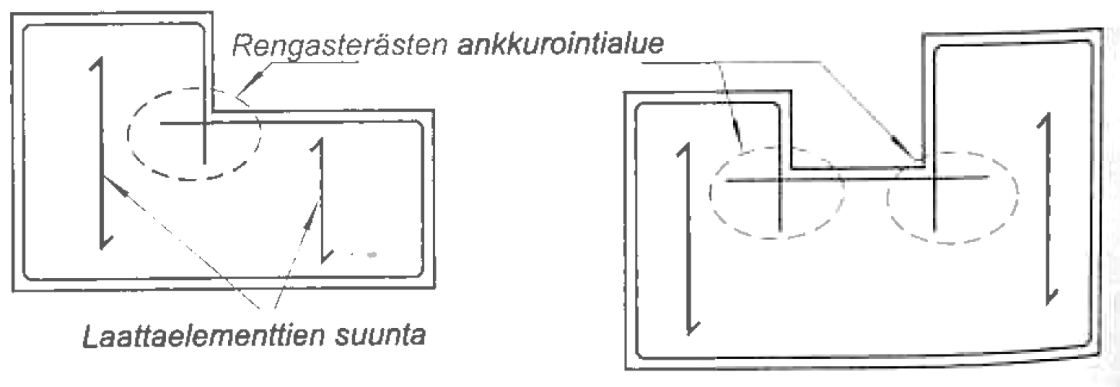
Elementtirakenteissa jokainen väli- ja yläpohjataso tulee varustaa laataston ympärillä kiertävällä rengasraudoituksella, joka estää laattaelementtien päiden erkanemisen. Rengasraudoitus rakennetaan jatkuvana niin, että sen etäisyys laataston reunaan on korkeintaan 1,2 metriä. (Elementtisuunnittelu b; Leskelä 2006, 544.)

Rengasraudoitus mitoitetaan murtorajatilassa laatastoon kohdistuville vaakavoimille niin, että kuormat siirtyvät turvallisesti jäykistäville pystyrakenteille levyvaikutuksen avulla. Rengasraudoituksen oikea toteutus on tärkeä laataston levyvaikutuksen muodostamisessa. (Elementtisuunnittelu b; Leskelä 2006, 544.)

Murtorajatilan tarkastelun lisäksi rengasraudoituksen vähimmäismäärät tulee määrittää onnettomuusrajatilan kuormien mukaan. Rengasraudoitus on osa elementtirakenteiden sideraudoitusta, joiden tarkoituksena on estää mahdolli-

sen paikallisen vaurion aiheuttama jatkuva sortuma. (Elementtisuunnittelu b; Betoninormikortti 23 2012.)

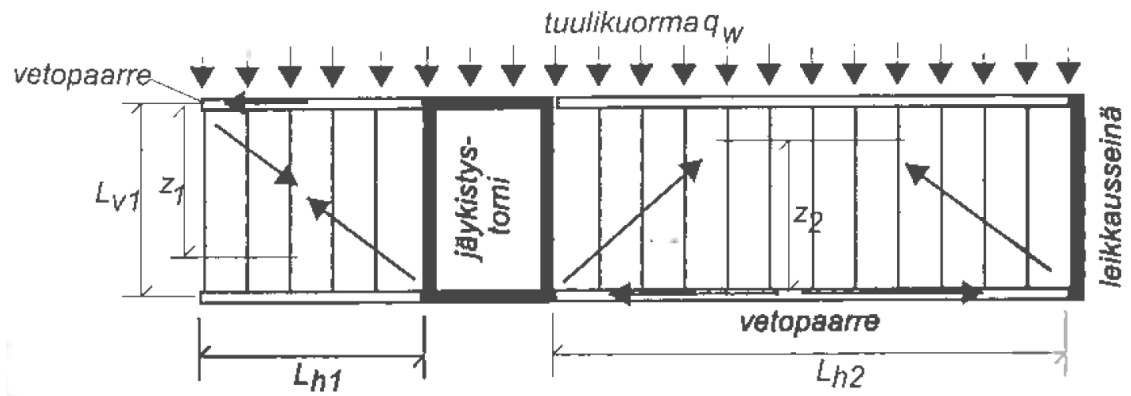
Rengasraudoitus asennetaan jatkuvana ja ankkuroidaan laataston ulkokehälle, yleensä reunalla sijaitseviin paikallavalusaumoihin. Sisänurkissa on kiinnitettävä huomiota rengasraudoituksen ankkurointiin. Laattojen pituussuuntainen teräs on helppo viedä laattojen saumaan, mutta laattojen pituussuuntaa kohtisuoraan oleva teräs on joko nostettava pintavaluun tai pintavalun puuttuessa vietävä laatan sisään. Ongelmakohtat näkyvät ympyröitynä kuvassa 5.1. (Elementtisuunnittelu b; Leskelä 2006, 545.)



Kuva 5.1. Rengasterästen ankkurointialueet sisänurkissa (Leskelä 2006, 544.)

5.1 Rengasraudoitusten mitoitus murtorajatilassa

Laataston on välitettävä turvallisesti siihen kohdistuvat kuormat eli rakennukseen kohdistuvat vaakakuormat jäykistäville rungonosille, joihin kuuluvat jäykistystornit kuten porrashuoneet ja hissikuilut, jäykistysristikot sekä leikkausseinät. Laatastoja tarkastellaan seinämäisenä kannattajana, jonka tukina nämä jäykistävät rakenneosat toimivat vaakavoimien vaikuttaessa. Laatasto muodostuu tavallisen seinämäisen kannattajan tapaan puristuskaari ja vetopaarre kuvan 5.2 mukaan. Rengasraudoituksen tehtävänä on ottaa vastaan vetoparteeseen kohdistuva vetovoima. (Leskelä 2006, 545.)



Kuva 5.2. Laataston rakennemalli vaakavoimien vaikuttaessa (Leskelä 2006, 545.)

Tässä työssä rengasraudoitukset mitoitetaan kuvan 5.2 mukaan laataston toimiessa joko ulokkeena tai yksiaukkoisena yksinkertaistamisen vuoksi. Ratkaisu toimii myös varman päälle, sillä jos kahden päätyleikkausseinän välillä olisi muita jäykistäviä osia, ne vain parantaisivat tilannetta rengasraudoitukset mitoittavan momenttirasituksen kannalta. Vaakakuormien aiheuttama momentti ulokkeelle sekä yksiaukkoiselle kannattajalle lasketaan seuraavista kaavoista:

$$M_{Ed} = \frac{p_d L_h^2}{2} \quad \text{ulokkeelle} \quad (15)$$

$$M_{Ed} = \frac{p_d L_h^2}{8} \quad \text{yksiaukkoiselle} \quad (16)$$

missä

p_d on tuulesta ja lisävaakavoimasta aiheutuva kokonaisvaakakuormitus laatastolle

L_h on kannattajan jännemitta

(Leskelä 2006, 545.)

Vetoraudoitukseen kohdistuva voima saadaan jakamalla momentti M_{Ed} kannattajan momenttivarrella z . Vetoraudoituksen määrän poikkipinta-alana voi laskea myös suoraan kaavalla:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{sd}} \quad (17)$$

(Leskelä 2006, 545.)

f_{sd} on raudoituksen laskentalujuus eli ominaislujuus jaettuna raudoituksen materiaaliosavarmuuskertoimella, joka normaalissa murtorajan mitoitustilanteessa on 1,15. (SFS-EN 1992-1-1, 26.)

Momenttivarsi z määritetään samalla tavalla kuten seinämäisen kannattajan ristikkoanalyysissä. Seuraavilla kaavoilla momenttivarsi lasketaan sekä staattisesti määrätyle eli yksiaukkoiselle rakenteelle sekä ulokkeelle:

$$z = \begin{cases} 0,15L_v \left(3 + \frac{L_h}{L_v}\right), & \text{kun } 1 < \frac{L_h}{L_v} < 2 \\ 0,6L_h, & \text{kun } \frac{L_h}{L_v} \leq 1 \end{cases} \quad \text{yksiaukkoiselle} \quad (18)$$

$$z = \begin{cases} 0,8L_v, & \text{kun } 0,5 < \frac{L_h}{L_v} < 1 \\ 1,2L_h, & \text{kun } L_v \geq 2L_h \end{cases} \quad \text{ulokkeelle} \quad (19)$$

missä

L_v on kannattajan korkeus

(Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005, 434, 435, 545.)

5.2 Rengasraudoitusten mitoitus onnettomuusrajatilassa

Onnettomuusrajatila määrittää rengasraudoitusten vähimmäismäärän, eli terästä on oltava vähintään onnettomuusrajatilan mukaisen mitoituksen verran ellei normaalin murtorajatilan laskelmat vaadi sitä lisää. Rengasraudoitusten tulee kestää rakennuksen onnettomuusrajatilan seuraamusluokan mukaan seuraavien kaavojen mukaiset voimat:

$$T = \begin{cases} \geq 20kN/m \cdot (s + a) \\ \geq 70kN \\ \leq 150kN \end{cases} \quad \text{seuraamusluokassa 1 ja 2} \quad (20)$$

$$T = \begin{cases} \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \Psi_i q_k) \cdot \frac{x}{5m}}{\frac{6 \frac{kN}{m^2}}{m^2}} \cdot (s + a) \\ \geq F_t \cdot (s + a) \\ \geq 70kN \end{cases} \quad \text{seuraamusluokassa 3a} \quad (21)$$

missä

s on rengassiteen etäisyys lähimmästä sisäpuolisesta siteestä jaettuna kahdella

a on rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta

x on pilareiden tai seinien keskilinjojen välinen etäisyys siteen suunnassa tai siteen ollessa kantavan seinän suunnassa poistettavaksi ajatellun seinälohkon nimellispituus jaettuna kahdella

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

n_s on kerrosten lukumäärä

g_k on vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo

q_k on vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo

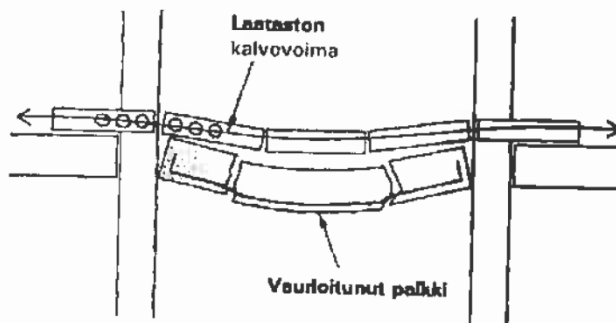
Ψ_i on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa

(Betoninormikortti 23 2012, 25; RIL 201-2-2011, 133.)

Kantavan seinälohkon nimellispituudeksi määritetään sivusuuntaisten tukien väli tai enintään 2,25 kertaa kerroskorkeus kuten kuvassa 3.1 esitetty kantavan seinän vaurioalue. Muuttuvan kuorman yhdistelykertoimeksi onnettomuusrajatilassa valitaan joko Ψ_1 tai Ψ_2 taulukosta 4.3. Ψ_1 valitaan silloin, kun pääasiallinen muuttuva kuorma on lumi-, jää- tai tuulikuormaa, ja Ψ_2 valitaan muissa tapauksissa. (RIL 201-2-2011, 136; RIL 201-1-2008, 39.)

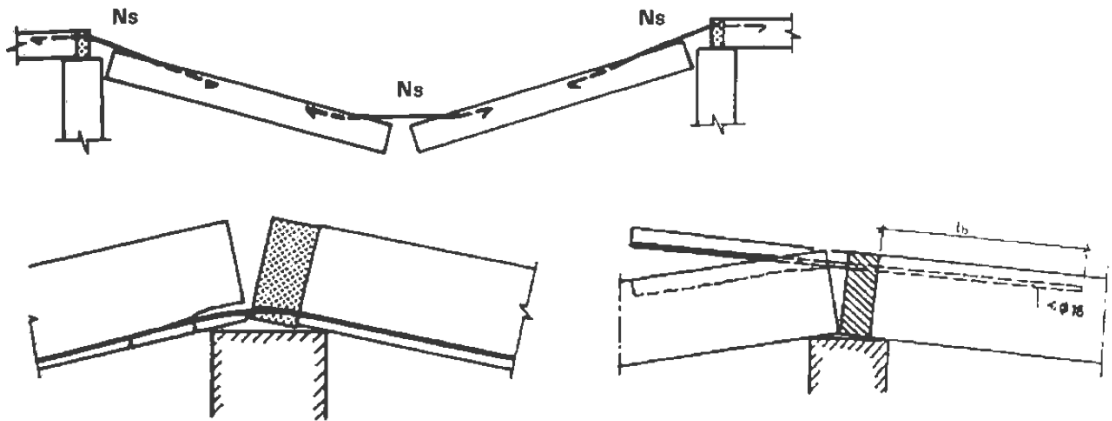
6 Saumaraudoitukset

Laatastoa kiertävän rengasraudoituksen lisäksi tulee siellä olla myös sisäiset siteet eli ontelolaattojen saumoihin sijoitettava sideraudoitus. Sisäisiä siteitä on kahdenlaisia: laattojen pituus- ja poikittaissuuntaisia raudoituksia. Näillä siteillä on tärkeä osa laataston kalvovaikutuksen syntymisessä eli laataston toimimisessa yhtenäisenä roikkuvana kalvona yhdenkään yksittäisen laatan putoamatta onnettomuustilanteessa, jossa kantava rakenne on sortunut laataston alta. Saumaraudoituksen tulee siirtää laattojen kuormitus vaurioituneen rakenteen yli. Kalvovoiman syntyminen näkyy kuvasta 6.1, jossa kantava palkki on murtunut laattojen alta. (Betoninormikortti 23 2012, 23.)



Kuva 6.1. Kalvovoiman syntyminen ja siirtyminen saumaraudoituksen kautta vaurioituneen palkin yli (Betoninormikortti 23 2012, 23.)

Saumaraudoitukset sijoitetaan laattoja kantavan rakenteen eli seinän tai palkin kohdalle. Laattojen pituussuuntaiset saumaraudoitukset kulkevat kantavan pystyrakenteen yli laattakentästä toiseen ja poikittaissuuntaiset kantavan rakenteen päällä laattojen päätysaumassa. Korkeussuunnassa tärkeää on sijoittaa raudoitus sauman puoleen väliin, jottei laattojen päähän syntyisi tukimomenttia eikä betonipeite rikkoutuisi terästen oikenemisestä. Virheellisen sijoituksen seuraukset näkyvät kuvasta 6.2. (Betoninormikortti 23 2012, 27.)



Kuva 6.2. Saumaraudoituksen virheellinen sijoitus joko liian ylös tai alas (Betoninormikortti 23 2012, 27.)

Saumaraudoitusten ankkurointipituus riippuu tartuntaolosuhteista eli saumaraudoitusten, laatussa olevien punosten sekä saumabetonin tartuntaominaisuuksista. Näin ollen tartuntaolosuhteet ovat yleensä huonot, sillä ontelolaattojen väliset saumat ovat ahtaita sekä hankalasti valettavia ja tiivistettäviä. Rakennuksen reunalla laattojen pituus- ja poikittaissuuntaiset saumaraudoitukset ankkuroidaan rengasraudoituksen ympäri suorakulmakoukun avulla. (Betoninormikortti 23 2012, 20, 27.)

6.1 Laattojen pituussuuntaisten saumaraudoitusten mitoitus onnettomuusrajatilassa

Laattojen pituussuuntaiset saumaraudoitukset mitoitetaan Ympäristöministeriön ohjeen mukaan seuraavien kaavojen mukaisille voimille onnettomuusrajatilan seuraamusluokasta riippuen:

$$T = \begin{cases} \geq 20 \text{ kN/m} \cdot s \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{seuraamusluokassa 1 ja 2} \quad (22)$$

$$T = \begin{cases} \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \Psi_i q_k)}{6 \text{ kN/m}^2} \cdot \frac{x}{5 \text{ m}} \cdot s \\ \geq F_t \cdot s \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{seuraamusluokassa 3a} \quad (23)$$

missä

s on saumaraudoitusten väli

x	on suurempi perättäisistä kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyyksistä siteen suunnassa eli käytännössä suurempi siteen kohdalla olevan kantavan rakenteen molemmin puolin olevien ontelolaattojen jännevälillä
F_t	on pienempi arvoista 48 kN/m tai $(16 + 2,1n_s)$ kN/m
n_s	on kerrosten lukumäärä
g_k	on vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo
q_k	on vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo
Ψ_i	on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa

(Betoninormikortti 23 2012, 26; RIL 201-2-2011, 133.)

Kaavat 22 ja 23 ovat lähes identtisiä rengasraudoitusten onnettomuusrajatilan sidevoimien kaavoihin nähden. Pituussuuntaisten saumaraudoitusten tapauksessa vähimmäisvetovoima 70 kN koskee ainoastaan keskitettyjä siteitä, missä siteiden väli on yli 3,5 metriä. Näin ollen ontelolaatastoja tarkasteltaessa sidevoimaksi tulee aina $20\text{kN/m} \cdot s = 24\text{ kN}$ seuraamusluokissa 1 ja 2, sillä siteiden väli s on aina enintään ontelolaatan leveyden verran eli 1,2 metriä. Ainoastaan seuraamusluokassa 3a ontelolaattojen jännevälit alkavat vaikuttaa mitoittavaan vetovoimaan. (Betoninormikortti 23 2012, 27.)

6.2 Laattojen poikittaissuuntaisten saumaraudoitusten mitoitus onnettomuusrajatilassa

Laattojen poikittaissuuntaisiin saumoihin sijoitettava raudoitus mitoitetaan onnettomuusrajatilassa kaavoilla 24 ja 25:

$$T = \begin{cases} \geq k \cdot V_k \\ \geq 20\text{kN/m} \cdot s \\ \geq 70\text{kN} \\ \leq 150\text{kN} \end{cases} \quad \text{seuraamusluokissa 1 ja 2} \quad (24)$$

$$T = \begin{cases} \geq k \cdot V_k \\ \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \Psi_i q_k)}{6 \text{ kN/m}^2} \cdot \frac{x}{5 \text{ m}} \cdot s \\ \geq F_t \cdot s \end{cases} \quad \text{seuraamusluokassa 3a} \quad (25)$$

missä

V_k on suurempi pilarin molemmilla puolilla olevien palkkien tukireaktion ominaisarvoista

k on liitospintojen kitkavoimien erotus

s on siteiden väli tai niiden keskiarvo, jos välin suuruus on eri siteen eri puolilla

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

n_s on kerrosten lukumäärä

g_k on vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo

q_k on vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo

Ψ_i on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa

(Betoninormikortti 23 2012, 20-21; RIL 201-2-2011, 133.)

Kaavoissa 24 ja 25 esiintyvä vetovoiman vähimmäisarvo $k \cdot V_k$ koskee ainoastaan pilari-palkkirunkoisia rakennuksia, joissa laattojen poikittaissuuntaisten saumaraudoitusten on myös estettävä palkin putoaminen pilarin päältä epäsymmetrisesti tapahtuvien lämpö- ja kosteusliikkeiden takia. Liitospintojen kitkavoimien erotus k riippuu nimenomaan pilarin ja palkin välisistä liitospinnoista ja sen arvoksi voidaan valita vähintään

$k=0,2$ kun liitoksessa on kuminen tasauslevy, kumilevylaakeri tai vastaava

$k=0,3$ kun molemmat liitospinnat ovat terästä

$k=0,4$ kun liitoksessa on teräs- ja betonipinta vastakkain

$k=0,5$ muissa tapauksissa

(Betoninormikortti 23 2012, 17.)

Kaavassa 25 esiintyvän $x:n$ arvoon vaikuttaa se, onko kyseessä pilari-palkkirunko vai kantavat seinät-laattarunko. Pilari-palkkirungossa $x:n$ arvoksi tulee poikittaisen saumaraudoituksen matkalla palkkia tukevien pilarien väliden suurin arvo. Kun laattoja tukevat kantavat seinät, valitaan $x:n$ arvoksi rengasraudoitusten mitoituksen tapaan kantavan seinälohkon nimellisipituus jaettuna kahdella. (Betoninormikortti 23 2012, 21; RIL 201-2-2011, 133.)

6.3 Saumojen leikkauskestävyys

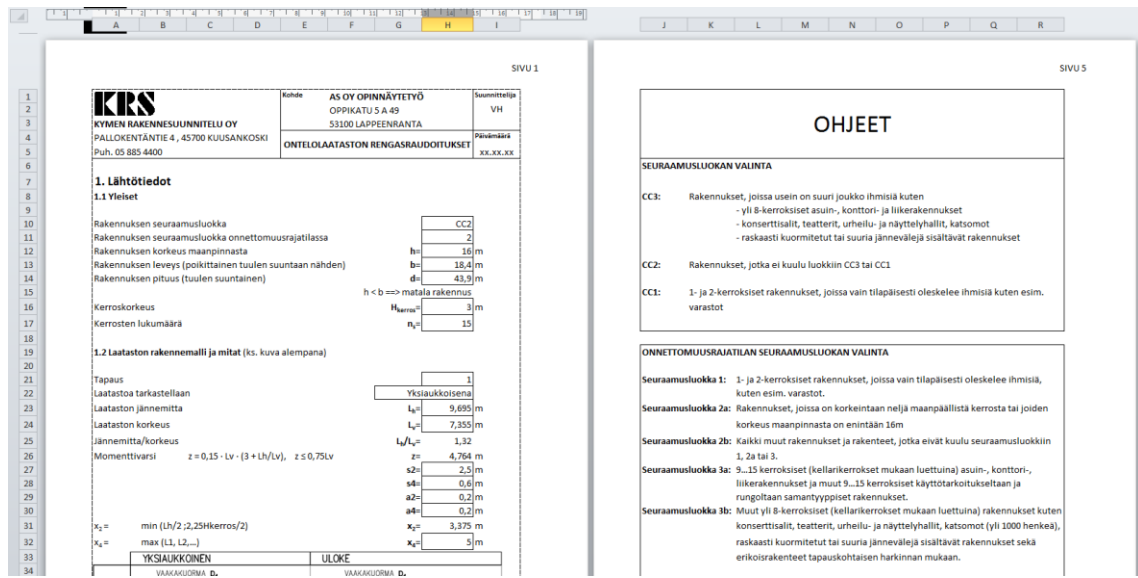
Onnettomuusrajatilan tarkastelun lisäksi laattojen saumoihin tulee leikkauskuormia murtorajatilassa. Saumojen tulee kestää nämä leikkausrasitukset, jotta levyvaikutus pääsisi syntymään. Saumojen leikkausrasituksia ottaa vastaan pelkkä saumabetoni, jonka leikkauskestävyys T_{Rd} on ontelolaattojen saumoissa eurokoodin mukaan 0,15 MPa betonilaadusta riippumatta. Jos leikkausrasitus ylittää saumabetonin leikkauskestävyyden, saumabetoni voi haljeta ja toimia haljenneenakin, mutta edellisten kappaleiden mukaan mitoitettut saumaraudoitukset estävät halkeaman aukeamisen. (Betoninormikortti 23 2012, 23; Leskelä 2006, 186-187, 545; SFS-EN 1992-1-1, 174.)

7 Laskentapohjat

Tässä työssä valmistui kaksi laskentapohjaa: rengasraudoitusten mitoitus ja saumaraudoitusten mitoitus. Jako oli helppo ja looginen tehdä, sillä rengasraudoitusten laskentapohja painottuu enemmän murtorajatilan kuormien ja mitoitusten puolelle pitäen samalla onnettomuusrajatilan mitoituksia vähimmäisarvoina. Saumaraudoitukset pystytään taas suoraan mitoittamaan onnettomuusrajatilan kuormien mukaan, sillä saumabetoni ottaa vastaan murtorajatilan vaakakuormista aiheutuvat leikkausrasitukset.

Laskentapohjia tehdessä oli tarkoituksena, että ne olisivat mahdollisimman käyttäjäystävälliset. Tästä johtuen pohjat on laadittu niin, että varsinaisen laskentapohjan vieressä on aina ohjesivu, josta löytyy tarvittaessa informaatiota kunkin arvon syöttökohtaa varten. Näin ei tarvitsisi laskentapohjaa käytettäessä

ottaa esiin kirjoja tai muita lähteitä, joiden käyttö tekisi tavallaan turhaksi koko laskentapohjan. Laskentapohjan tulisi kuitenkin nopeuttaa suunnittelutyötä. Ohjesivu on kuitenkin asetettu Excel-tiedoston tulostusalueen ulkopuolelle, jotta tulosteeseen tulisi pelkästään kaikki tarvittavat arvot ja kaavat eli varsinainen laskentapohja. Laskentapohjan ja ohjesivun vierekkäin asettelu näkyy kuvasta 7.1.



Kuva 7.1. Näkymä Excel-ohjelmassa laskentapohjasta ja ohjesivusta

Molemmat laskentapohjat ovat jaoteltu niin, että alussa tulee lähtötietojen syöttäminen ja lopun laskentapohja laskee itsestään annetuilla arvoilla ja muuttujilla. Laskentapohjien loppuun on sijoitettu raudoitusten valinta, missä käyttäjä määrittää sideterästen poikkipinta-alan ja määrän ja laskentapohja ilmoittaa, riittävätkö ne mitoittavaan sidevoimaan.

Kaikkiin soluihin, joissa on ympäröivä kehys, tulee käyttäjän syöttää arvoja. Muut solut ovat laskentapohjissa lukittuina ja näiden arvot laskentapohja laskee automaattisesti.

7.1 Rengasraudoitusten laskentapohja

Rengasraudoitusten laskentapohjan ensimmäinen kohta on yleisten lähtötietojen syöttäminen. Ensin tulee määrittää sekä rakennuksen tavallinen seuraamusluokka että onnettomuusrajatilan seuraamusluokat, jotka vaikuttavat myöhemmin mitoituksessa käytettäviin kaavoihin sekä kaavoissa käytettäviin arvoihin.

Tällaisissa seuraamusluokan valinnan kaltaisissa soluissa on käytetty alasvetovalikkoa, joka antaa mahdollisuuden valita vain kyseistä lähtötietoa vastaavista vaihtoehdoista. Näin Excel-tiedosto on helpompi saada toimimaan halutulla tavalla, kun näihin soluihin ei voi syöttää sellaisia lähtöarvoja, joita muut solut ja niiden sisältämät kaavat eivät ymmärtäisi. Seuraamusluokan alasvetovalikon toiminnan ja vaihtoehdot näkee kuvasta 7.2.

1. Lähtötiedot

1.1 Yleiset

Rakennuksen seuraamusluokka

Rakennuksen seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa

Rakennuksen korkeus maanpinnasta

Rakennuksen leveys (poikittainen tuulen suuntaan nähden)

Rakennuksen pituus (tuulen suuntainen)

Kerroskorkeus

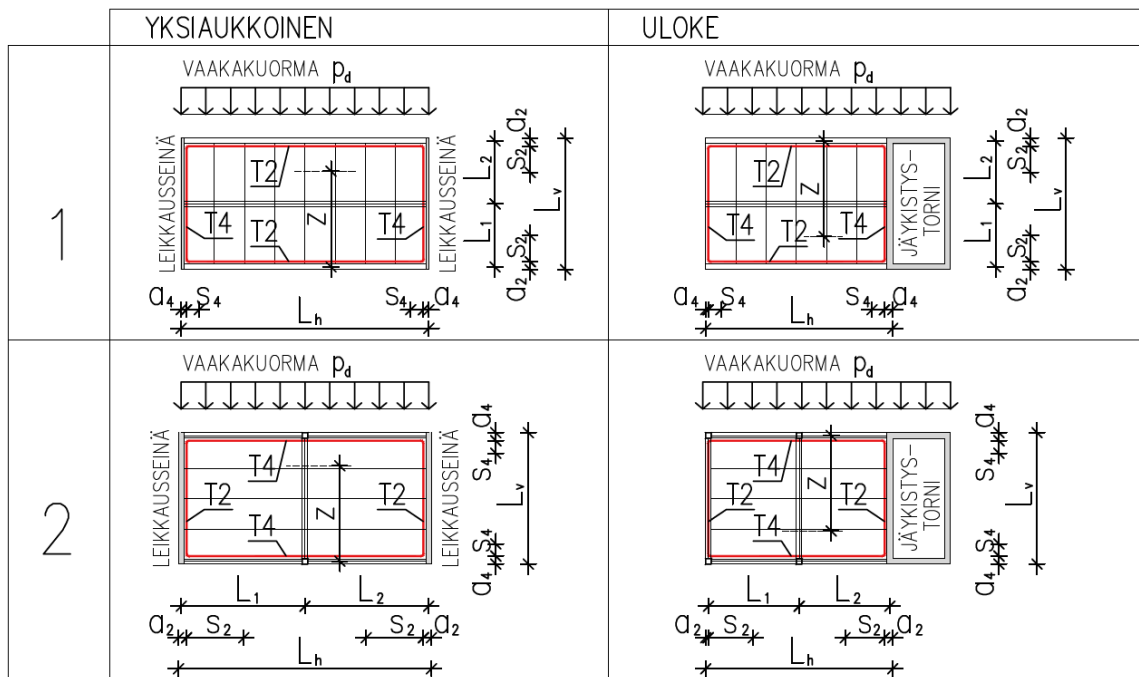
Kerrostien lukumäärä

	CC2
	CC1
	CC2
h=	CC3
b=	18,4 m
d=	43,9 m
h < b ==> matala rakennus	
H _{kerros} =	3 m
n _s =	15

Kuva 7.2. Alasvetovalikon käyttö Excel-tiedostossa

Muita yleisiä lähtötietoja ovat erilaiset rakennuksen mitat ja muuttujat, kuten kuvasta 7.2 näkyy.

Seuraavaksi laskentapohja kysyy lähtötietoja tarkasteltavan, rengasraudoituksen ympäröimän laattakentän mitoista ja mallista. Ensiksi määritetään kumpaan suuntaan ontelolaatat kantavat vaakakuorman nähden. Sen jälkeen valitaan laattakentän rakennemalliksi joko jäykistystorniin tukeutuva uloke tai leikkausseinien välillä oleva yksiaukkoinen kannattaja. Lopullinen malli valikoituu siis neljästä vaihtoehdosta, jotka näkyvät laskentapohjassa esiintyvistä kuvasta 7.3.



Kuva 7.3. Laattakentän rakennemallivaihtoehdot rengasraudoituksen laskentapohjassa

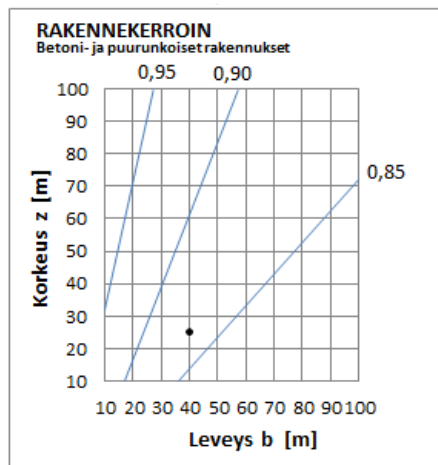
Rengasraudoituksen vetovoimat on jaoteltu voimiin T2 ja T4 sen mukaan, kulkeeko raudoitus laattojen pituus- vai poikittaissuunnassa. T2 on laattojen päädyssä sijaitsevan rengasraudoituksen vetovoima ja T4 laattojen pituussuuntaisen raudoituksen. Kuvassa 7.3 näkyy myös mitta-arvojen määrityksiä kuten laattakentän pituus L_h ja korkeus L_v sekä mitat s ja a voimille T2 ja T4. Kaikki nämä on käyttäjän määritettävä laskentapohjaan lähtöarvoiksi. Mitta s_4 on tosin ontelolaatastoissa lähes aina 0,6 metriä, sillä seuraava sisäpuolinen side sijaitsee heti lähimmässä pituussuuntaisessa saumassa. Annetuiden laattakentän mittojen ja määritysten mukaan laskentapohja laskee rengasraudoitusten murtorajatilan mitoituksessa käytettävän momenttivarren z .

Lisäksi käyttäjän tulee määrittää arvo x_4 , joka tarkoittaa pilareiden tai seinien välejä siteen suunnassa. Kuvaan 7.3 näitä välejä on piirretty kaksi, L_1 ja L_2 , mutta niitä voi rengasraudoituksen ympäröimän laattakentän matkalla olla useampikin, jolloin niistä valitaan x_4 :n arvoksi suurin mitta. Arvon x_2 laskentapohja laskee automaattisesti jo annetuilla mitoilla, mutta rengasraudoitusten laskentapohjassa tarkastellaan yksinkertaistuksen vuoksi vain kantavien seinien päällä sijaitsevia rengasraudoituksia, joten x_2 on määritetty kantavan seinän nimellispiuuden mukaan.

Loput kysyttävät lähtötiedot koskevat materiaaleja sekä kuormia. Materiaalitie-
doissa ei tarvitse syöttää muuta kuin käytettävän raudoituksen materiaalin tiedot
eli teräksen ominaislujuus sekä käytettävä materiaaliosavarmuuskerroin. Kuor-
matiedoissa käydään läpi sekä tuulen ja vinouden aiheuttama vaakakuorma
laatastolle sekä laataston päällä olevat pystykuormat.

Tuulikuorma lasketaan kappaleessa 4.1 selitetyllä tavalla määrittämällä ensin
maastoluokka. Puuskanopeuspaineen ominaisarvon laskentapohja laskee sen
jälkeen automaattisesti, kun tiedossa on jo rakennuksen korkeus. Maastonko-
houman voi jättää huomioimatta tai sitten määrittää sen vaikutus joko tois- tai
kaksipuoleisena.

Rakennekertoimen määrittämiseen korkeaa rakennusta varten on laskentapoh-
jan ohjesivulle lisätty kuvan 4.4 mukainen kaavio, johon automaattisesti tulee
piste tarkasteltavan korkeusaseman ja rakennuksen leveyden mukaan. Kuvas-
sa 7.4 näkyy kyseinen kaavio sekä piste, kun korkeusasema on 25 metriä ja
leveys 40 metriä.



Kuva 7.4. Kuvan 4.4. mukainen kaavio laskentapohjassa

Rakennekertoimen lisäksi määritetään voimakerroin. Lopullinen tuulikuorma
lasketaan suoraan laskentapohjassa tarkasteltavalle laatastolle eli kerroskor-
keuden mukaan.

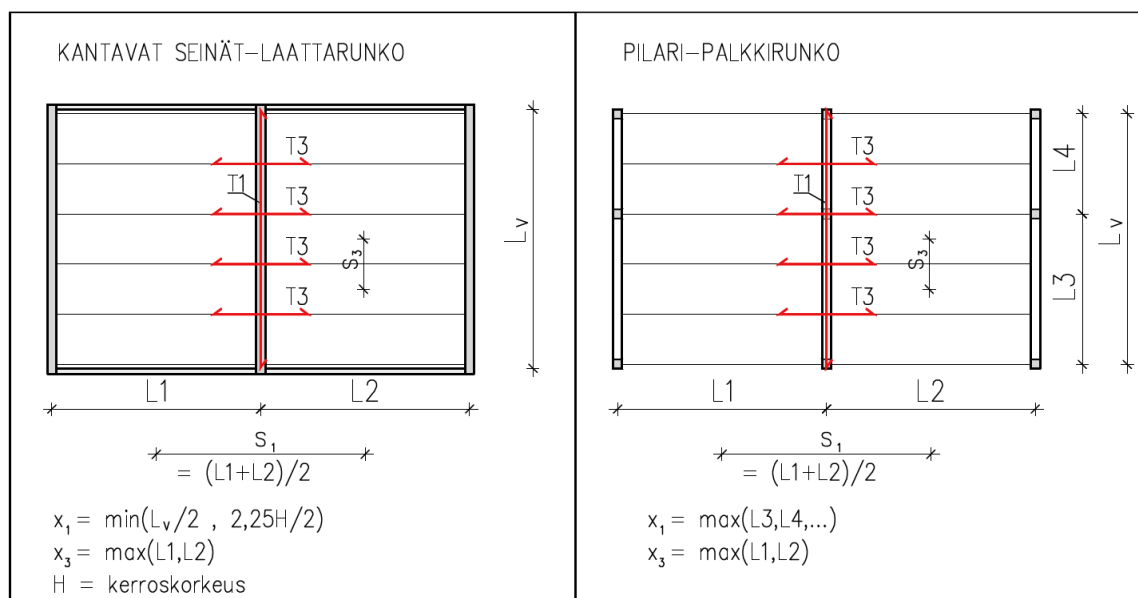
Vinoudesta aiheutuva vaakakuorma lasketaan kappaleen 4.2 mukaan laskemal-
la ensin vinouden arvo ja sitten koko kerroksen pysyvän ja muuttuvan pysty-

kuorman avulla pysyvä ja muuttuva vaakakuorma laatastolle. Lopuksi tuulen ja vinouden aiheuttamat vaakakuormat lasketaan yhteen kappaleen 4.3 mukaan.

Loppuosa laskentapohjasta on mitoitusta, eli laskentapohja laskee automaattisesti raudoituksen vähimmäismäärän sekä murto- että onnettomuusrajatilan mukaan. Onnettomuusrajatilassa määritetään molemmat voimat T2 ja T4, joista valitaan lopulta suurempi, sillä saman teräsmäärän tulee kiertää koko laatastoa ympäri. Lopussa rengasraudoitus valitaan rajatilojen mitoituksista suuremman teräsmäärän mukaan.

7.2 Saumaraudoitusten laskentapohja

Saumaraudoitusten laskentapohja on selvästi rengasraudoitusten vastaavaa lyhyempi ja yksinkertaisempi, sillä se ei sisällä murtorajatilan mitoituksista eikä näin ollen myöskään monimutkaista vaakakuorman määrittämistä. Ensin määritetään lähtötiedot, joita on myös huomattavasti vähemmän. Yleisiin lähtötietoihin kuuluvat rakennuksen seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa, kerroskorkeus sekä kerrosten lukumäärä. Sen jälkeen määritetään laatastoa rakennemalli, minkä apuna toimii laskentapohjassa esiintyvä kuva 7.5.



Kuva 7.5. Laattakentän rakennemallivaihtoehdot saumaraudoitusten laskentapohjassa

Ensin siis valitaan, onko kyseessä kantavat seinät-laattarunko vai pilari-palkkirunko. Tämän jälkeen annetaan arvot kuvassa 7.5 näkyville parametreille L_1 , L_2 ja L_v . Myös pilareiden maksimiväli $\max(L_3, L_4, \dots)$ määritetään. Jos pilareiden välejä on enemmän kuin kuvassa esiintyvät L_3 ja L_4 , valitaan näistä väleistä tähän kohtaan suurin. Vetovoima T_1 kuuluu laattojen poikittaissuuntaiselle saumaraudoitukselle ja T_3 pituussuuntaiselle.

Rengasraudoitusten laskentapohjan tapaan määritetään vielä materiaali- ja kuormatiedot, joista materiaalitietoihin tarvitaan raudoituksen osalta tällä kertaa teräksen ominaislujuus. Lisäksi määritetään pilarin ja palkin kitkakertoimien erotus k . Kuormatietoihin tarvitaan laataston pysyvät ja muuttuvat ominaiskuormat sekä palkin omapaino.

Tämän jälkeen laskentapohja jakautuu kahteen mitoitusvaiheeseen, joissa se laskee tarvittavan teräsmäärän sekä poikittais- että pituussuuntaiselle saumateräkselle määritettyjen lähtötietojen mukaan. Molempien vaiheiden lopussa valitaan teräksien koko ja määrä.

8 Pikavalintataulukot

Pikavalintataulukot päätettiin tehdä pelkästään saumaraudoituksille, sillä rengasraudoituksen mitoitus on huomattavasti monimutkaisempaa ja näin ollen sen saattaminen yksinkertaiseen taulukkomuotoon on hankalaa muuttujien määrän ollessa niin suuri. Tilaajan edellisetkin pikavalintataulukot koskivat pelkästään saumaraudoituksia. Samalla päätettiin tilaajan yleisimpiä kohteita silmälläpitäen, että pikavalintataulukot koskisivat ainoastaan kantavat seinät-laattarunkoisia rakennuksia.

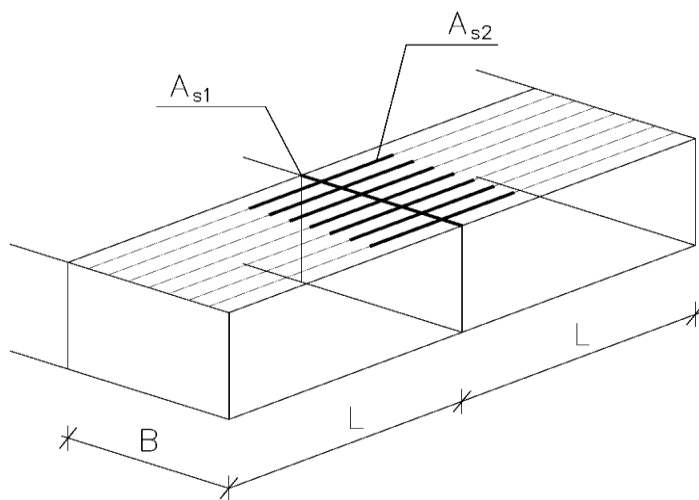
Uusia taulukkoja alettiin tehdä suoraan vanhojen pohjalta samoilla muuttujilla. Tarkoitus oli, että tarvittavat teräsmäärät pystyisi valitsemaan suoraan tietämällä ontelolaattojen jännevälin ja laattakentän leveyden. Laataston ominaiskuormituksina käytetään $5,5 \text{ kN/m}^2$ pysyvää kuormaa ja $2,5 \text{ kN/m}^2$ muuttuvaa. Kerroskorkeutena on 3 metriä. Alkuperäinen taulukko olisi malliltaan ollut samanlainen kuin taulukko 8.1, missä A_{s1} tarkoittaa laattojen poikittaisen saumaraudoituksen

tarvittavaa teräsmäärää, A_{s2} pituussuuntaisen saumaraudoituksen, L suurempaa ontelolaattajänneväliä ja B laattakentän leveyttä.

L(m) \ B(m)	3,6		4,8		6,0		7,2		8,4		9,6		10,8	
	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}
2,4														
3,6														
4,8														
6,7														
7,2														

Taulukko 8.1. Alkuperäinen taulukkomalli saumaraudoitusten pikavalinnalle

Mallikuvaksi taulukoiden käyttöön tulisi kuva 8.1, jossa on esitetty saumaraudoitukset, jänneväli L ja laattakentän leveys B .

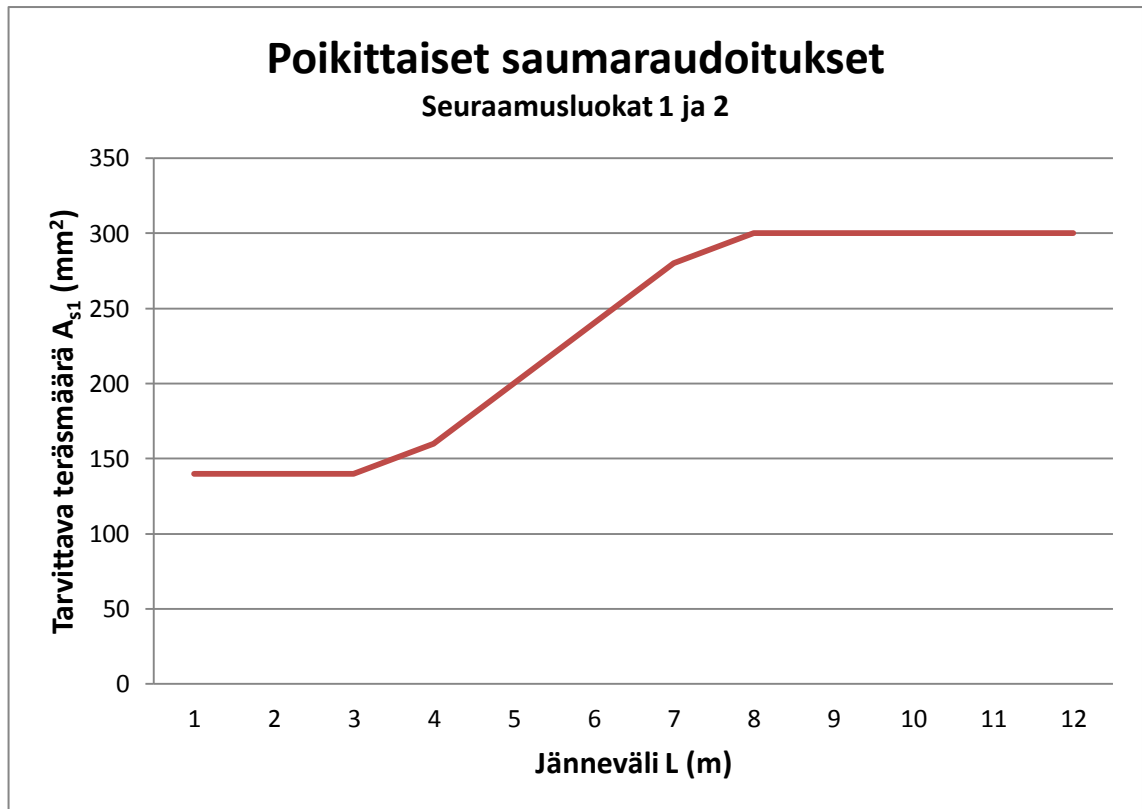


Kuva 8.1. Alkuperäinen mallikuva pikavalintataulukoiden käyttöön

Ensimmäiseksi taulukosta oli kuitenkin tehtävä kaksi versiota onnettomuusrajan seuraamusluokan mukaan. Toiseen taulukkoon tulisi arvoja seuraamusluokkiin 1 ja 2 kuuluville rakennuksille ja toiseen luokkaan 3a kuuluville. Tämän jälkeen kuitenkin huomattiin, ettei taulukkomalli kuitenkaan sovellu eurokoodin mukaiseen mitoitukseen.

Seuraamusluokissa 1 ja 2 laattojen pituussuuntaisten saumaraudoitusten tarvittava teräsmäärä on aina sama, koska kaavassa 22 ainoana muuttujana on siteiden väli s , joka on pituussuuntaisilla raudoituksilla aina sama ontelolaattojen vakioleveyden takia. Myös laattojen poikittaissuuntaisilla saumaraudoituksilla

ainoana muuttujana kaavassa 24 toimii sideväli s , joten laattakentän leveys B ei vaikuta tarvittavaan teräsmäärään ollenkaan. Näin ollen taulukkoon jäi ainoaksi muuttujaksi ontelolaattojen jännemitta L . Jännevälin vaikutus poikittaisten saumaraudoitusten vaadittavaan teräsmäärään näkyy kuviosta 8.1.



Kuvio 8.1. Jännevälin vaikutus poikittaisen saumaraudoituksen teräsmäärään seuraamusluokissa 1 ja 2

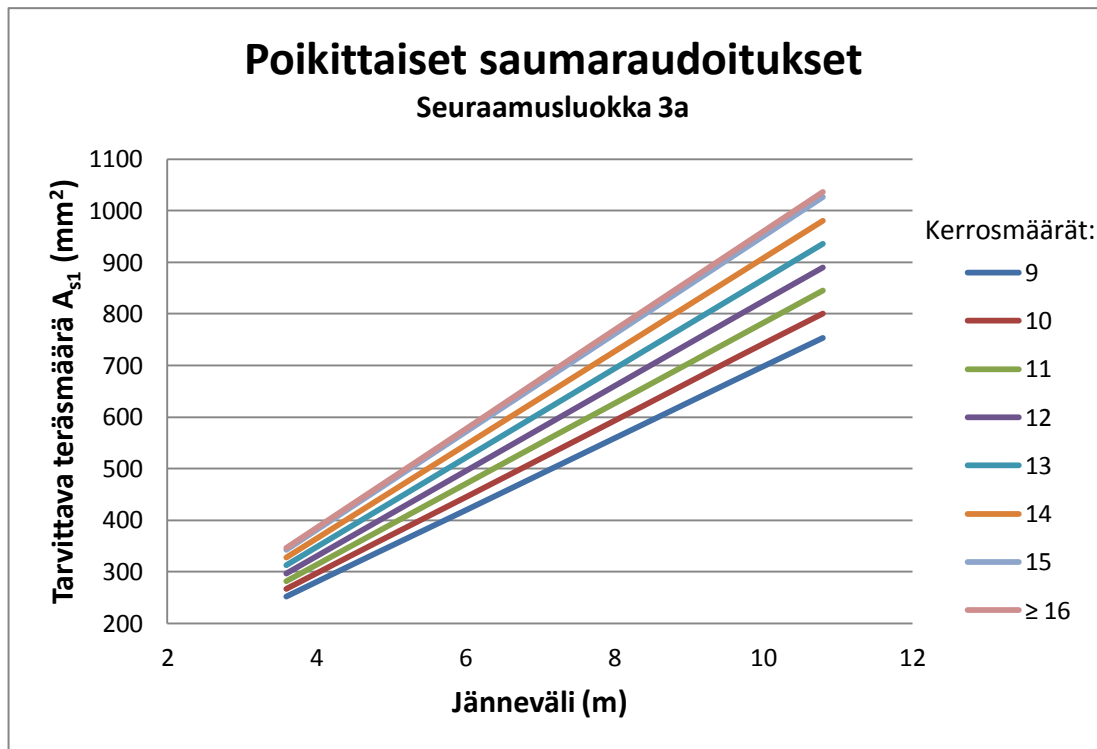
Kuviosta nähdään, että kolmen metrin jänneväliin asti tarvittava teräsmäärä pysyy 140 mm^2 :ssä, kunnes se alkaa kasvamaan. Tämä teräsmäärä tulee minisidevoimasta 70 kN , joka vaatii saumaan kaksi halkaisijaltaan 10 mm harjaterästä. Sen jälkeen teräsmäärä kasvaa tasaisesti kahdeksaan metriin asti, kunnes se saavuttaa maksimisidevoiman 150 kN mukaisen teräsmäärän 300 mm^2 , josta suuremmaksi tarvittava teräsmäärä ei enää kasva.

Taulukko 8.1 ei mallina sopinut myöskään onnettomuusrajatilan seuraamusluokkaan 3a. Laatan pituussuuntaisten terästen mitoituksessa siteiden välin ja kuormituksen pysyessä samana ainoiksi muuttujiksi kaavassa 23 jää x eli suu-

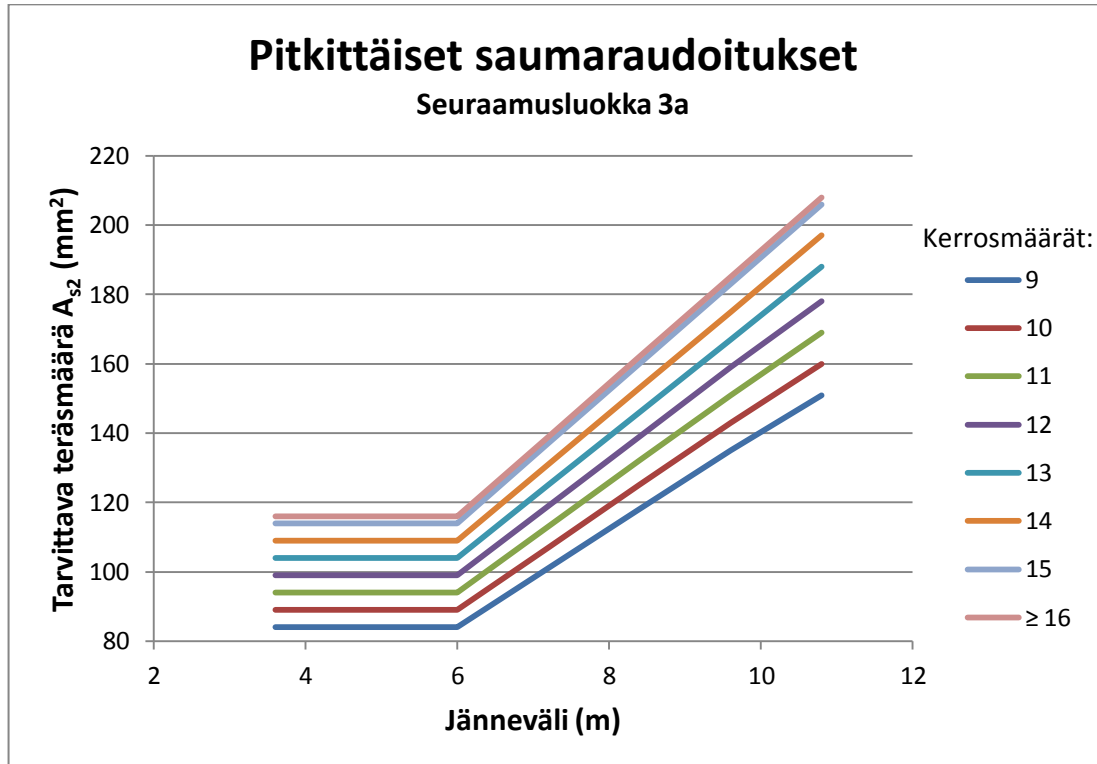
rempi perättäisistä kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyyksistä siteen suunnassa sekä F_t .

Laattojen poikittaissuuntaisten saumaraudoitteita mitoittaessa seuraamusluokassa 3a jää käytetyillä kuormituksilla mitoittavaksi ehdoksi $T \geq F_t \cdot s$ kaavasta 25. Samassa kaavassa toisena oleva ehto $T \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \Psi_i q_k)}{6 \text{ kN/m}^2} \cdot \frac{x}{5 \text{ m}} \cdot s$ voidaan kirjoittaa myös muotoon $T \geq F_t \cdot s \cdot \frac{x \cdot (g_k + \sum \Psi_i q_k)}{37,5 \text{ kN/m}}$, josta nähdään helpommin, että jakoviivan yläpuolella olevien x :n ja kuormitusten tulon tulisi olla suurempi kuin 37,5 kN/m, jotta se olisi mitoittava ehto. Tässä tapauksessa x tarkoitti seinän nimellispituutta jaettuna kahdella, joka on maksimissaan 3,375 metriä kerroskorkeuden ollessa kolme metriä. Näin ollen laattakentän leveys ei vaikuta tässä seuraamusluokassa valituilla kuormituksilla tarvittaviin teräsmääriin ollenkaan.

Sen sijaan seuraamusluokassa 3a vaikuttaa tarvittavaan teräsmäärään kerrosten määrä, josta määräytyy kaavoissa esiintyvän F_t :n suuruus. Seuraamusluokan 3a taulukkoon toiseksi muuttujaksi laattojen jännevälin lisäksi vaihdettiin kerrosmäärä, joita on taulukossa yhdeksästä 16:een, josta eteenpäin F_t :n suuruus pysyy samana. Kuvioista 8.2 ja 8.3 nähdään jännevälin ja kerrosmäärän vaikutukset sekä pituus- että poikittaissuuntaisille saumaraudoituksille.



Kuvio 8.2. Jännevälin ja kerros määrän vaikutukset poikittaisen saumaraudoituksen teräsmäärään seuraamusluokassa 3a



Kuvio 8.3. Jännevälin ja kerros määrän vaikutukset pitkittäisen saumaraudoituksen teräsmäärään seuraamusluokassa 3a

Kuvioista nähdään, että kerrosmäärän kasvu kasvattaa tasaisesti myös tarvittavaa teräsmäärää, kunnes kerroksia on 16, jolloin F_t saavuttaa maksimiarvonsa. Poikittaisilla saumaraudoituksilla myös jänneväli kasvattaa tarvittavaa teräsmäärää lineaarisesti, kun taas pitkittäisillä saumaraudoituksilla jänneväli alkaa vaikuttamaan vasta kuuden metrin jälkeen. Tämä johtuu siitä, että kaavassa 23 esiintyvä ehto $T \geq F_t \cdot s$ pysyy suurimpana ehtona tähän jänneväliin asti. Kuu-desta metristä eteenpäin jänneväli vaikuttaa myös pituussuuntaisiin saumaraudoituksiin tasaisesti. Lopulliset pikavalintataulukot löytyvät liitteestä 3.

9 Yhteenveto

Työtä aloittaessa oli selkeä käsitys siitä, millaiset lopullisten pikavalintataulukoiden tulisi olla, koska vanhat taulukot olivat olemassa. Olikin yllätys, kuinka paljon erilaisilta lopulliset taulukot näyttävät, kun laattakentän leveys ei vaikuttanut teräsmäärien arvoihin missään vaiheessa. Myös onnettomuusrajatilan seuraamusluokkien mukaantulo esti mahdollisista saumaraudoitusten pikavalintaa yhteen taulukkoon aikaisemmasta poiketen. Silti taulukot oli mahdollista tehdä ja niistä tuli yksinkertaiset ja helpot käyttää, kuten alun perin kuuluikin. Jos teräsmääriin vaikuttavia muuttujia olisi ollut enemmän, olisi niiden tekeminen ollut monimutkaisempaa ja hankalampaa niin kuin nyt pikavalintataulukoiden osalta poisjätetyissä rengasraudoituksissa.

Rengasraudoitusten mukaantulo työhön vaikutti lopulliseen työmäärään suuresti. Rengasraudoitusten laskentapohjan tekeminen oli paljon työläämpi ja monimutkaisempi kuin saumaraudoitusten. Silti lopputulokseen voi olla tyytyväinen, sillä se sisältää niin paljon asiaa pitäen laskentapohjan käytön kuitenkin yksinkertaisena. Siitä pystyy halutessaan kuitenkin katsomaan pelkästään rengasraudoitukselle onnettomuusrajatilan vaatiman teräsmäärän kuten yksinkertaisemmassa saumaraudoitusten laskentapohjassa tai samalla mitoittaa rengasraudoitukset murtorajatilassa vaakakuormien laskentaa myöten. Koko ontelolaataston toiminnasta yhtenäisenä ymmärtää nyt paljon paremmin, kun työ sisältää kaikki laataston sideraudoitukset.

Kaiken kaikkiaan työ on auttanut ymmärtämään sideraudoitusten tarpeen ja toiminnan. Onnettomuuksia tarkastellessa tarpeen aiheuttavia tilanteita voi olla

monenlaisia, mutta suunnittelun yksinkertaistuksen ja nopeutuksen vuoksi on määritetty suoraan ehdot liitosten kestävyydelle. Vaativimmissa kohteissa rakenteita voidaan ja pitääkin tarkastella yksityiskohtaisemmin, mutta esimerkiksi normaaleita kerrostaloja suunnitellessa ei ole edes aikaa paneutua rakenteiden toimintaan onnettomuuksien aiheuttamissa poikkeustilanteissa, koska suunnittelulle jää niin vähän aikaa. Suunnittelun helpottaminen ja nopeuttaminen oli myös tämän työn tavoitteena ja lopputuloksena olevat laskentapohjat ja pikavalintataulukot saavuttavat tavoitteen.

Kuvat

Kuva 3.1. Kantavan seinän ja laatastion vaurioalueet (Betoninormikortti 23 2012, 8), s. 10.

Kuva 4.1. Maastoluokat kuvauksineen (RIL 201-1-2008, 127), s. 14.

Kuva 4.2. Efektiiviset maastoluokkavyöhykkeet rannikkokaupungeissa (RIL 201-1-2008, 128), s. 15.

Kuva 4.3. Tois- ja kaksipuoleinen maastonkohouma parametreineen (RIL 201-1-2008, 129, 131), s. 17.

Kuva 4.4. Rakennekertoimen valintakaavio monikerroksiselle rakennukselle (RIL 201-1-2008, 138), s. 19.

Kuva 4.5. Vinouden vaikutus välipohjaan (SFS-EN 1992-1-1, 56), s. 21.

Kuva 5.1. Rengasterästen ankkurointialueet sisänurkissa (Leskelä 2006, 544), s. 24.

Kuva 5.2. Laatastion rakennemalli vaakavoimien vaikuttaessa (Leskelä 2006, 545), s. 25.

Kuva 6.1. Kalvovoiman syntyminen ja siirtyminen saumaraudoitusten kautta vaurioituneen palkin yli (Betoninormikortti 23 2012, 23), s. 28.

Kuva 6.2. Saumaraudoituksen virheellinen sijoitus joko liian ylös tai alas (Betoninormikortti 23 2012, 27), s. 29.

Kuva 7.1. Näkymä Excel-ohjelmassa laskentapohjasta ja ohjesivusta, s. 33.

Kuva 7.2. Alasvetovalikon käyttö Excel-tiedostossa, s. 34.

Kuva 7.3. Laattakentän rakennemallivaihtoehdot rengasraudoituksen laskentapohjassa, s. 35.

Kuva 7.4. Kuvan 4.4. mukainen kaavio laskentapohjassa, s. 36.

Kuva 7.5. Laattakentän rakennemallivaihtoehdot saumaraudoitusten laskentapohjassa, s. 37.

Kuva 8.1. Alkuperäinen mallikuva pikavalintataulukoiden käyttöön, s. 39.

Kuviot

Kuvio 8.1. Jännevälin vaikutus poikittaisen saumaraudoituksen teräsmäärään seuraamusluokissa 1 ja 2, s. 40.

Kuvio 8.2. Jännevälin ja kerrosmäärän vaikutukset poikittaisen saumaraudoituksen teräsmäärään seuraamusluokassa 3a, s. 42.

Kuvio 8.3. Jännevälin ja kerrosmäärän vaikutukset pitkittäisen saumaraudoituksen teräsmäärään seuraamusluokassa 3a, s. 42.

Taulukot

Taulukko 2.1. Ontelolaattatyyppeiden ominaisuuksia (Elementtisuunnittelu), s. 6.

Taulukko 3.1. Rakennusten seuraamusluokat onnettomuusrajatilassa (RIL-201-2-2011, 130), s. 12.

Taulukko 4.1. Efektiivisten maastoluokkavyöhykkeiden rajat rakennuksen korkeuden mukaan rannikkokaupungeissa (RIL 201-1-2008, 128), s. 15.

Taulukko 4.2. Voimakertoimen arvot tehollisen hoikkuuden ja sivusuhteen perusteella (RIL-201-1-2008, 137), s. 19.

Taulukko 4.3. Muuttuvien kuormien yhdistelykertoimien arvot rakennuksille (RIL 201-1-2008, 36), s. 23.

Taulukko 8.1. Alkuperäinen taulukkomalli saumaraudoitusten pikavalinnalle, s. 39.

Lähteet

Asuinkerrostalon esimerkkilaskelmat.

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23641/Asuinkerrostalon%20mallilaskelmat.pdf>. Luettu 17.6.2013.

Betoninormikortti 23 2012. Liitosten mitoitus onnettomuuskuormille standardin SFS-EN-1991-1-7 yleiset kuormat, onnettomuuskuormat mukaan. Suomen betoniyhdistys ry.

Elementtisuunnittelu a.

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/laatat/ontelolaatat>. Luettu 17.6.2013.

Elementtisuunnittelu b. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/liitokset/liitosten-toiminta/rengasraudoitus>. Luettu 17.6.2013.

Häyrinen P. 2012. Ontelolaatatosten suunnittelukurssi. Luentomateriaali.

http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23908/Ontelolaatatosten_suunnittelu_kurssi_2012-H%c3%a4yrinen.pdf. Luettu 17.6.2013.

Leskelä M. 2006. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005. Suomen betoniyhdistys ry. Helsinki.


Ontelolaatatosten suunnitteluohje 2012. Betoniteollisuus ry.

<http://www.betset.fi/media/ladattavat-tiedostot-ja-ohjeet/ontelolaatat/ontelolaatatosten-suunnitteluohje.pdf>. Luettu 17.6.2013

RIL 201-1-2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Hansaprint Oy.

RIL 201-2-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Hansaprint Oy.

SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardisoimisliitto

 KYMEN RAKENNESUUNNITELU OY PALLOKENTÄNTIE 4, 45700 KUUSANKOSKI Puh. 05 885 4400	Kohde OPINNÄYTETYÖ Osoiterivi 1 Osoiterivi 2	Suunnittelija VH
	ONTELOLAATASTON SAUMARAUDOITUKSET	Päivämäärä XX.XX.XX

1. Lähtötiedot

1.1 Yleiset

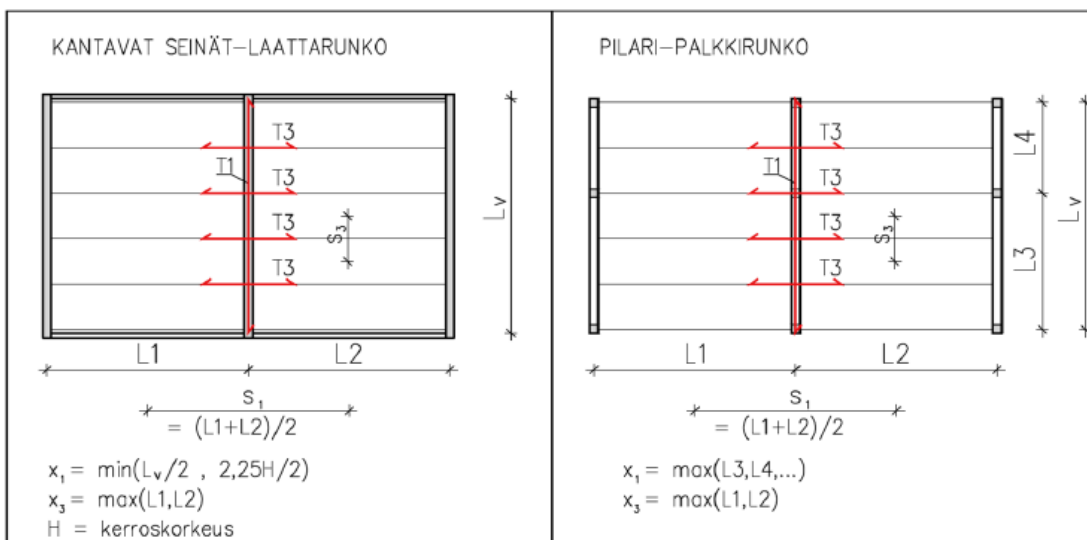
Rakennuksen seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa
 Kerroskorkeus
 Kerrosten lukumäärä

	2
H=	3 m
n _s =	6

1.2 Laataston rakennemalli ja mitat (ks. kuva alempana)

Rakenne

Kantavat seinät-laattarunko	
L1=	5 m
L2=	3 m
L _v =	4 m
max (L3, L4, L5,...)=	2 m
s ₁ =	4 m
s ₃ =	1,2 m
x ₁ =	2 m
x ₃ =	5 m



1.3 Materiaalit

Raudoitus


Teräs

Teräksen ominaislujuus

f _{sk} =	A500HW	
	500	N/mm ²

Pilarin ja palkin liitospintojen kitkakertoimien erotus

k=	0,2
----	-----

 KYMEN RAKENNESUUNNITELU OY PALLOKENTÄNTIE 4 , 45700 KUUSANKOSKI Puh. 05 885 4400	Kohde OPINNÄYTETYÖ Osoiterivi 1 Osoiterivi 2	Suunnittelija VH
	ONTELOLAATASTON SAUMARAUDOITUKSET Päivämäärä xx.xx.xx	

1.4 Kuormat

Laataston pysyvän kuorman ominaisarvo

Laataston muuttuvan kuorman ominaisarvo

Palkin omapaino

Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa

$g_k =$	5,5	kN/m ²
$q_k =$	2,5	kN/m ²
$g_{k,palkki} =$	2	kN/m
$\psi_i =$	0,3	

$\psi_i =$	ψ_1 , kun lumi-, jää- tai tuulikuorma
	ψ_2 , kun muu kuorma

2. Laattojen poikittaissuuntainen saumaraudoitus

2.1 Sidevoiman T1 määrittäminen

Seuraamusluokat 1 ja 2:

$$\begin{array}{l}
 T1 = \left\{ \begin{array}{l}
 \geq k \cdot V_k \quad (\text{vain pilari-palkkirungossa}) \\
 \geq 20 \text{ kN/m} \cdot s_1 \\
 \geq 70 \text{ kN} \\
 \leq 150 \text{ kN}
 \end{array} \right. = \begin{array}{l}
 6,8 \text{ kN} \\
 80 \text{ kN} \\
 70 \text{ kN} \\
 \end{array}
 \end{array}$$

Suurempi palkkien tukireaktioista pilarille

$$V_k = 34,00 \text{ kN}$$

Seuraamusluokka 3a:


$$\begin{array}{l}
 T1 = \left\{ \begin{array}{l}
 \geq k \cdot V_k \quad (\text{vain pilari-palkkirungossa}) \\
 \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k)}{6 \text{ kN/m}^2} \cdot \frac{x_1}{5 \text{ m}} \cdot s_1 \\
 \geq F_t \cdot s_1
 \end{array} \right. = \begin{array}{l}
 6,80 \text{ kN} \\
 38,13 \text{ kN} \\
 114,4 \text{ kN}
 \end{array}
 \end{array}$$

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

$$F_t = 28,6 \text{ kN/m}$$

Sidevoima T1 seuraamusluokan mukaan

$$T1 = 80 \text{ kN}$$

 KYMEN RAKENNESUUNNITELU OY PALLOKENTÄNTIE 4 , 45700 KUUSANKOSKI Puh. 05 885 4400	Kohde OPINNÄYTETYÖ Osoiterivi 1 Osoiterivi 2	Suunnittelija VH
	ONTELOLAATASTON SAUMARAUDOITUKSET	Päivämäärä XX.XX.XX

2.2 Saumaraudoituksen valinta

Terästen halkaisija

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

Terästen kappalemäärä

$$n = 2 \text{ kpl}$$

Vaadittu teräsmäärä poikkipinta-alana

$$A_{s,vaad.} = 160,00 \text{ mm}^2$$

Käytettävä teräsmäärä poikkipinta-alana

$$A_s = 226,2 \text{ mm}^2$$

Käyttöaste

$$KA = 70,7 \%$$

OK!

3. Laattojen pituussuuntainen saumaraudoitus

3.1 Sidevoima T3 määrittäminen

Seuraamusluokat 1 ja 2:

$$150 \text{ kN} > T3 > 20 \text{ kN/m} \cdot s_3$$

$$T3 = 24 \text{ kN}$$

Seuraamusluokka 3a:

$$T3 = \begin{cases} \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k)}{6 \text{ kN/m}^2} \cdot \frac{x_3}{5m} \cdot s_3 & = 28,6 \text{ kN} \\ \geq F_t \cdot s_3 & = 34,32 \text{ kN} \end{cases}$$

Sidevoima T3 seuraamusluokan mukaan

$$T3 = 24 \text{ kN}$$

3.2 Saumaraudoituksen valinta

Terästen halkaisija

$$\varnothing = 10 \text{ mm}$$

Terästen kappalemäärä

$$n = 1 \text{ kpl}$$

Vaadittu teräsmäärä poikkipinta-alana

$$A_{s,vaad.} = 48,00 \text{ mm}^2$$


Käytettävä teräsmäärä poikkipinta-alana

$$A_s = 78,5 \text{ mm}^2$$

Käyttöaste

$$KA = 61,1 \%$$

OK!

 KYMEN RAKENNESUUNNITELU OY PALLOKENTÄNTIE 4, 45700 KUUSANKOSKI Puh. 05 885 4400	Kohde OPINNÄYTETYÖ Osoiterivi 1 Osoiterivi 2	Suunnittelija VH
	ONTELOLAATASTON RENGASRAUDOITUKSET	

1. Lähtötiedot

1.1 Yleiset

Rakennuksen seuraamusluokka
 Rakennuksen seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa
 Rakennuksen korkeus maanpinnasta
 Rakennuksen leveys (poikittainen tuulen suuntaan nähden)
 Rakennuksen pituus (tuulen suuntainen)

	CC2
	2
h=	20 m
b=	20 m
d=	25 m

$h < b \implies$ matala rakennus

Kerroskorkeus
 Kerrosten lukumäärä

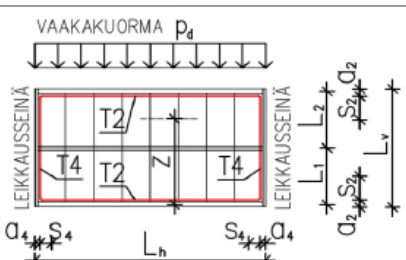
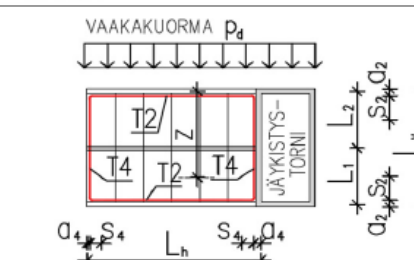
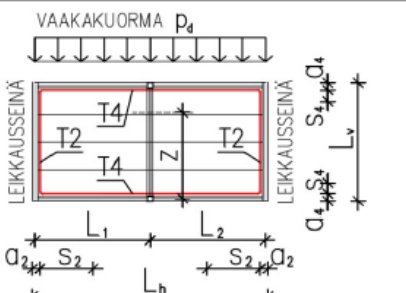
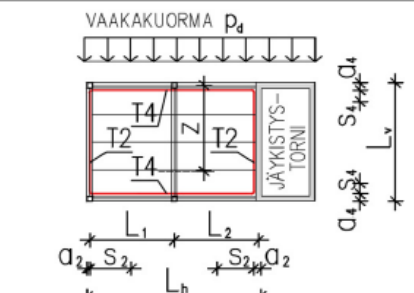
H_{kerros}=	3 m
n_s=	6

1.2 Laataston rakennemalli ja mitat (ks. kuva alempana)

Tapaus
 Laatasta tarkastellaan
 Laataston jännemitta
 Laataston korkeus
 Jännemitta/korkeus
 Momenttivarsi $z = 0,15 \cdot L_v \cdot (3 + L_h/L_v)$, $z \leq 0,75L_v$

	1
	Yksiaukkoisena
L_h=	7 m
L_v=	6 m
L_h/L_v=	1,17
z=	3,75 m
s₂=	2 m
s₄=	0,6 m
a₂=	0,2 m
a₄=	0,2 m
x₂=	3,375 m
x₄=	2 m

$x_2 = \min(L_h/2 ; 2,25H_{kerros}/2)$
 $x_4 = \max(L_1, L_2, \dots)$

	YKSIAUKKOINEN	ULOKE
1		
2		

KRS KYMEN RAKENNESUUNNITELU OY PALLOKENTÄNTIE 4, 45700 KUUSANKOSKI Puh. 05 885 4400	Kohde OPINNÄYTETYÖ Osoiterivi 1 Osoiterivi 2	Suunnittelija VH
	ONTELOLAATASTON RENGASRAUDOITUKSET	Päivämäärä xx.xx.xx

1.3 Materiaalit

Raudoitus

Teräs

Teräksen ominaislujuus

Teräksen materiaaliosavarmuusluku

Teräksen laskentalujuus

	A500HW	
$f_{sk} =$	500	N/mm ²
$\gamma_s =$	1,15	
$f_{sd} =$	434,8	N/mm ²

1.4 Kuormat

1.4.1 Tuulikuormat

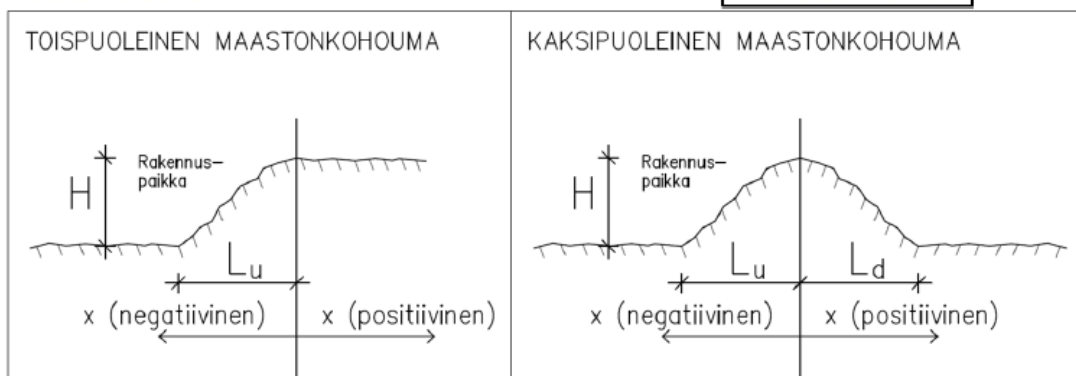
Maastoluokka

Puuskanopeuspaineen ominaisarvo

	III
$q_{p0}(h) =$	0,60 kN/m ²

Maastonkohouma

Ei oteta huomioon



Maastomuodon tehollinen korkeus

Tuulenpuoleisen rinteen pituus tuulen suunnassa

Suojanpuoleisen rinteen pituus tuulen suunnassa

Rakennuspaikan vaakasuora etäisyys harjasta

Kaltevuus H/L_u (max = 0,3)

Suurennuskerroin $\gamma_D = 1 + 2,8 \cdot \Phi \cdot (1 - 0,33 \cdot x / L_u)$

Tuulen nopeuspaine $q_p(h) = \gamma_D \cdot q_{p0}(h)$

$H =$	1	m
$L_u =$	1	m
$L_d =$	1	m
$x =$	1	m
$\Phi =$	0,300	
$\gamma_D =$	1,00	
$q_p(h) =$	0,60	kN/m ²

Tarkasteltava korkeusasema

Rakennekerroin (matala rakennus)

$z =$	20	m
$c_s c_d =$	1	

Tehollinen korkeus $\lambda = 1,4 \dots 2 h/b$, kun $15m < h < 50m$


Sivusuhte

Voimakerroin

$\lambda =$	1,91
$d/b =$	1,25
$c_f =$	1,3

Laatastolle kohdistuva tuulivoima $q_{k,tuuli} = c_s c_d c_f q_p(h) H_{kerros}$

$q_{k,tuuli} = 2,35$ kN/m

 KYMEN RAKENNESUUNNITELU OY PALLOKENTÄNTIE 4 , 45700 KUUSANKOSKI Puh. 05 885 4400	Kohde	OPINNÄYTETYÖ Osoiterivi 1 Osoiterivi 2	Suunnittelija VH
	ONTELOLAATASTON RENGASRAUDOITUKSET		Päivämäärä XX.XX.XX

1.4.2 Muut vaakakuormat

$$\text{Vinous } \theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\theta_1 = 0,0025$$

$$\text{Vinouden perusarvo } \theta_0 = 1/200$$

$$\theta_0 = 0,005$$

$$\text{Korkeuteen perustuva pienennyskerroin } \alpha_h = 2 / h^{1/2} ; 2/3 < \alpha_h < 1$$

$$\alpha_h = 0,67$$

Rakennuksen korkeus

$$h = 20 \text{ m}$$

$$\text{Rakenneosien määrään perustuva pienennysk. } \alpha_m = (0,5(1+1/m))^{1/2}$$

$$\alpha_m = 0,7416198$$

Jäykistysjärjestelmän vaakavoimaan vaikuttavien pystyrakennosien määrä

$$m = 10 \text{ kpl}$$

Kerroksen kuormat

Pysyvät kuormat

$$G_k = 4000 \text{ kN}$$

Muuttuvat kuormat

$$Q_k = 800 \text{ kN}$$

Vinoudesta aiheutuvat lisävaakavoimat laatastolle

$$\text{Pysyvät } g_{k,\text{lisävaakav.}} = \theta_1 \cdot G_k / b$$

$$g_{k,\text{lisävaakav.}} = 0,49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Muuttuvat } q_{k,\text{lisävaakav.}} = \theta_1 \cdot Q_k / b$$

$$q_{k,\text{lisävaakav.}} = 0,10 \text{ kN/m}$$

Laataston kokonaisvaakakuormitus

$$p_d = 1,15 \cdot K_{FI} \cdot g_{k,\text{lisävaakav.}} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot q_{k,\text{tuuli}} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot \psi_0 \cdot q_{k,\text{lisävaakav.}}$$

$$p_d = 4,19 \text{ kN/m}$$

Kuormakerroin

$$K_{FI} = 1$$

Yhdistelykerroin

$$\psi_0 = 0,7$$

1.4.3 Laataston pystykuormat

Laataston pysyvän kuorman ominaisarvo

$$g_k = 5,5 \text{ kN/m}^2$$

Laataston muuttuvan kuorman ominaisarvo

$$q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa

$$\psi_1 = 0,3$$

$\psi_1 =$	ψ_1 , kun lumi-, jää- tai tuulikuorma ψ_2 , kun muu kuorma
------------	---

2. Rengasraudoituksen mitoitus murtorajatilassa

$$\text{Momenttirasitus } qL^2/8$$


$$M_{Ed} = 25,67 \text{ kNm}$$

$$\text{Momentista aiheutuva vetovoima } M_{Ed} / z$$

$$F_d = 6,85 \text{ kN}$$

$$\text{Vaadittu teräsmäärä } A_{s1} = M_{Ed} / (z \cdot f_{sd})$$

$$A_{s1} = 15,7 \text{ mm}^2$$

 KYMEN RAKENNESUUNNITELU OY PALLOKENTÄNTIE 4 , 45700 KUUSANKOSKI Puh. 05 885 4400	Kohde OPINNÄYTETYÖ Osoiterivi 1 Osoiterivi 2	Suunnittelija VH
	ONTELOLAATASTON RENGASRAUDOITUKSET	Päivämäärä xx.xx.xx

3. Rengasraudoituksen minimiteräsmäärä onnettomuusrajatilassa

Seuraamusluokat 1 ja 2:

$$\begin{array}{l}
 T_2, T_4 = \left\{ \begin{array}{l} \geq 20 \text{ kN/m} \cdot (s + a) \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{array} \right.
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 T_2 = 44 \text{ kN} \\
 T_4 = 16 \text{ kN} \\
 = 70 \text{ kN}
 \end{array}$$

Seuraamusluokka 3a:

$$\begin{array}{l}
 T_2, T_4 = \left\{ \begin{array}{l} \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k)}{6 \text{ kN/m}^2} \cdot \frac{x}{5 \text{ m}} \cdot (s + a) \\ \geq F_t \cdot (s + a) \\ \geq 70 \text{ kN} \end{array} \right.
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 T_2 = 35,39 \text{ kN} \\
 T_4 = 7,63 \text{ kN} \\
 T_2 = 62,92 \text{ kN} \\
 T_4 = 22,88 \text{ kN} \\
 = 70 \text{ kN}
 \end{array}$$

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

$$F_t = 28,6 \text{ kN/m}$$

Rengasraudoituksen vetovoimat seuraamusluokan mukaan

$$\begin{array}{l}
 T_2 = 70 \text{ kN} \\
 T_4 = 70 \text{ kN} \\
 \max(T_4, T_2) = 70 \text{ kN} \\
 A_{s2} = 140 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

Vetovoiman vaatima teräsmäärä $A_{s2} = T / f_{sk}$

4. Rengasraudoituksen valinta

Terästen halkaisija
 Terästen kappalemäärä

$$\begin{array}{l}
 \varnothing = 10 \text{ mm} \\
 n = 2 \text{ kpl}
 \end{array}$$

Vaadittu teräsmäärä poikkipinta-alana = $\max(A_{s1}, A_{s2})$

$$A_{s,vaad.} = 140,00 \text{ mm}^2$$

Käytettävä teräsmäärä poikkipinta-alana

$$A_s = 157,1 \text{ mm}^2$$

Käyttöaste

$$KA = 89,1 \%$$

OK!

