

SAIMAAN AMMATTIKORKEAKOULU
Tekniikka, Lappeenranta
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Janne Hellsten

ELEMENTTIRAKENTEISEN ASUINKERROSTALON ESIMERKKILASKELMIA EUROKOODIN MUKAISESTI

Opinnäytetyö 2011

TIIVISTELMÄ

Janne Hellsten

Elementtirakenteisen asuinkerrostalon esimerkkilaskelmia eurokoodin mukaisesti, 82 sivuja, 1 liite

Saimaan ammattikorkeakoulu, Lappeenranta

Tekniikka, Rakennustekniikka

Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Opinnäytetyö, 2011

Ohjaajat: Lehtori (DI) Petri Himmi, vanhempi konsultti (RI) Jukka Ukko

Insinööritoimisto Ylimäki&Tinkanen Oy

Opinnäytetyön tarkoituksena oli tuottaa esimerkkilaskelmia eurokoodin mukaisesti elementtirakenteisesta asuinkerrostalokohteesta. Oleellisinta oli määrittää kuormat rakennukselle ja sen rakenneosille sekä tehdä stabiliteetti-, rakenneosa- ja onnettomuustarkasteluja kohteelle.

Työssä tutkittiin rakennuksen kokonaisvoimia ja eri rakenneosille syntyviä kuormituksia. Oleellisimmille rakenneosille tehtiin tarvittavia laskelmia sekä rakenneosien kapasiteetin varmistamiseksi että rakennuksen kokonaisjäykistyksen kannalta. Onnettomuustarkastelussa puolestaan tutkittiin rakenneosien kykyä siirtää kuormia paikallisen vaurion jälkeen hallitusti osalta toiselle ilman jatkuvan sortuman syntymistä. Laskelmat on tehty käyttäen hyväksi Microsoft Office -ohjelmiston Excel-taulukkolaskentaohjelmaa. Laskelmia on määrällisesti 11 kappaletta. Kaikki laskelmat ovat esitetyt liitteessä 1.

Työssä esitetään paljon mitoituksiin liittyvää teoriaa. Työ pohjautuu vahvasti eurokoodien standardeihin, mutta useiden laskelmien aiheen vuoksi joudutaan tutkimaan eri ilmiöitä ja käsittelemään lujuusoppia. Työn tuloksena saatiin määriteltyä rakennukseen kohdistuvat kuormitukset, mitoitettua rakenteita ja liitoksia sekä määriteltiin rakennuksen kokonaisstabiliteetti. Onnettomuustilanne huomioitiin sidejärjestelmän eri osien mitoituksilla, jolloin jatkuvan sortuman mahdollisuus estyy. Tavoitteena oli kuitenkin tuottaa esimerkkilaskelmia, joista voisi olla apua esimerkiksi insinööritoimiston nuorille suunnittelijoille. Tavoitteena ei pelkästään siis ollut laskelmien tuottaminen, vaan esimerkein selvittää, mitä tulee huomioida ja mitkä ovat oleellisimmat asiat elementtirakenteisessa asuinkerrostalokohteessa - toisin sanoen opinnäytetyössä laskelmien tulokset eivät ole niin tärkeässä osassa kuin käsiteltävät aiheet.

Avainsanat: eurokoodi, esimerkkilaskelmat, ontelolaattatason sidejärjestelmä, jäykistäminen, stabiliteetti, levyvaikutus, suunnitteluperusteet

ABSTRACT

Janne Hellsten

Eurocode based calculations in element structured apartment building, 82 pages, 1 appendix

Saimaa University of Applied Sciences, Lappeenranta

Technology, Civil and Construction Engineering

Thesis, 2011

Instructors: Lecturer (M.Sc.) Petri Himmi, senior consultant (B.Sc.) Jukka Ukko
Engineering office Ylimäki&Tinkanen Oy

The purpose of this thesis was to provide Eurocode based example calculations in an element structured apartment building. The most relevant things were to define actions to the building and its structures and to make analysis in stability, structure and accidental matters.

In this thesis the total force directed to the building and actions in structure parts were studied. Necessary calculations were made to the most relevant structure parts to ensure the capacity of the structure parts and the total stiffening of the building. In turn, the accidental analysis studied structure parts' ability to transit controlled actions after local damage to other parts without creating a progressive collapse. The calculations were made using Microsoft Office Excel spreadsheet program. There are 11 calculations.

This thesis shows a lot of calculation theory. The thesis is strongly based on Eurocode standards but for many causes of calculations one must study different theories and deal with strength of materials. The conclusion of this thesis was to be able to define the actions in buildings, to calculate structure strength and joints and to define the total stability of the building. Accidental matters were considered with calculations of different parts of the tying system. This prevents the possibility of constant collapse. The goal was to provide example calculations, which might help young engineers in engineering offices. Also the goal was to clarify with the examples what things must be considered and which are the most relevant issues in element structures of an apartment building. In other words, in this thesis the results of the calculations are not as important matters as the that are dealt with in this thesis.

Keywords: Eurocode, example calculations, tying systems of hollow core slab levels, stiffening, stability, basis for structural design

SISÄLTÖ

1 JOHDANTO	6
1.1 Yleistä.....	6
1.2 Esimerkkilaskelmat	7
2 SUUNNITTELUPERUSTEET	8
2.1 Lähtökohdat.....	8
2.1.1 Kohteen tiedot ja rakennejärjestelmän kuvaus	8
2.1.2 Elementtirakentaminen.....	10
2.2 Käytettävät suunnitteluohjeet ja normit	10
2.3 Rajatilamitoitus	11
2.4 Osavarmuuskertoimet.....	12
2.4.1 Materiaalien osavarmuuskertoimet.....	12
2.4.2 Kuormien varmuuskertoimet.....	12
2.5 Rakenteiden materiaalit, luokitus ja suunniteltu käyttöikä.....	12
2.6 Rakennukseen kohdistuvat kuormitukset ja rakenteiden omat painot	14
2.6.1 Omat painot.....	15
2.6.2 Tuulikuormat.....	15
2.6.3 Lumikuormat.....	19
2.6.4 Hyötykuormat	21
2.6.5 Onnettomuuskuormat	23
2.7 Kuormien yhdistely ja yhdistelykertoimien käyttö.....	24
2.8 Kuormitusyhdistelyt.....	28
2.9 Hyötykuormavähennysten käyttö.....	28
2.10 Yhteenvedo määritetyistä kuormista ja johdanto laskenta-esimerkkeihin	30
3 VAAKAKUORMAT	31
3.1 Tuulikuorma	31
3.1.1 Yleistä.....	31
3.1.2 Paine kertoimet ja tuulen kokonaisvaikutukset	32
3.2 Yhteenvedo saaduista poikittaisvoimista	40
4 POIKITTAISVOIMIEN JAKAUTUMINEN	41
4.1 Betonirungon stabiiliteetin määrittäminen.....	41
4.1.1 Yleistä.....	41
4.1.2 Käyttötilanteen jäykistystarkastelu.....	42
4.2 Yhteenvedo poikittaisvoimien jakautumisesta	45
4.3 Seinien pystykuormat	45
5 RAKENNEOSIEN MITOITUS	47

5.1 Lähtökohta.....	47
5.2 Ontelolaatasto ja liittorakenteet	47
5.3 Seinäelementit	51
5.4 Jäykistävä seinä	52
5.5 Elementtien vaakasauma	55
5.6 Seinäelementtien pystysauma.....	56
5.7 Laatastojen levytoiminta ja rengasteräkset.....	60
5.8 Yhteenvedo suoritetuista mitoituksista.....	65
6 ONNETTOMUUSTARKASTELU	65
6.1 Noudatettavat suunnittelusäännöt	65
6.2 Toimintaperiaatteet	65
6.3 Onnettomuuskuormien huomiointi yleisesti	66
6.4 Jatkuvan sortuman estäminen.....	66
6.4.1 Jatkuvan sortuman estäminen, tapa 1: sidejärjestelmä.....	67
6.4.2 Jatkuvan sortuman estäminen, tapa 2.....	68
6.5 Sidejärjestelmän mitoitusperiaatteet.....	68
6.5.1 Rengasraudoitus	68
6.5.2 Sisäiset siteet	69
6.5.3 Ontelolaattojen suuntaiset seinäsiteet.....	70
6.5.4 Pystysiteet	70
6.7 Laskenta ja tulokset.....	72
7 POHDINTA	74
KUVAT	76
TAULUKOT.....	79
LÄHTEET.....	80

LIITTEET

Liite 1 Tulosteet esimerkkilaskelmista

1 JOHDANTO

1.1 Yleistä

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia eurooppalaisia standardeja ja eurokoodisarja koostuu tällä hetkellä 58 osasta. Standardien soveltaminen eri maissa vaatii kansallisten liitteiden laatimista. Eurokoodeilla suunnittelu poikkeaa Suomen rakentamismääräyskokoelman määräyksistä ja ohjeista.

Valmisosarakentamisessa rakennesuunnittelijan tehtävänä on laatia stabiilitarkastelu, onnettomuustarkastelu ja varmistaa kuormien siirtyminen hallitusti rakennusosalta toiselle aina perustuksiin saakka. Rakennesuunnittelija myös yleensä määrää tyypilliset liitokset. Elementtisuunnittelijan tehtäväksi jää tuottaa lujuuslaskelmat elementeille. Työnjako on kuitenkin kohdekohtaista. (Tinkanen, 2009.)

Opinnäytetyön tavoitteena on tehdä esimerkkilaskelmia asuinkerrostalon rakenneosista, määrittellä rakennukselle kohdistuvat kuormitukset, suorittaa onnettomuustarkastelu ja tutkia rakennuksen stabiilitteetti. Kaikki laskelmat tehdään eurokoodien mukaan. Työ rajataan koskemaan vain tiettyjä, määrittäviä mitoitusosia ja tehdään vain oleellimmat laskelmat. Tarkastelut tehdään ainoastaan käyttö- ja onnettomuustilanteen osalta.

1.2 Esimerkkilaskelmat

Liitteessä 1 on esitetty kaikki tuotetut esimerkkilaskelmat valitusta kohteesta. Laskelmat ovat tehty käyttäen hyväksi Microsoft Office –ohjelmiston Excel- taulukkolaskentaohjelmaa. Laskelmat ovat mallilaskelmia, eikä Excel-pohjia ole tarkoitettu laskentapohjiksi. Laskelmien seuraamista varten tulisi olla perillä eurokoodistandardien termistöstä. Asioita, joita laskelmissa käsitellään, on käyty läpi seuraavissa luvuissa. Laskelmien seuraamista varten on kuitenkin eurokoodin yleinen tuntemus hyväksi. Laskelmat ovat jaoteltu kolmeen osaan:

- 1) suunnitteluperusteet
- 2) kuormien määrittäminen
- 3) rakenneosamitoitukset.

Ensimmäinen numero kertoo mistä osa-alueesta on kyse. Liitteessä 1 esitetyt laskelmat ovat:

- 1.1 Lähtötietoja ja suunnitteluperusteita
- 2.1 Kokonaistuulikuorman määrittäminen
- 2.2 Kokonaisvaakavoimien määrittäminen (tuuli- ja lisävaakavoima)
- 2.3 Kokonaisvaakavoimien jakaminen jäykistäville seinille
- 2.4 Pystykuormien alastuonti seinäelementille S-7
- 3.1 Jäykistävän seinän kapasiteetti (raudoittamaton)
- 3.2 Elementtien välisen vaakasauman mitoitus
- 3.3 Elementtien välisen pystysauman mitoitus
- 3.4 Levyvaikutus ja rengasteräkset
- 3.5 Vääntöraudoituksen mitoitus
- 3.6 Sidejärjestelmän mitoitukset

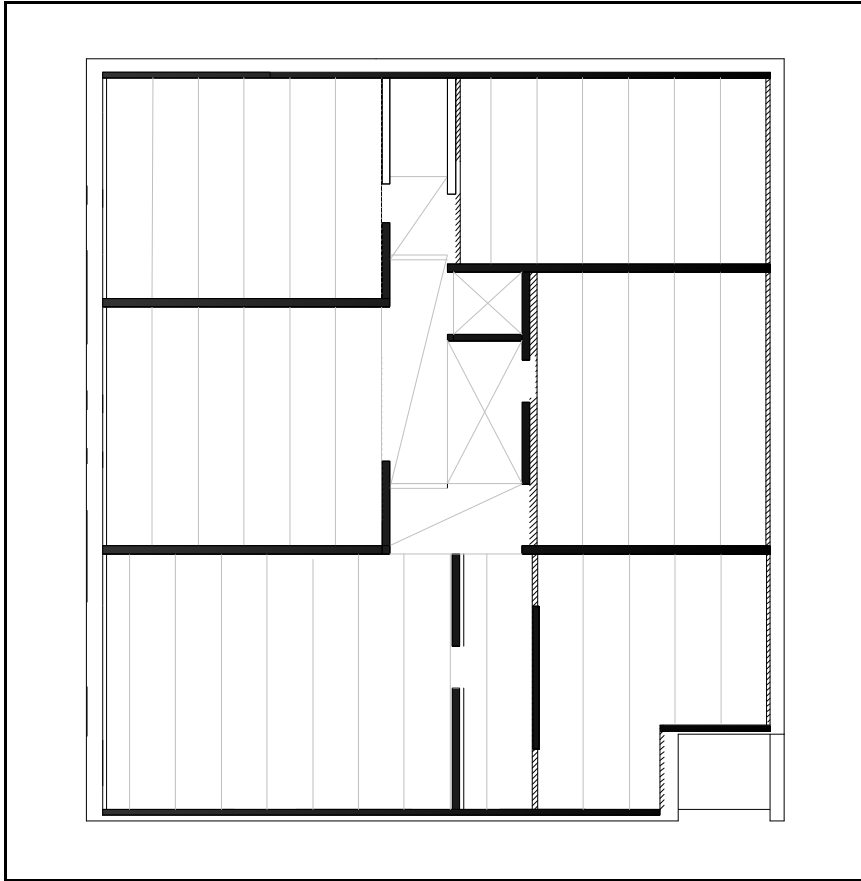
2 SUUNNITTELUPERUSTEET

2.1 Lähtökohdat

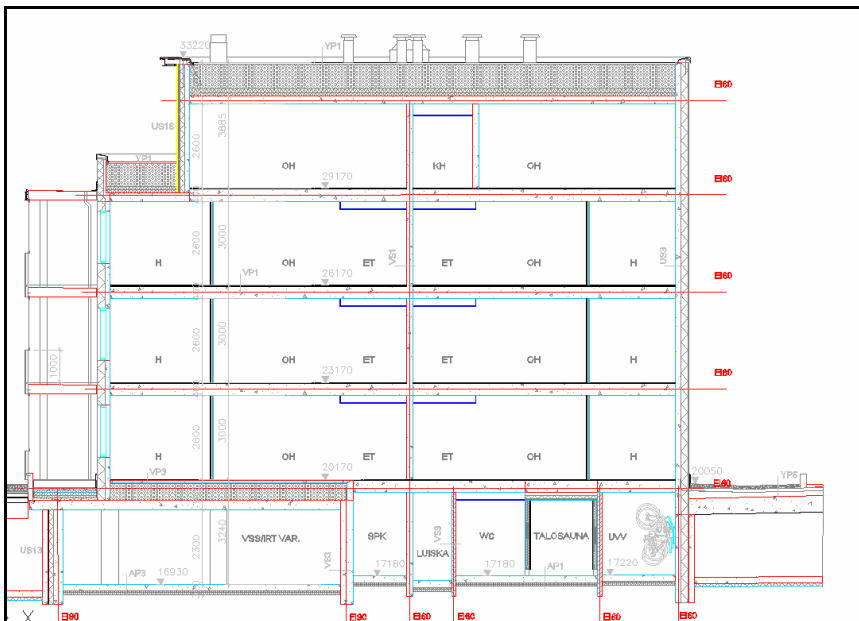
2.1.1 Kohteen tiedot ja rakennejärjestelmän kuvaus

Esimerkkilaskelmien kohteena käytetty asuinrakennus on viisikerroksinen elementtirakenteinen kerrostalo, jossa on lisäksi kellarikerros. Rakennus on mitoiltaan 18 metriä kertaa 20 metriä ja keskikorkeus on noin 15 metriä. Rakennuksen runko on teräsbetonielementeistä muodostettu kantavat seinät-ontelolaattarunko. Rakennus jäykistetään seinäelementtien ja hissitornin avulla.

Kantavat rakenteet ovat tässä kohteessa pääasiassa välipohjien ontelolaatatot, väliseinäelementit ja osin kantavat ulkoseinäelementit. Kuvassa 2.1 on esitetty kantavat seinät ja ontelolaatasto kohteen toisessa kerroksessa. Rakennuksen hahmottamista varten on esitetty kuva 2.2, jossa on esitetty arkkitehdin laatima leikkauspiirustus. Kerrokset ovat samankaltaisia ylintä kerrosta ja kellarialueeseen lukuun ottamatta. Eri kerrosten kantavien rakenteiden samankaltaisuus helpottaa laskelmien tekemistä, rakenteiden mitoittamista ja rakenneratkaisuja.



Kuva 2.1 Esimerkkikohteen toisen kerroksen katto ja seinät, paksulla viivalla on esitetty pääasiallisesti jäykistävät seinät



Kuva 2.2 Esimerkkikohteen arkkitehtileikkaus

2.1.2 Elementtirakentaminen

Ensimmäiset elementtikohteet valmistuivat Suomessa 1950-luvun alussa. Vuosina 1968–1970 kehitettiin Suomessa asuinrakentamista varten avoin BES-järjestelmä. Maailmalla elementtitekniikkaa tutkittiin jo ennen toista maailmansotaa, kun sodan köyhdyttämät maat halusivat löytää entistä tehokkaamman ja mahdollisimman taloudellisen rakennustavan. (www.elementtisuunnittelu.fi/fi/valmisosarakentaminen).

Koko rakennuksen runko pystytään nykyään toteuttamaan elementtitekniikalla. Teollinen valmisosarakentaminen painottaa suunnittelun tärkeyttä, kun toteutus suunnitellaan tarkemmin etukäteen. Esimerkkikohde muodostuu kantavien rakenteiden osalta lähes kokonaan elementeistä. Elementtien välisissä liitoksissa käytetään tuotteita, jotka ovat yleisiä Suomessa.

2.2 Käytettävät suunnitteluohjeet ja normit

Rakennus suunnitellaan eurokoodien SFS-EN 1990, SFS-EN 1991, SFS-EN 1992 ja SFS-EN 1997 mukaan soveltuvin osin. Lisäksi käytetään rinnalla Suomen kansallisia liitteitä edellä mainittujen standardien osalta. Tästä eteenpäin opinnäytetyössä viitataan eurokoodin standardeihin käyttämättä SFS-etuliitettä.

Eurokoodien kaavoista ja mitoitusohjeista ei saada oikeanlaisia tuloksia, jos kuormien määrittely ja rakennuksen tai rakenteiden luokitus on tehty virheellisesti. Tässä kohteessa olevien kuormien määrittelyt kuten lumi-, hyöty- ja tuulikuorma sekä lujuus-, rakenne- ja rasitusluokat eivät sovellu muihin kohteisiin suoraan. Kuormituksia määrittäessä on suunnittelijan huomioitava rakennuksen tyyppi, sijainti, koko, ympäristörasitukset, maaperä sekä muut rakennukselle annetut määräykset ja laskelmiin vaikuttavat asiat.

2.3 Rajatilamitoitus

Esimerkkilaskelmat tehdään käyttäen rajatilamitoitusta. Tästä johtuen laskelmissa tulee osoittaa, ettei tutkittavaa rajatilaa ylitetä missään vaiheessa, kun käytetään kuormien tai kuormien vaikutusten ja kestävyysien mitoitusarvoja. (RIL 201-1-2008 Osa 0, kohta 6.1.)

Tarkastelut on eurokoodissa jaoteltu kahteen eri tilanteeseen: murtorajatilaan ja käyttörajatilaan. Murtorajatiloissa tarkastellaan sortumismahdollisuuksia ja niihin liittyviä siirtymiä, lujuuksia, stabiiliteettia, maaperän kantavuutta ja stabiiliutta sekä väsytyslujuutta. Käyttörajatiloissa tarkastellaan siirtymiä ja värähtelyitä (EN 1990). Käyttörajatilassa pyritään siihen, että tarkasteltava rakennus tai sen osa täyttää rakennukselle asetetut vaatimukset koskien käyttömukavuutta, toimivuutta ja esteettisyyttä. Opinnäytetyö rajataan kuitenkin niin, että esimerkkilaskelmista jätetään tutkimatta käyttörajatila.

Eurokoodi SFS-EN 1990 määrittää neljä erilaista murtorajatilaa tutkittavaksi:

- staattinen tasapaino (EQU)
- rakenteen lujuus (STR)
- maaperän kantavuus (GEO)
- väsytyslujuus (FAT).

EQU-rajatilalla voidaan tutkia esimerkiksi kantava seinäelementti, jolloin osoitetaan staattinen tasapaino ja kestävyys. Ehtona tällöin on, että tasapainoa heikentävien kuormien vaikutusten mitoitusarvo on pienempi kuin tasapainoa parantavien kuormien vaikutusten mitoitusarvo. Toinen tutkittava rajatila on STR-rajatila (rakenneosien kestävyys), jolloin rakenneosatarkastelussa tutkitaan rakenneosien murtumisen ja liian suurten siirtymien mahdollisuus. Tällöin rakenneosan kestävyysmitoitussarvon tulee olla suurempi kuin kuormien vaikutukset. (RIL 201-1-2008 Osa 0 kohta 6.4.2.)

2.4 Osavarmuuskertoimet

2.4.1 Materiaalien osavarmuuskertoimet

Esimerkkilaskelmissa olevat rakenneosat kuuluvat pääsääntöisesti rakenneluokkaan 2. Rakenneluokasta riippuvat mm. materiaaliosavarmuuskertoimet γ_M . Materiaaliosavarmuuskertoimen suuruus määräytyy materiaalista ja sen ominaisuuksista: Rakenneluokassa 2 teräksellä varmuuskerroin murtorajatilassa on 1,15 ja betonilla 1,5 (EN 1993 ja EN 1992). Käyttörajatilassa kerroin on yleensä 1,0. Taulukossa 2.1 on esitetty osavarmuuskertoimet laskelmissa käytettäville materiaaleille.

Taulukko 2.1 Laskelmissa tarvittavat materiaaliosavarmuuskertoimet

RAKENNELUOKKA 2	BETONI	BETONITERÄS
MURTORAJATILA	1,5	1,15
ONNETTOMUUSRAJATILA	1,2	1,0

2.4.2 Kuormien osavarmuuskertoimet

Murtorajatilien osavarmuuskertoimia käsitellään vain onnettomuus- ja STR-rajatilassa. Pääsääntöisesti STR-rajatilassa pysyville kuormille osavarmuuskerroin on 1,15 ja muuttuville kuormille 1,5 (luvussa 1.7 on esitetty tarkemmin kertoimet). Edulliset pysyvät kuormat ovat kertoimen 0,9 takana. Edulliset muuttuvat kuormat ovat kertoimen 0 takana eli kuormia ei huomioida.

2.5 Rakenteiden materiaalit, luokitus ja suunniteltu käyttöikä

Käyttöikäsuunnittelussa tulee huomioida rakenneosiin kohdistuvat rasitukset. Käytännössä käyttöikä on ajanjakso, jonka rakenne kestää ilman korjaustarvetta. Käyttöikään vaikutetaan esimerkiksi betonipeitepaksuudella. Rasitusluokka kuvaa betoniin kohdistuvia ulkopuolisia rasituksia, jotka syntyvät

ympäristön vaikutuksesta. Kuvassa 2.3 on määritelty rasisitusluokkien käyttöalue ja rasisitusluokkayhdistelmät. Taulukossa 2.2 on määritelty esimerkkikohteen suunniteltu käyttöikä, rasisitusluokka ja rakenneluokka eri rakenteille.

RASITUSLUOKKAYHDISTELMÄ	KÄYTTÖALUE		
		X0	Ei korroosion tai rasisituksen vaaraa
		XC	Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio
		XD	Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio
X0	Raudoittamattomat rakenteet tai erittäin kuivat sisätilat	XS	Meriveden kloridien aiheuttama korroosio
XC1	Normaalit kuivat sisätilat	XF	Jaädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä
XC2	Maan alla olevat betonirakenteet, esim. osa perustuksista	XA	Kemiallinen rasisitus
XC3	Sateelta suojatut ulkorakenteet, ei pakkasrasitusta Kosteet sisätilat		
XC3,4 – XF1	Pystyrakenteet ulkona, osa rakenteesta voi olla sateelta suojattu, osa sateelle altis, esim. julkisivut		
XC3 – XF1	Sateelta suojatut vaakarakenteet ulkona, kosteuspitoisuus korkea, esim. pysäköintitalojen vaakarakenteet		
XC3,4 – XF3	Pakkasrasitetut vaakarakenteet ulkona, esim. parvekelaatat		
XC3,4 – XD1 – XF2	Lievästi pakkasrasitetut rakenteet, jäänsulatussuolaa voi lentää rakenteeseen ilmavirran mukana		
XC3,4 – XD3 – XF4	Ankarasti pakkasrasitetut rakenteet, suolapitoista vettä lentää suoraan rakenteeseen		

Kuva 2.3 Tyypillisiä rasisitusluokkia ja luokkien selitykset. (Kuva Punkki 2004)

Taulukko 2.2 Käytettävät elementtityypit ja niiden rasitusluokka, betonin lujuusluokka ja rakenneluokka sekä suunniteltu käyttöikä. Alhaalla seuraamus-, toleranssi- ja seinäelementtiluokat

Elementti	Betonin lujuusluokka	Rasitusluokka	Rakenneluokka	Käyttöikä	
Sisätilat					
V-	väliseinäelementti	C30/37	XC1	2	100 v.
RK-	ei-kantava sisäkuorielementti	C30/37	XC1	2	50 v.
SK-	kantava sisäkuorielementti	C30/37	XC1	2	100 v.
L-	massiivilaattaelementti	C30/37	XC1	2	100 v.
S-	kantava sandwichelementti	C30/37	XC1	1	100 v.
R-	ei-kantava sandwichelementti	C30/37	XC1	2	50 v.
P-	pilari-elementti	C30/37	XC1	1	100 v.
Ontelolaatta	OL37, OL265	C30/37	XC1	2	100 v.
Saumavalut		C30/37	XC1		100 v.
Ulkotilat					
PP-	parvekepilari-elementti	C35	XC3,4 - XF1	1	100 v.
K-	palkkielelementti (eristetty)	C35	XC1	1	100 v.
CL-	parvekelaatta-elementti	C35	XC3,4 - XF1,3	1	100 v.
S-	kantava sandwichelementti	C35	XC2, XF1	1	100 v.
R-	ei-kantava sandwichelementti	C30/37	XC3,4 - XD1 - XF2	2	50 v.
Saumavalut		C30/37	XC3,4 - XF1,3		100 v.
Rakenteiden luokitus					
Seuraamusluokka	CC2	(SFS-EN 1990 NA)			
Onnettomuusrajatilassa seuraamusluokka	2b	(SFS-EN 1991-1-7 NA)			
Toleranssiluokka	1	(SFS-EN 13670)			
Sisä- ja julkisivuseinäelementit	Luokka B	(SFS-EN 14992)			

Lisätietoa käyttöikäsuunnittelusta saa esimerkiksi betoniyhdistyksen teoksesta: By 51 Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu 2007.

2.6 Rakennukseen kohdistuvat kuormitukset ja rakenteiden omat painot

Kuormat luokitellaan eurokoodin EN 1990 mukaisesti kolmeen ryhmään: Pysyvät kuormat, muuttuvat kuormat ja onnettomuuskuormat. Pysyvät kuormat ovat rakenteiden omia painoja. Muuttuvat kuormat jaetaan tässä hyöty-, lumi- ja tuulikuormiin. Hyötykuormien määrittely tapahtuu eurokoodin EN 1991 mukaisesti. Hyötykuormiksi ei voida luokitella merkittäviä kiihtyvyyksiä aiheuttavia voimia. Näiden kuormien määrittelyyn on käytettävä dynaamista analyysiä (EN 1991-1-1 luku 2.2 (2)).

2.6.1 Omat painot

Omat painot on esitetty taulukossa 2.3, jossa jako on tehty rakennetyypin mukaan. Luokittelu helpottaa kuormien määrittämistä.

Taulukko 2.3 Esimerkkikohteen omat painot rakennetyyppien mukaan

TASORAKENTEET		g	
kN/m²			
VP1	Normaali 370+15	= 5,6	kN/m ²
VP2	Kylpyhuone elem. 200+ka. 150	= 10	kN/m ²
VP3	Porraslaatta 280+10	= 7,3	kN/m ²
VP4	Väestönsuojan katto	= 14,5	kN/m ²
VP5	Parvekelaatta 260	= 7	kN/m ²
YP1	O265	= 5,8	kN/m ²

2.6.2 Tuulikuormat

Tuulikuorman määrittely tapahtuu eurokoodin EN 1991-1-4 ja sen kansallisen liitteen mukaisesti. Tuulikuorman määrittelyä varten yleisemmille tapauksille riittää kansallisessa liitteessä oleva liite B. Kuvassa 2.4 on esitetty laskentavaiheet tuulikuormien määrittämiseen.

Taulukko 5.1 Tuulikuormien määrittämiseen tarvittavat laskentavaiheet	
Parametri	Aiheen käsittelykohta
Puuskanopeuspaine q_p	
tuulennopeuden perusarvo v_b	4.2 (2)P
nopeuspainekorkeus z_e	Luku 7
maastoluokka	Taulukko 4.1
puuskanopeuspaineen ominaisarvo q_p	4.5 (1)
tuulenpuuskien intensiteetti I_v	4.4
tuulennopeuden modifioitu perusarvo v_m	4.3.1
pinnanmuotokerroin $c_o(z)$	4.3.3
rosoisuuskerroin $c_f(z)$	4.3.2
Esim. verhouksiin, kiinnikkeisiin ja rakenteen osiin vaikuttava tuulenpaine	
ulkopuolisen paineen kerroin c_{pe}	Luku 7
sisäpuolisen paineen kerroin c_{pi}	Luku 7
nettopaineen kerroin $c_{p,net}$	Luku 7
ulkopuolinen tuulenpaine: $w_e = q_p c_{pe}$	5.2 (1)
sisäpuolinen tuulenpaine: $w_i = q_p c_{pi}$	5.2 (2)
Rakenteiden tuulikuormat, kuten tuulen kokonaisvaikutukset	
rakennekerroin: $c_s c_d$	6
tuulikuorma F_w voimakertoimista laskettuna	5.3 (2)
tuulikuorma F_w painekertoimista laskettuna	5.3 (3)

Kuva 2.4 Eurokoodin EN 1991-1-4 taulukko 5.1, Tuulikuormien määrittämiseen tarvittavat laskentavaiheet

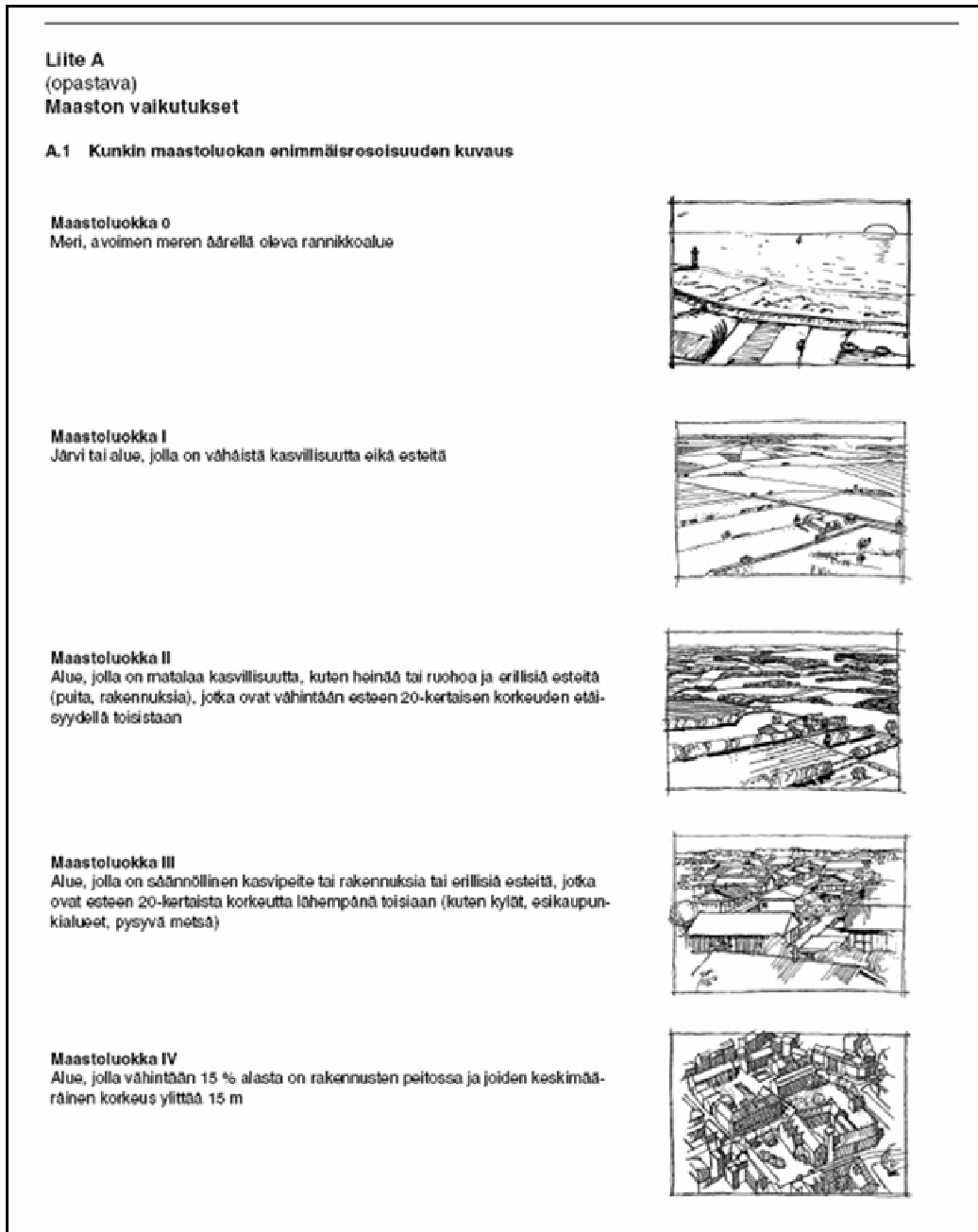
Tässä luvussa tarkastellaan yleisesti tuulikuormaa ja määritetään puuskanopeuspaine q_p . Luvussa 3 lasketaan tuulikuorman aiheuttamat kokonaisvoimat kohteelle käyttäen painekerrointa. Laskenta etenee kuvan 2.4 mukaisesti. Kokonaisvaikutukset on laskettu liitteen 1 laskelmassa 2.1.

Seuraavaksi lasketaan tarvittavat arvot tuulikuormien osalta. Tuulikuormat esitetään yksinkertaistettuna paineiden tai voimien joukkona, jonka vaikutukset ovat samat kuin tuulenpuuskien suurimmat vaikutukset (RIL 201-1-2008 Osa 1.4.)

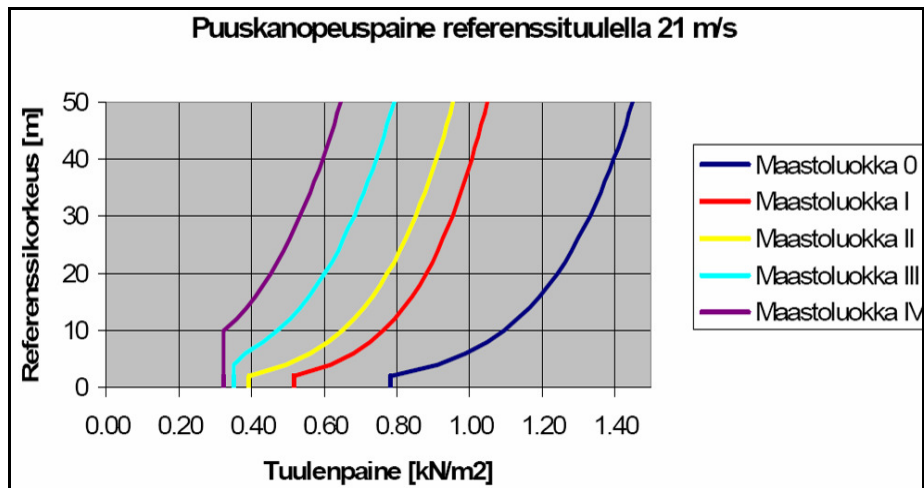
Tuulen puuskanopeuspaineen määrittämiseksi tarvitaan tieto ympäristöstä ja rakennuksen geometria. Ympäristön vaikutus huomioidaan maastoluokan avulla. Eurokoodin EN 1991-1-4 liite A:ssa on jaoteltu maastoluokittain ympäristön vaikutukset. Liite A on esitetty kuvassa 2.5. Tässä kohteessa maastoluokka on 3.

Tuulen puuskanopeuspaineen ominaisarvoksi saadaan 0,55 kN/m² (Kuva 2.6), kun maaston rosoisuus ja pinnanmuoto eivät vaikuta puuskanopeus-

paineeseen. Rosoisuudesta riippuva rosoisuuskerroin voidaan määrittää eurokoodin EN 1991-1-4 kohdan 4.3.2 mukaan (lausekkeet 4.1 ja 4.2 sekä taulukko 4.1). Pinnanmuotokerroin tulee tarkistaa, kun rakennus on lähellä jyrkännettä tai vastaavaa suurta korkeusvaihtelueroa. Pinnanmuotokerroin saadaan eurokoodin EN 1991-1-4 kansallisen liitteen kohdasta 4.3.3.



Kuva 2.5 Eurokoodin EN 1994-1-4 Liite A, maastoluokan valinta



Kuva 2.6 Puuskanopeuspaineen määrittäminen maastoluokan avulla, kun referenssituuli on 21 m/s

Tässä kohteessa on käytetty referenssituulta 21 m/s, joka soveltuu manneralueisiin Suomessa. Kansallisessa liitteessä esitetään lisäohjeita tuulivoimien määrittämiseen erilaisissa olosuhteissa, kuten tunturialueilla.

Rakennekertoimen $C_s C_d$ määrittäminen:

Rakennekertoimen tarkoituksena on ottaa huomioon tuulikuormiin syntyvä vaikutus, joka johtuu tuulenpaineen huippuarvojen eriaikaisuudesta pinnalla sekä turbulenssista aiheutuvasta rakenteen värähtelystä. Värähtelyn ominaistaajuus saa olla vähintään 5 Hz. Jos arvo alittuu, tulee värähtelyn vaikutukset huomioida kertoimen C_d -kertoimen avulla.

Eurokoodi antaa määrytyksiä ja ohjeita siitä milloin saa käyttää rakennekertoimen arvona 1:tä:

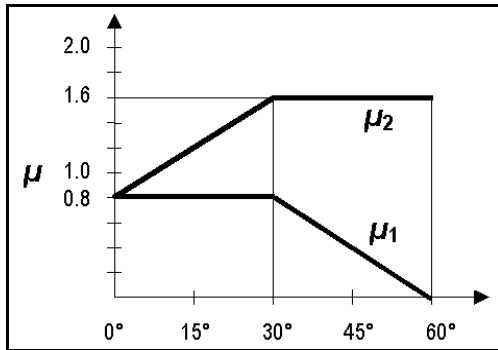
- Rakennuksille, joiden korkeus on alle 15 m, rakennekertoimenä voidaan käyttää arvoa 1,0.
- Ulkoseinän ja vesikaton rakenneosille, joiden ominaistajuus on yli 5 Hz, voidaan käyttää arvoa 1,0. Vaihtoehtoisesti voidaan määrittää rakennekerroin eurokoodin 1991-1-4 kohdan 6.3.1 mukaisesti.
- Rakennuksille, joiden rungossa on kantavat seinät ja joiden korkeus on alle 100 m ja samalla pienempi kuin 4 kertaa rakennuksen tuulensuuntainen mitta.

Esimerkkikohteessa voidaan arvoksi valita 1,0.

Tässä luvussa käsiteltiin tuulikuorman liittyvät määritelmät tuulenpaineen ja $C_s C_d$ -kertoimen osalta ja määriteltiin näihin tarvittavat tiedot. Määritellyjä tietoja tarvitaan luvussa 3 ja laskelmat tehdään näiden arvojen pohjalta. Luvussa 3 käydään läpi tuulikuorman laskenta.

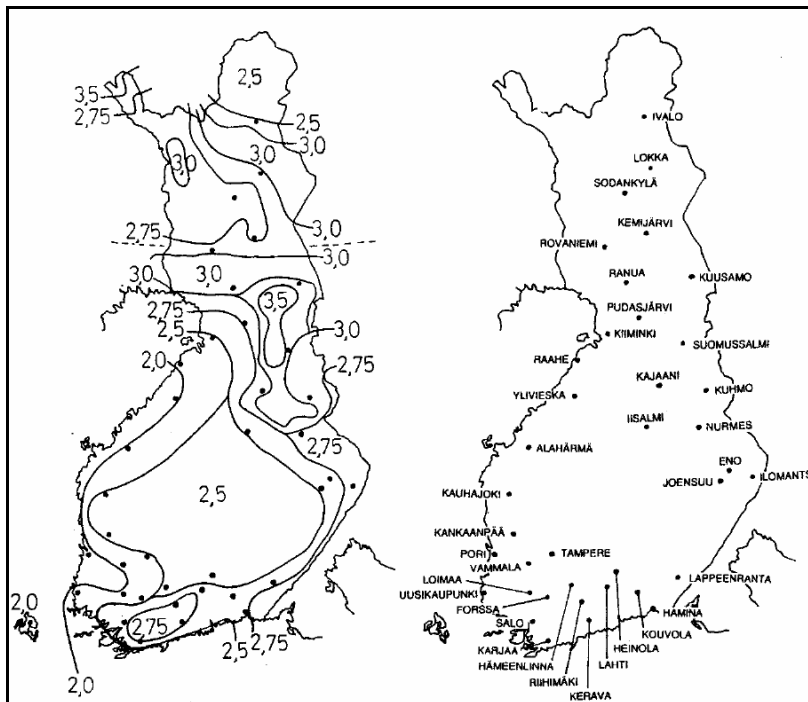
2.6.3 Lumikuormat

Eurokoodi EN 1991-1-3 käsittelee lumikuormia. Lumikuorma on tässä tapauksessa katolla oleva kuorma ja lumen kinostumisen mahdollisuus tulee tarkastaa. Aluksi tulee määrittellä kattotyyppi, jotta maassa olevan lumikuorman arvo voitaisiin laskea katolle. Kohteessa on tasakatto, jolloin käytetään eurokoodin EN 1991-1-3 taulukko 5.2:ta. Kuvassa 2.7 on esitetty muotokerroin ja kaltevuuden vaikutus kertoimeen. Mikäli kattotyyppi on toisenlainen, esimerkiksi harjakatto, tulee muotokerroin määrittellä eurokoodin EN 1991-1-3 luvun 5.3 mukaan.



Kuva 2.7 Katon kulman mukaan laskettava muotokerroin μ

Kuvan 2.7 mukaan muotokertoimeksi saadaan 0,8. Lisäksi on tarkistettava vaikuttaako tuulensuojaisuuskerroin C_e . Tässä tapauksessa kerroin ei vaikuta. Seuraavaksi määritellään maassa olevan lumikuorman ominaisarvo.



Kuva 2.8 Lumikuorman ominaisarvo maassa

Kuvan 2.8 kartasta saadaan selville, että pääkaupunkiseudun alueella (kohteen sijainti) lumikuorma on 2,5 kN/m², jolloin katolla lumikuorma on muotokerroin kerrottuna lumikuorman arvolla maassa ($0,8 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2 = 2 \text{ kN/m}^2$).

Lumen kinostuminen:

Katon ominaisuuksia ja tekijöitä, jotka voivat aiheuttaa kinostumista, ovat katon muoto (eritasossa olevat katot ja niiden geometria), mutta myös katon lämpöominaisuudet, pinnan karheus, muiden rakenteiden läheisyys ja ympäröivä maasto. Myös paikallinen ilmasto vaikuttaa lumen kinostumiseen. Erityisesti tuulisuus, lämpötilan vaihtelu ja sateiden todennäköisyys vaikuttavat kinostumisen määrään. Tämän kohteen esimerkkilaskelmissa kinostuminen on huomioitu ja arvo on saatu kohteen lähtötiedoista.

2.6.4 Hyötykuormat

Hyötykuormien määrittelyyn käytetään eurokoodia EN 1991-1-1 ja kansallista liitettä. Eurokoodin EN 1991-1-1 taulukkojen 6.1 ja 6.2 (Kuva 2.9) mukaan saadaan välipohjan ominaisarvoiksi $2,0 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \text{ kN/m}^2$, josta $0,5 \text{ kN/m}^2$ huomioi kevyiden väliseinien aiheuttaman lisäkuorman. Parvekkeille käytetään arvoa $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Taulukko 6.1 Käyttöluokat

Luokka	Käyttötarkoitus	Esimerkki
A	Asuin- ja majoitustilat	Asuinrakennusten huoneet, sairaaloiden potilas- ja toimenpidehuoneet, hotellien ja retkeilymajojen makuuhuoneet, keittiöt ja WC:t.
B	Toimistotilat	
C	Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua (poikkeuksena luokkiin A, B, ja D kuuluvat tilat) ¹⁾	<p>C1: Tilat, joissa on pöytiä yms. esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit, lukusalit, vastaanottotilat.</p> <p>C2: Tilat, joissa on kiinteät istuimet, esim. kirkot, teatterit, elokuvateatterit, konferenssisalit, luentosalit, kokoussalit, odotussalit, asemien odotustilat.</p> <p>C3: Tilat, joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä, esim. museo- ja näyttelytilat, julkisten rakennusten ja toimistorakennusten, hotellien ja sairaaloiden eteistilat, asemahallit.</p> <p>C4: Liikuntatilat, esim. tanssisalit, voimistelusalit ja näyttämöt.</p> <p>C5: Tilat, joihin voi syntyä tungosta esim. yleisötapahtumien rakennuksissa; tällaisia ovat konserttisalit, urheiluhallit mukaan luettuina katsomot, terassit ja eteistilat sekä rautatielaiturit.</p>
D	Myyvälätilat	<p>D1: Tavallisten vähittäiskauppojen tilat.</p> <p>D2: Tavaratalojen tilat.</p>
<p>¹⁾ On syytä kiinnittää huomiota kohtaan 6.3.1.1(2), erityisesti luokkien C4 ja C5 osalta. Standardissa EN 1990 esitetään, milloin dynaamiset vaikutukset on tarpeen ottaa huomioon. Luokkaa E koskevat tiedot ovat taulukossa 6.3.</p> <p>HUOM. 1 Aiotusta käyttötarkoituksesta riippuen tilat, jotka todennäköisesti sijoitettaisiin luokkaan C2, C3 tai C4, voidaan tilaajan päätöksellä tai kansallisen liitteen perusteella sijoittaa luokkaan C5.</p> <p>HUOM. 2 Kansallisessa liitteessä luokat A, B, C1 ... C5, D1 ja D2 voidaan jakaa alaluokkiin.</p> <p>HUOM. 3 Varasto- ja teollisuustiloja tarkastellaan kohdassa 6.3.2.</p>		

Taulukko 6.2 Rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormat

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Luokka A		
— Välipohjat	1,5 ... <u>2,0</u>	<u>2,0</u> ... 3,0
— Portaat	<u>2,0</u> ... 4,0	<u>2,0</u> ... 4,0
— Parvekkeet	<u>2,5</u> ... 4,0	<u>2,0</u> ... 3,0
Luokka B	2,0 ... <u>3,0</u>	1,5 ... <u>4,5</u>
Luokka C		
— C1	2,0 ... <u>3,0</u>	3,0 ... <u>4,0</u>
— C2	3,0 ... <u>4,0</u>	2,5 ... 7,0 (<u>4,0</u>)
— C3	3,0 ... <u>5,0</u>	<u>4,0</u> ... 7,0
— C4	4,5 ... <u>5,0</u>	3,5 ... <u>7,0</u>
— C5	<u>5,0</u> ... 7,5	3,5 ... <u>4,5</u>
Luokka D		
— D1	<u>4,0</u> ... 5,0	3,5 ... 7,0 (<u>4,0</u>)
— D2	4,0 ... <u>5,0</u>	3,5 ... <u>7,0</u>

Kuva 2.9 Eurokoodi EN 1991-1-1 taulukot 6.1 ja 6.2 hyötykuormien määrittelyyn

Alleviivatut arvot ovat Suomessa käytettäviä arvoja. Arvot ovat kansallisessa liitteessä määriteltynä, jolloin näitä arvoja tulee käyttää Suomessa. Eurokoodin taulukon antamia arvoja suurempia arvoja tulee käyttää tilanteissa, jossa henkilömäärät ja mitoista johtuvat tekijät vaativat sen tarpeelliseksi.

2.6.5 Onnettomuuskuormat

Eurokoodin EN 1991-1-7, EN 1991-1-1 ja näiden kansallisten liitteiden mukaan määritetään onnettomuuskuormat. Kuvassa 2.10 on määritelty seuraamusluokat onnettomuustilanteelle.

Seuraamusluokka	Rakennuksen tyyppi 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- ja liikerakennukset ja muut 9-15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset
3b	Muut yli 8-kerroksiset ²⁾ rakennukset Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot (yli 1000 henkeä) Raskaasti kuormitettut 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.

Kuva 2.10 EN 1991-1-7 kansallisen liitteen Taulukko 1, jossa on esitetty rakennuksen jaottelu seuraamusluokkakertoimen määrittämiseen onnettomuustilanteelle

Tässä kohteessa seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa on luokka 2b. Onnettomuusrajatilassa kuormitukset määräytyvät varmuuskertoimien, seuraamusluokan ja yhdistelykertoimien avulla.

2.7 Kuormien yhdistely ja yhdistelykertoimien käyttö

Kuvassa 2.11 ja 2.12 on esitetty seuraamus- ja luotettavuusluokat. Luotettavuusluokat määräytyvät seuraamusluokkien mukaan. K_{FI} -kerroin saadaan määritettyä seuraamusluokan avulla, ja talonrakennuskohteissa tämä kerroin on tavallisesti 1,0. Arvon avulla voidaan laskea suoraan tarvittavat varmuusluvut osavarmuuskerroinmenetelmään. Opastavaa liitettä B sovelletaan Suomessa seuraamusluokkien ja kuormakertoimen K_{FI} osalta.

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä	
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakenneosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> - yli 8-kerroksiset²⁾ asuin-, työpaikka- ja liikerakennukset - konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitettut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet kuten esim. suuret mastot ja tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien häiritseviksi herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalajien alueilla.	RC3 $K_{FI} = 1,1$
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1	RC2 $K_{FI} = 1,0$
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä ³⁾ kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantolaitokset, joiden pinta-ala on enintään 300 m ² tai suurin jänneväli enintään 6 metriä Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten <ul style="list-style-type: none"> - 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. 	RC1 $K_{FI} = 0,9$

Kuva 2.11 Luotettavuuden hallinta. Seuraamusluokan määrittely, oikealla luotettavuusluokka ja kuormakerroin K_{FI}

Luotettavuusluokka	Indeksin β vähimmäisarvot	
	1 vuoden tarkastelujakso	50 vuoden tarkastelujakso
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Kuva 2.12 Luotettavuusluokat määräytyvät seuraamusluokista. Talonrakennuskohteissa yleensä käytetään luotettavuusluokkaa RC2.

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

Kuva 2.13 Yhdistelykertoimet

Eurokoodin yhdistelykertoimet on esitetty kuvassa 2.13. ψ_0 -kerrointa käytetään perusyhdistelyille, kerrointa ψ_1 käytetään tavallisille yhdistelmille ja kerrointa ψ_2 onnettomuuskuormille sekä pitkäaikaiskuormille. Kuormien yhdistelyissä periaatteena on, että ainoastaan yksi muuttuva kuorma on määräävä ja muut ovat yhdistelykertoimen takana, kun muuttuvia kuormia on useampia. Periaatteet STR-rajatilan kuormien yhdistelystä ovat kuvassa 2.14.

$$\left. \begin{matrix} 1,15K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_p P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kuitenkin vähintään

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

Kuva 2.14 STR-rajatilan yhdistelyperiaate, P-arvo on esijännitysvoima ja γ_p sen osavarmuuskerroin

Taulukko A1.2(A) (FI) Kuormien mitoitusarvot (EQU) (Sarja A)

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.

K_{FI} riippuu liitteen B taulukon B2 mukaisesta luotettavuusluokasta seuraavasti:

luotettavuusluokassa RC3 $K_{FI} = 1,1$
 luotettavuusluokassa RC2 $K_{FI} = 1,0$
 luotettavuusluokassa RC1 $K_{FI} = 0,9$.

Luotettavuusluokkia selventävät seuraamusluokat CC3 ... CC1 esitetään liitteessä B.

Kuva 2.15 EQU-rajatilan mitoitusarvot, EN 1990 kansallisen liitteen Liite A1, taulukko A1.2 (FI)

Kuvan 2.15 EQU-rajatilan mitoitusarvoista huomioitavaa on, että STR-rajatila eroaa epäedullisen kuormituksen pysyvien kuormien kertoimen osalta (1,15). Tämän vuoksi rakennukselle tulisi tehdä kuormitusmäärittelyt erikseen EQU- ja STR-rajatilalle.

Kuvien 2.14 ja 2.15 mukaisesti tulee tarkistaa edulliset ja epäedulliset vaikutukset. Rajatilojen ja erityisesti käyttörajatilan yhdistelystä lisätietoa saa

eurokoodin kuormitusnormista EN 1990 ja sen kansallisesta liitteestä. Tässä opinnäytetyössä ei käsitellä käyttörajatilaa tarkemmin.

Kaavassa 2.1 on esimerkkinä kuormitusyhdistelmä, jossa lumikuorma ja tuuli vaikuttavat samanaikaisesti lumen ollessa määräävä:

$$K_{FI} * (1,5 * q_{k_{lumi}} + 1,5 * \psi_0 * q_{k_{tuuli}} + 1,15 * g_k) \quad (2.1)$$

Tässä tapauksessa kerroin ψ_0 siis vähentää tuulen vaikutusta, koska mahdollisuus, että täysi lumikuorma ja suurin tuulikuorma vaikuttavat samanaikaisesti, on pieni.

Onnettomuustilanteelle puolestaan on omat yhdistelyt ja mitoitusarvot. Kuvassa 2.16 on esitetty onnettomuustilanteen mitoitusarvot.

Mitoitustilanne	Pysyvät kuormat		Määräävä onnettomuuskuorma tai maanjäristyskuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)	
	Epäedulliset	Edulliset		Pääasiallinen (jos on)	Muut
Onnettomuus (Yht. 6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	$\psi_{11} Q_{k1}^{(**)}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Maanjäristys ^(***) (Yht. 6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	γA_{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 ψ_{21} .
(***) Maanjäristysmitoitusta sovelletaan vain tilaajan niin edellyttäessä. Katso myös standardia SFS-EN 1998-1.

Kuva 2.16 Onnettomuuskuormien yhdistelmissä käytettävät kuormien mitoitusarvot (EN 1990 kansallisen liitteen liite A, taulukko A1.3 (FI))

2.8 Kuormitusyhdistelyt

Laskelmissa viitataan kuormitusyhdistelyn tunnukseen, esimerkiksi KY1 (kuva 2.17), joka on kuormitusyhdistely, jossa tuulikuorma on määräävänä kuormana. Kaikki kuormitusyhdistelyt on esitetty liitteen 1 laskelmassa 1.1, laskelman kohdassa 4.

SUUNTA		Y-SUUNTA		
No.	Yhdistely	MRT	Kerroin	Kuormitustapaus
1	Tuuli max STR	x	1,15	Omapaino
			1,15	Pysyvät kuormat
			1,05	Hyötykuorma
			1,05	Lumi
			1,5	Tuuli
			1,15	Hg+
			1,05	Hq+

Kuva 2.17 Kuormitusyhdistelmä KY1

2.9 Hyötykuormavähennysten käyttö

Pilari- ja seinärakenteille saa tehdä hyötykuormien kerrosvähennyksen (α_n). Pinta-alavähennystä α_A ei voi soveltaa kansallisen liitteen mukaan onnettomuustilanteessa. Sovellusta ei voi myöskään tehdä rakenteille, kun mitoitus tapahtuu yhteen suuntaan kantavina laattoina, tai vaakarakenteille, jotka liittyvät pystyrakenteisiin jäykästi tai osittain jäykästi. Esimerkkilaskelmissa ei käytetä hyväksi hyötykuorman pinta-alavähennystä α_A . Pysty ja vaakarakenteen liitos mitoitetaan aina ilman pienennystekijää (EN 1991-1-1 NA kohta 6.2.1(4)).

6.3.1.2(11)

Pienennystekijä α_n määritetään yhtälön (6.2 FI) avulla:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} \quad (6.2 \text{ FI})$$

missä

n on kuormitettujen kantavien osien yläpuolella olevien samaan luokkaan kuuluvien kerrosten lukumäärä (> 2).

ψ_0 on standardin EN 1990 kansallisen liitteen taulukon A1.1 (FI) mukainen kerroin

Kerrosvähennystä α_n voi soveltaa vain pilari- ja seinärakenteelle sekä niiden perustuksille.

Kerrosvähennystä α_n ei sovelleta yhdessä yhdistelykertoimen ψ tai pienennystekijän α_A kanssa.

Kuva 2.18 Pienennystekijä α_n (EN 1991-1-1 kansallinen liite)

Pienennystekijäksi saadaan kuvan 2.18 kaavan mukaisesti 0,82 (Liitteen 1 laskelma 2.2), kun $n=5$ ja $\psi_0=0,7$ (ψ_0 -kerroin kuvasta 2.12). Laskelmissa ei kuitenkaan voida läheskään aina käyttää hyväksi kerrosvähennystä α_n , sillä eurokoodin mukaan kerrosvähennystä ei sovelleta yhdessä yhdistelykertoimen ψ kanssa.

2.10 Yhteenveto kuormista ja johdanto laskenta-esimerkkeihin

Kuvassa 2.19 on esitetty tässä luvussa määritellyjä kohteen lähtötietoja. Tarkemmin määritellyjä asioita, kuten kuormitusyhdistelyt, on esitetty samassa laskelmassa.

1. Seuraamusluokka				
	CC2 Luokka 2b K_{FI}	seuraamusluokka seuraamusluokka onnettomuustilanteessa 1,0		
2. Kuormat				
	Puuskanopeuspaine	0,55 kN/m ²	ks. Raportin luku 2.6.2	
	Lumikuorma	2,0 kN/m ²	tasakatto, muotokerroin 0,8 lumi maassa 2,5 kN/m ²	
	Hyötykuorma	2,5 kN/m ²	pääsääntöisesti (2,0 Luokka A, välipohjat) (0,5 siirrettävät väliseinät)	
3. Osavarmuuskertoimet (rakenneluokka 2)				
MRT:ssä				
	Betoni	1,5	omat painot	1,5
	Teräs	1,15	muuttuva kuorm	1,5
Onnettomuustilanteessa				
	Betoni	1,0	omat painot	1,0
	Teräs	1,0	muuttuva kuorm	1,0
4. Yhdistelykertoimet (Luokka A)				
	ψ_1	0,7		
	ψ_1	0,5		
	ψ_2	0,3		

Kuva 2.19 Ote laskelmasta 1.1. Seuraamusluokka, määritellyjä kuormien ominaisarvoja, osavarmuuskertoimia materiaaleille ja käytettävät yhdistelykertoimet

Tässä luvussa käytiin läpi tarvittavat kuormitukset ja tiedot, joita tarvitaan laskelmissa. Laskelmien ohessa tarkennetaan tiettyjä kohtia ja määritetään lisää tarvittavia tietoja. Seuraavissa luvuissa käydään läpi tehdyt laskelmat ja mitoitus, jotka ovat:

- Vakavuustarkastelut
 - o Välipohjataso siirtymä ja kiertymä
 - o poikittaisvoimien jakautuminen jäykistäville seinille
- Rakenneosien mitoitusmerkit (STR)
 - o Jäykistävä seinä
 - o Jäykistävien seinien liittäminen yhtenäiseksi levyiksi
 - o Laatastalon levyvaikutus ja rengasteräkkeet
- Onnettomuustarkastelu
 - o Sidejärjestelmän osat.

3 VAAKAKUORMAT

3.1 Tuulikuorma

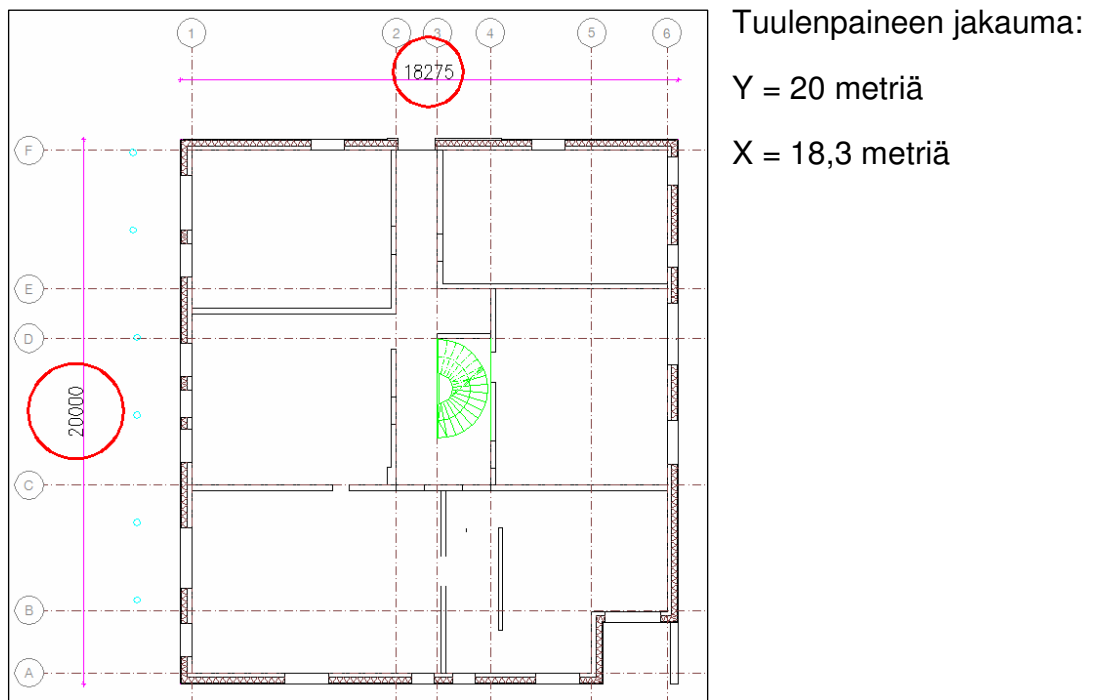
3.1.1 Yleistä

Tuulikuorma määritetään joko koko rakenteeseen tai rakenneosaan vaikuttavina, jolloin voidaan laskea tuulikuorma käyttäen voimakertoimia c_f tai painekertoimia c_p . Tässä luvussa lasketaan tuulen kokonaisvaikutukset käyttäen painekertoimia ja määritetään ulkopuolisen ja sisäpuolisen tuulenpainekertoimet. Tuulen vaikutus näkyy muun muassa rakenneosien mitoittamisessa ja stabiiliteetilaskelmissa.

3.1.2 Paine kertoimet ja tuulen kokonaisvaikutukset

Kokonaistuulikuorman laskentaesimerkki on erikseen liitteen laskelmissa (laskelma 2.1), mutta selvyyden vuoksi se esitetään myös tässä luvussa. Seuraavaksi käydään vaiheittain läpi kokonaistuulikuorman määrittäminen, joka tehdään eurokoodin mukaisesti käyttäen apuna RIL 201-1-2008 -kirjan ohjeita.

Ulkopuolisen paineen kertoimet C_{pe} rakennuksille ja rakennusten yksittäisille osille riippuvat tarkasteltavan rakenteen kuormitusalan A koosta. Nämä esitetään kuormitusaloille A kooltaan 1 m^2 ja 10 m^2 (RIL 201-1-2008 Osa 1.4).



Kuva 3.1 Rakennuksen mitat. Seinille kohdistuva tuulenpaine jakautuu seinän leveydellä

ESIMERKKI - kokonaistuulikuorman määrittämien

(RIL 201-1-2008 mukaisesti)

Rakennuksen pitkää sivua kohti (Y-suunta) (Kuva 3.1)

$$h \geq b$$

$q_p(z) = q_p(h) = 0,55 \text{ kN/m}^2$ (määritelty luvussa 2.6.2)

$$h/d = 15/18,3 = 0,82 \quad (\text{kts. kuva 3.4})$$

Määritetään C_{pe} -kertoimet (Kuva 3.3)

$$C_{pe,10} = 0,8 \quad (\text{tuulenpuoli ALUE D})$$

$$C_{pe,10} = -0,5 \quad (\text{suojapuoli (ALUE E, imu)})$$

Lasketaan F_w -arvo:

$$F_w = \gamma_e * F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr} = 0,85 \times 214,5 \text{ kN} + 0 + 0 = \underline{\underline{182,3 \text{ kN}}}$$

$$\gamma_e = h/d < 1 \rightarrow \gamma_e = 0,85$$

$$\text{ehdot: } \gamma_e = 1,0, \text{ kun } h/d > 5 \text{ tai}$$

$$\gamma_e = 0,85, \text{ kun } h/d < 1$$

väliarvot interpoloidaan

$F_{w,e}$ = rakennuksen kokonaisjäykistykseen laskettava voima

$$F_{w,e} = c_s c_d \times \Sigma w_e \times A_{ref} = 1,0 \times 0,715 \text{ kN/m}^2 \times 15 \text{ m} \times 20 \text{ m} \\ = 214,5 \text{ kN}$$

Σw_e on korkeudella z_e vaikuttava ulkopuolinen paine

$$\Sigma w_e = q_p(z_e) c_{pe} = 0,55 \text{ kN/m}^2 \times (0,8 + 0,5) \\ = 0,715 \text{ kN/m}^2$$

$q_p(z_e)$ puuskanopeuspaine

c_{pe} ulkoisen paineen painekerroin

z_e ulkoisen paineen nopeuspainekorkeus

$F_{w,i}$ = rakennuksen sisäpintaan vaikuttava painekuorma

$F_{w,i}$ - ei tarvitse huomioida, koska seinärakenteessa ei ole aukkoja

F_{fr} = kitkavoima

F_{fr} - ei tarvitse huomioida, koska sekä y- että x-suunnassa tuulen suuntaisten pintojen kokonaisala on pienempi kuin neljä kertaa kaikkien tuulta vasten kohtisuorien ulkopintojen kokonaisala

Rakennuksen lyhyttä sivua kohti (X-suunta) (Kuva 3.1)

$$q_p(z)=q_p(h)=0,55 \text{ kN/m}^2$$

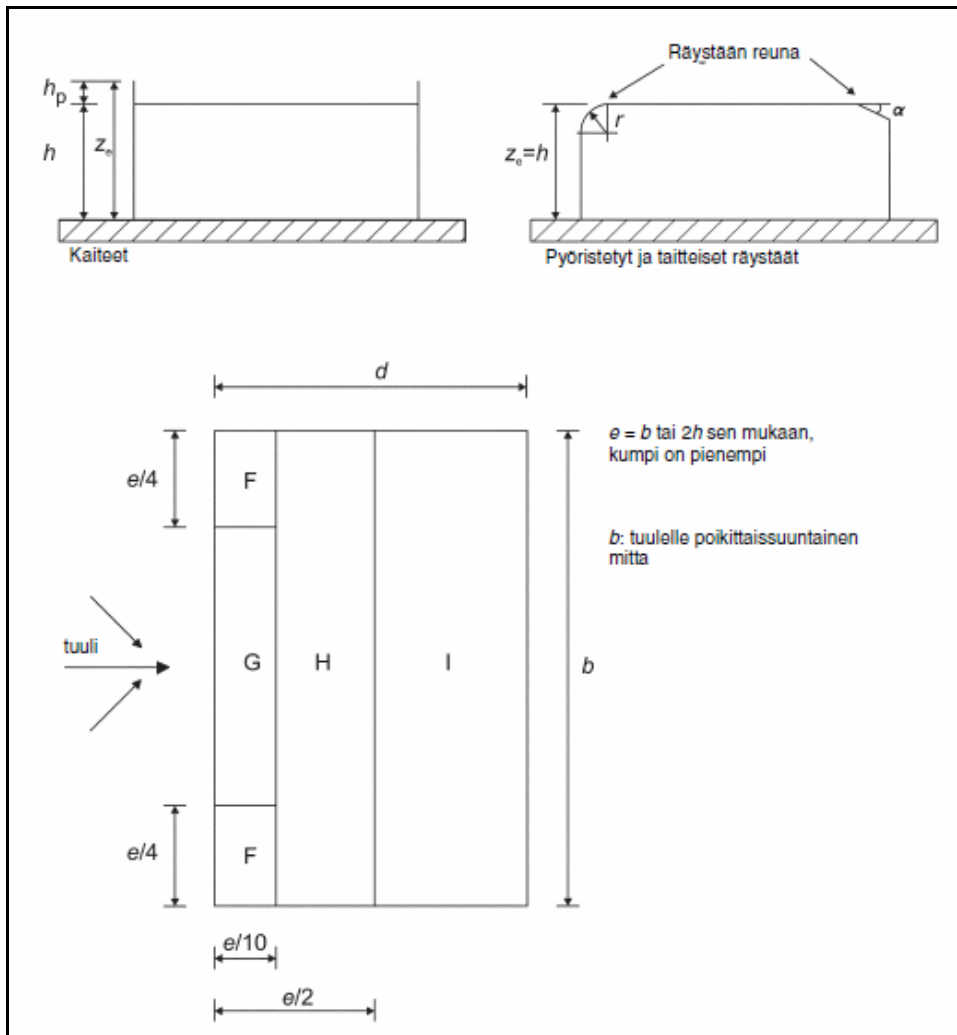
$$h/d = 15/20 = 0,75$$

$$\rightarrow c_{pe,10} = 0,8 \text{ (tuulenpuoli)}$$

$$\rightarrow c_{pe,10} = -0,5 \text{ (imu)}$$

$$F_{w,e} = 1,0 \times 0,715 \text{ kN} \times 15 \text{ m} \times 18,3 \text{ m} = 196,3 \text{ kN}$$

$$F_w = 0,85 \times 196,3 \text{ kN} + 0 + 0 = \underline{\underline{166,9 \text{ kN}}}$$

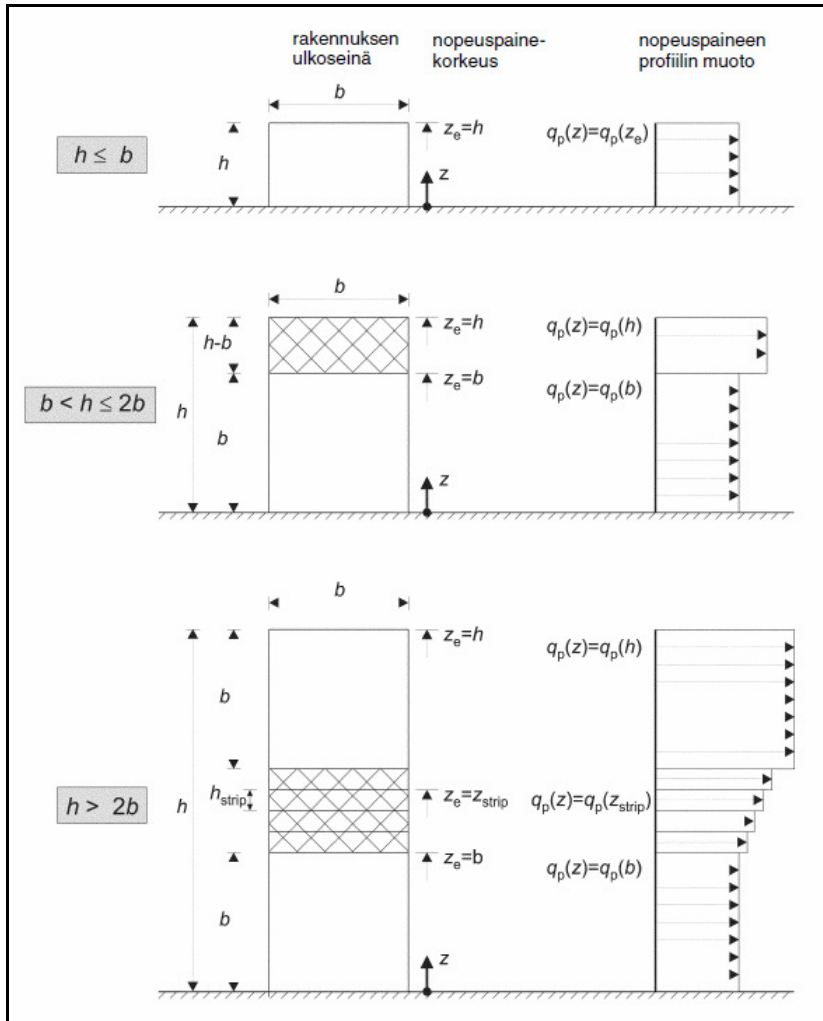


Kuva 3.2 Tasakattoja koskeva vyöhykekaavio

Taulukko 7.1 Ulkopuolisen paineen kertoimien suositusarvot pohjaltaan suorakaiteen muotoisten rakennusten pystyseinille

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

Kuva 3.3 $C_{pe,10}$ - ja $C_{pe,1}$ -kertoimien määrittäminen vyöhykkeiden avulla



Kuva 3.4 Nopeuspaine korkeuden Z_e määrittäminen mittojen h ja b avulla

Lisäohjeita tuulen kokonaisvaikutuksen määrittämiseen:

- RIL-201-1-2008
- Eurokoodi EN 1991-1-4 ja sen kansallinen liite.

3.2 Muut vaakavoimat

Toisen kertaluvun vaikutuksia ei tässä tapauksessa tarvitse huomioida, mutta sen mahdolliset vaikutukset tulee tarkastaa eurokoodin EN 1992-1-1 kohdan 5.8.3.3 mukaisesti.

Mittaepätarkkuuksista johtuvat lisävaakavoimat otetaan huomioon muun muassa stabiliteettilaskelmissa, jotka käsitellään luvussa 4. Lisävaakavoimat syntyvät rakenteiden vinoudesta, sijaintivirheestä sekä kuormien epäedullisista vaikutussuunnista.

Kokonaistarkastelussa epätarkkuudet voidaan esittää kaltevuuskulmana θ_i . Taulukoissa 3.1 ja 3.2 on esitetty lisävaakavoimien laskenta, joka jakaantuu kahteen vaiheeseen:

- Ensin lasketaan kerrokselle tulevat kuormat (taulukko 3.1). Tässä tapauksessa ensin on laskettu yhden kerroksen voimat, ja koska kerrokset ovat samankaltaisia, on laskennassa yleistäen kerrottu 5:llä (rakennuksessa on viisi kerrosta) saatu tulos, jolloin saadaan kokonaislisävaakavoimat alimmalle kerrokselle. Laskenta voitaisiin suorittaa tarkemmin laskemalla jokaiselle kerrokselle tulevat voimat. Tässä tätä ei ole tarpeellista tehdä, koska erot ovat häviävän pieniä ja näin määrittely on myös varmalla puolella oleva ratkaisu.
- Tämän vaiheen jälkeen lasketaan vakavuus ja mittaepätarkkuudet, joiden avulla saadaan vaikuttavat kokonaislisävaakavoimat (taulukko 3.2).

Taulukko 3.1 Kuormat/kerros

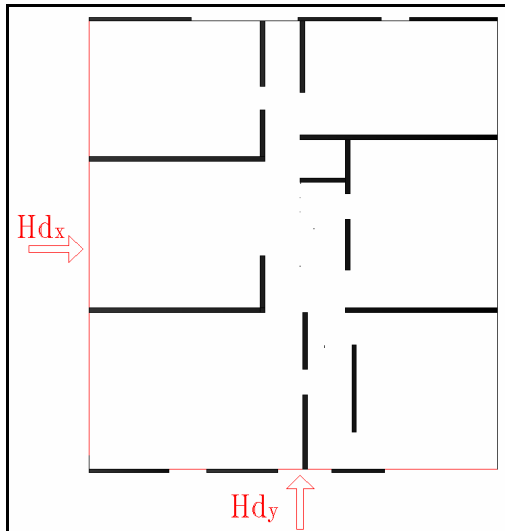
Kuormat / kerros				
Kerroksen Ala	kerrosala	+	parvekeet	
	327 m ²	+	35 m ²	362 m²
Pysyvät :	Määrä		gk	Gk
Kylpyhuone ol 370/200	51 m ²		10 kN/m ²	510 kN
VS 200	64 m		15 kN/m	960 kN
US 25 + 180 + 150	76 m		14 kN/m	1064 kN
Parvekelaatta 260	35 m ²		7 kN/m ²	245 kN
Porraslaatta	16 m ²		7,3 kN/m ²	117 kN
Ontelolaatta 370 + 15	311 m ²		5,6 kN/m ²	1742 kN
Hornit			kN/m ²	130 kN
			Yht.	4767 kN
Muuttuvat :	Määrä		qk	Qk
Hyötykuorma	311 m ²		2	622 kN
Porrashuoneiden hyötyk.	16 m ²		2,5	40 kN
Parvekkeiden hyötyk.	32 m ²		2,5	80 kN
Kevyet väliseinät	311 m ²		0,5	155,5 kN
			Yht.	898 kN

Taulukkomuodossa saatu tulos 898 kN on pystykuormien summa kerrokselta. Seuraavassa taulukossa lasketaan kaltevuuskulma θ_i , jonka avulla saadaan määritetyksi H_{gk} ja H_{qk} kertomalla kaltevuuskulma taulukon 3.1 saaduilla kuormilla.

Taulukko 3.2 Mittaepätarkkuuksista johtuvat poikittaisvoimat HGk ja HQk ja kokonaisvaakavoimat Hd_y ja Hd_x. Liitteen 1 laskelma 2.2

Mittaepätarkkuustekijät:		EN 1992-1-1 kohta 5.2
$\theta_i = (1/200) \times \alpha_h \times \alpha_m$ jossa $\alpha_h = (2/\sqrt{l}), 2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0$ $\alpha_m = \sqrt{0,5 \times (1+1/m)}$ l on rakennuksen korkeus, m m jäykistysjärjestelmään vaakavoimia aiheuttavien pystyrakennneosien lukumäärä		
$\theta_i = (1/200) \times 0,67 \times 0,73 = 1/409$		
α_h	0,52 ; 0,67	→ 0,67
α_m	0,73	→ 0,73 kun m = 15 (varmalla puolella oleva määrä)
Hgk	11,0 kN/kerros	(Gk * θ_i)
Hqk	2,2 kN/kerros	(Qk * θ_i)
Lisävaakavoimat mittaepätarkkuuksista:		
HGk	54,8 kN	(n * Hgk * α_w) 5 kerrosta
HQk	11,0 kN	(n * Hqk * α_w) 5 kerrosta
n	5	
α_w	ei käytetä	
Tuulikuorma:		
F _{w,}	167 kN	määriteltä laskenta 1:ssä
F _{w,}	182 kN	määriteltä laskenta 1:ssä
Kuormitusyhdistely: (STR)		
KY: $K_n \times (1,15 \times HGk + \psi_1 \times 1,5 \times HQk + 1,5 \times Fwk)$		
ψ_1	0,7	
K_n	1	
Kokonaisvaakavoimat:		
Hd_y	348,0 kN	pitempi sivu
Hd_x	324,8 kN	lyhyempi sivu

Kokonaisvaakavoimien Hd_y ja Hd_x avulla saadaan tehtyä seuraavassa luvussa käsitelty stabiliteettitarkastelu. Hd-arvo on tuulen kokonaisvaakavoiman ja kokonaislisävaakavoiman yhteenlaskettu arvo, seinälle kohdistuva voiman resultantti. Kuvassa 3.5 on esitetty kokonaisvaakavoimat Hd_y ja Hd_x.



Kuva 3.5 Kokonaisvaakavoimat H_{d_y} ja H_{d_x} ja voimien vaikutussuunnat. Mustatut viivat esittävät jäykistäviä seiniä

3.2 Yhteenvedo saaduista poikittaisvoimista

$$G_k = 4767 \text{ kN}$$

kerroksen yhteenlasketut kuormat

$$Q_k = 898 \text{ kN}$$

kerroksen yhteenlasketut hyötykuormat

$$H_{g_k} = 11,7 \text{ kN / kerros}$$

$$H_{q_k} = 2,2 \text{ kN / kerros}$$

$$H_{G_k} = 54,8 \text{ kN / 5 kerrosta}$$

kuorma vaikuttaa ensimmäisessä krs:ssa

$$H_{Q_k} = 11 \text{ kN / 5 kerrosta}$$

kuorma vaikuttaa ensimmäisessä krs:ssa

$$H_{d_y} = 348,0 \text{ kN}$$

kokonaisvaakavoimat

$$H_{d_x} = 324,8 \text{ kN}$$

kokonaisvaakavoimat

4 POIKITTAISVOIMIEN JAKAUTUMINEN

4.1 Betonirungon stabiliteetin määrittäminen

4.1.1 Yleistä

Elementtirakennuksen suunnittelussa on kiinnitettävä erityistä huomiota rakennuksen vakavuuteen. Jäykistyssuunnittelun kulku voidaan jakaa karkeasti seuraaviin vaiheisiin (RTT Valmisosarakentaminen 2, 1995):

1. Jäykistystavan valinta
2. Alustava jäykistyssuunnittelu
3. Asennusaikainen jäykistyssuunnittelu
4. Käyttötilanteen jäykistyssuunnittelu
5. Rakennuksen vakavuuden suunnittelu onnettomuustilanteen varalta

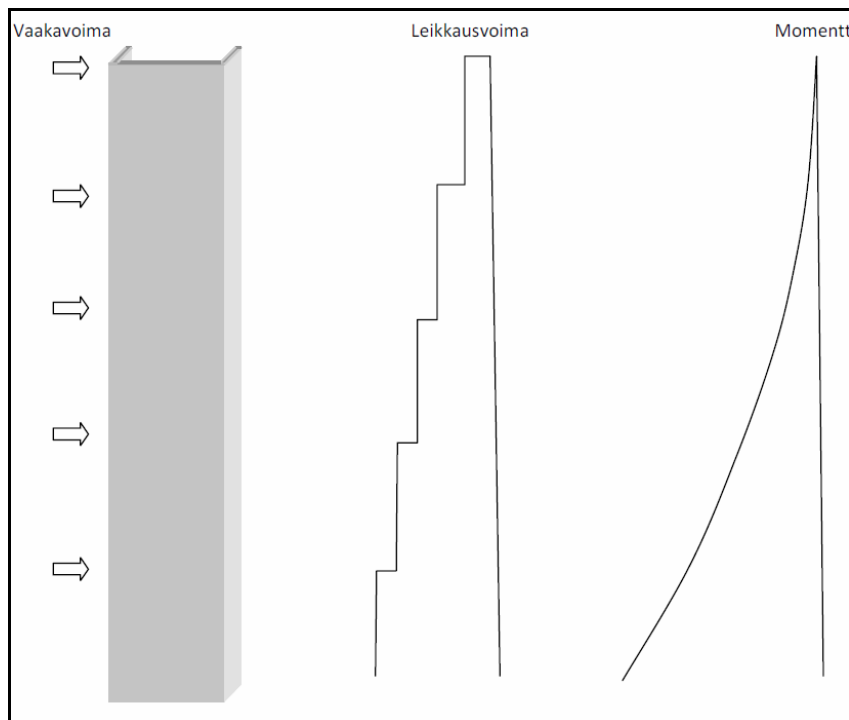
Tässä opinnäytetyössä on jäykistystapa jo valittu, ja rajataan jäykistyssuunnittelu koskemaan vain edellä mainittua kohtaa 4: Käyttötilanteen jäykistyssuunnittelu. Käyttötilanteessa tarkastetaan:

- Välipohjaelementtien jäykistys yhtenäiseksi levyrakenteeksi
- Poikittaisvoimien siirto välipohjaelementiltä jäykistäville vertikaali-elementeille
- Kuormien siirto perustuksiin
- Elementtien ja niiden liitosten suunnittelu

4.1.2 Käyttötilanteen jäykistystarkastelu

Kokonaisvakavuutta laskettaessa on otettava huomioon kaikki rakennukseen kohdistuvat kuormat. Pystysuunnassa kuormia ovat muuttuvat kuormat ja rakenteiden omat painot. Poikittaisvoimat syntyvät tuulikuormista ja lisävaakavoimista. Dynaamiset kuormat ovat asuinkerrostalossa yleensä vähäisiä, eikä näitä voimia ole tarvinnut vakavuutta tutkittaessa huomioida.

Määrävin tilanne on alimmassa kerroksessa, johon epäkeskisyydestä aiheutuvaa lisävaakavoimaa syntyy eniten, tämän takia ei tehdä laskelmia muihin kerroksiin. Esimerkkinä voimien kertymisestä alaspäin mentäessä kuva 4.1, jossa hissikuilun rasitukset alaspäin mentäessä kasvaa, kun leikkausvoimat suurenevät kerros kerrokselta suurentaen samalla momenttivoimia.

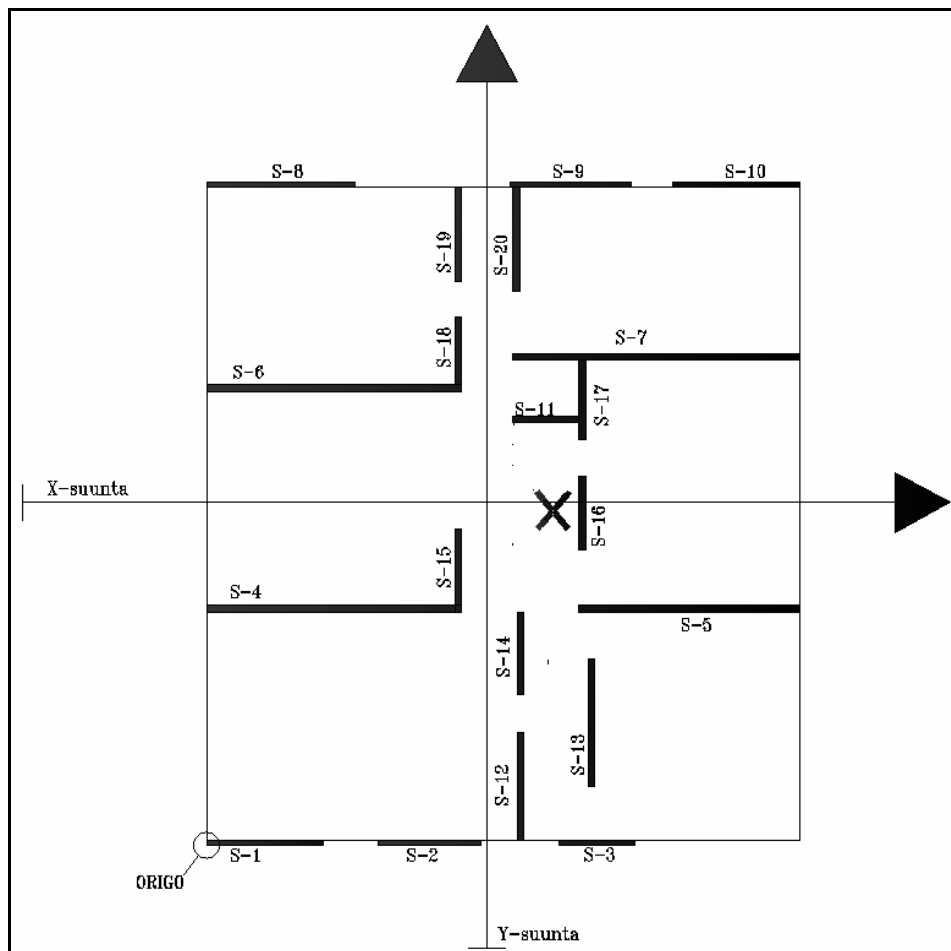


Kuva 4.1 Rasitusten suureneminen vaakavoimista alaspäin mentäessä, momenttivoiman suureneminen on yksinkertaistettuna kuvassa

Kuvassa 4.2 on määritelty jäykistävät seinät. Liitteen 1 laskelmassa 2.3 on laskettu jokaisen seinän koordinaatit ja sijainti origosta. Laskelmassa on

laskettu myös kokonaisvaakavoimien jakautuminen, kiertokeskiön sijainti, laataston kiertävät momentti, ja siirtymät. Voidaan todeta, että kiertymä ja siirtymä jäävät pieniksi, jolloin jäykistäviä seiniä on riittävästi. Laskelmissa esiintyvät kuormat on määritelty luvun 3 kohdassa 3.1.2 ja liitteen 1 laskelmissa 2.1 ja 2.2.

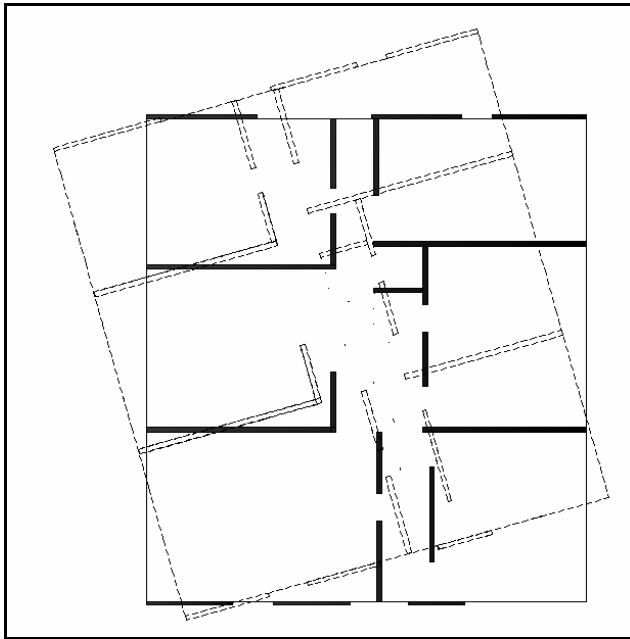
Laskenta on tehty By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan osa 3 esimerkin 2.1 periaatteiden mukaisesti. Esimerkki löytyy kirjan luvusta 2.



Kuva 4.2 Jäykistävät seinät, rastilla on merkitty laskettu kiertokeskiö, kun origo on rakennuksen vasemmassa alakulmassa. Seinien yhtenäisyys rikkoutuu hormien ja mm. ikkuna- sekä oviaukkojen takia

Aukkojen jakaessa jäykistäviä seiniä osiin, vähentää tämä merkittävästi seinien kykyä vastustaa kiertymistä ja siirtymistä. Siksi on oleellista huomioida kaikki jäykistävien seinien yhtenäisyyttä rikkovat tekijät, kuten ikkunat ja oviaukot.

Stabiliteetin menetystä rakennuksessa havainnollistaa kuva 4.3, jossa siirtymä ja kiertyminen aiheuttavat rasituksia jäykistäville seinille. Laskennassa tulee siis jakaa voimat jäykistäville rakenteille niiden jäykkyyksien suhteessa ottaen huomioon rakennuksen siirtymä ja kiertymä. Stabiliteetin kapasiteetti on riittävä kun jäykistävien seinien yhteenlaskettu suhteellinen jäykkyys on suurempi kuin kuormituksesta syntyvät voimat. Seinillä tulee siis olla kyky palautua rasituksen jälkeen alkuperäiseen sijaintiin. (Elementtirungon jäykistys, RTT Rakennustuoteteollisuus ry, Lahti 1995.)



Kuva 4.3 Välipohjalaatta saa sekä kiertymän että siirtymän poikittaisvoimista H_{dy} ja H_{dx}

Lisätietoa ja lisäesimerkkejä stabiliteetin laskemisesta, kuormien yhdistämisestä ja teoriaa STR- ja EQU-rajatiloista on www.elementtisuunnittelu.fi -sivuston kohdassa ”Rakennuksen jäykistys”, By 202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan osa 3 sekä Matti Kuusjärven tutkintotyössä ”Betonirungon stabiliteetin määrittäminen”.

4.2 Yhteenvedo poikittaisvoimien jakautumisesta

Esimerkkilaskelma 2.3:ssa on jaettu poikittaisvoimat jäykistävälle seinille kohteen ensimmäisessä kerroksessa. Saatuja tuloksia on esitetty alla olevassa kuvassa (kuva 4.4). Esimerkkilaskelmien rakenneosamitoituksissa tarvitaan seinän S-7 kuormitustietoja. Voidaan myös todeta, että välipohjalaataston siirtymä ja kiertymä jää vähäiseksi (esitetty laskelmassa).

Laskennan vaiheet:									
Pohjapiirustus jäykistävästä seinistä									
Kuormien määrittäminen									
- Hd _y									
- Hd _x									
Jäykistävät seinät:									
- geometria (h x b)									
- koordinaatit									
Kiertokeskiön sijainti keskilinjasta									
Laatastoa kiertävä momentti									
Siirtymät									
Seinien ottamat kuormat									
TULOKSET:									
S ₁	5 kN	S ₁₂	61 kN						
S ₂	4 kN	S ₁₃	100 kN						
S ₃	1 kN	S ₁₄	27 kN						
S ₄	74 kN	S ₁₅	21 kN						
S ₅	47 kN	S ₁₆	19 kN						
S ₆	74 kN	S ₁₇	23 kN						
S ₇	93 kN	S ₁₈	15 kN						
S ₈	11 kN	S ₁₉	41 kN						
S ₉	6 kN	S ₂₀	41 kN						
S ₁₀	7 kN								
S ₁₁	1 kN								

x-suunta									
seinät	E [MN/m ²]	mitat		k _x [bh ³ /12]	koordinaatit		kierto-keskiö [m]	k _x * y ²	
		b	h		x	y			
s-1	30000	0,15	3,4	36		0,08	3	0	
s-2	30000	0,15	3,0	25		0,08	2	0	
s-3	30000	0,15	2,2	10		0,08	1	0	
s-4	30000	0,2	7,5	505		6,53	3295	21501	
s-5	30000	0,2	6,5	324		6,53	2114	13794	
s-6	30000	0,2	7,5	505		13,13	6628	86997	
s-7	30000	0,2	8,1	635		14,11	8950	126241	
s-8	30000	0,15	4,4	75		19,20	1439	27629	
s-9	30000	0,15	3,6	40		19,20	770	14784	
s-10	30000	0,15	3,7	47		19,20	893	17142	
s-11	30000	0,16	1,9	7		12,40	83	1032	
				k_x 2207 m⁴			10,95	309120	

y-suunta									
seinät	E [MN/m ²]	mitat		suhteellinen jäykkyytluku	koordinaatit		kierto-keskiö [m]	k _y * x ²	
		b	h		x	y			
s-12	30000	0,2	3,2	38	9,16		349	3194	
s-13	30000	0,2	3,8	63	11,25		703	7910	
s-14	30000	0,2	2,4	17	9,16		155	1417	
s-15	30000	0,2	2,2	13	7,55		99	749	
s-16	30000	0,2	2,2	12	11,09		131	1457	
s-17	30000	0,2	2,3	15	11,09		163	1807	
s-18	30000	0,2	2,0	9	7,55		71	536	
s-19	30000	0,2	2,8	26	7,55		194	1467	
s-20	30000	0,2	2,8	26	9,16		238	2181	
				k_y 218 m⁴			9,63	20719	

Kiertokeskiön sijainti origosta:

x 9,63 m
y 10,95 m
x1 0,9 m kiertokeskiön sijainti keskilinjasta
y1 1,1 m kiertokeskiön sijainti keskilinjasta

Laatastoa kiertävä momentti:

M -17,0 kNm $M = Hd_y x_1 - Hd_x y_1$

Kuva 4.4 Liitteen 1 laskelma 2.3:n sivut 1 ja 2. Laskennan vaiheet ja joitakin saatuja tuloksia

4.3 Seinien pystykuormat

Seinien pystykuormat voidaan määrittellä käsin tai sitä varten tehdyllä ohjelmalla. Yleensä seinälinjoille määritetään kuormat kerroksittain. Tässä opinnäytetyössä ei määritetä rakennuksen pystykuormia jokaiselle seinälinjalle, vaan lasketaan vain tarvittava kuormitus seinäelementille S-7 (kuva 4.5).

1 Kuormitukset ja murtorajatilan kertoimet					
Ontelolaatta 370 + 15	5,6 kN/m ²	KFI	1		
Yläpohja	8 kN/m ²		varmuuskertoimet:		
Betoni	25 kN/m ³	hyöty	1,5		
Lumi	2 kN/m ²	omat painot	1,15		
Lisälumikuorma	2,5 kN/m ²	vähentävä 0,5 kN/m			
hyötykuorma	2,5 kN/m ²	2 kN/m ² + väliseinät			
2. Kuormien tuonti alas kerroksittain					
5 krs. Kertyvät kuormat linjalle					
gk	40,1 kN/m				
qk	7,2 kN/m				
jänneväli	7,2 m				
4 krs. Kertyvät kuormat linjalle					
gk	55,2 kN/m				
qk	19,0 kN/m				
jänneväli	7,2 m	3 krs. Kertyvät kuormat linjalle			
jänneväli 2	5 m	gk	49,2 kN/m		
2 krs. Kertyvät kuormat linjalle					
gk	49,2 kN/m	qk	15,3 kN/m		
jänneväli	7,2 m	1 krs. Kertyvät kuormat linjalle			
jänneväli 2	5 m	gk	34,2 kN/m		
YHTEENSÄ					
		qk	72,0 kN/m		
		Pd	370 kN/m		

Kuva 4.5 Kuormien laskenta seinälle S-7. Mitoituskuormaksi on saatu $P_d = 370$ kN/m. Kuva on liitteen 1 laskelmasta 2.4

5 RAKENNEOSIEN MITOITUS

5.1 Lähtökohta

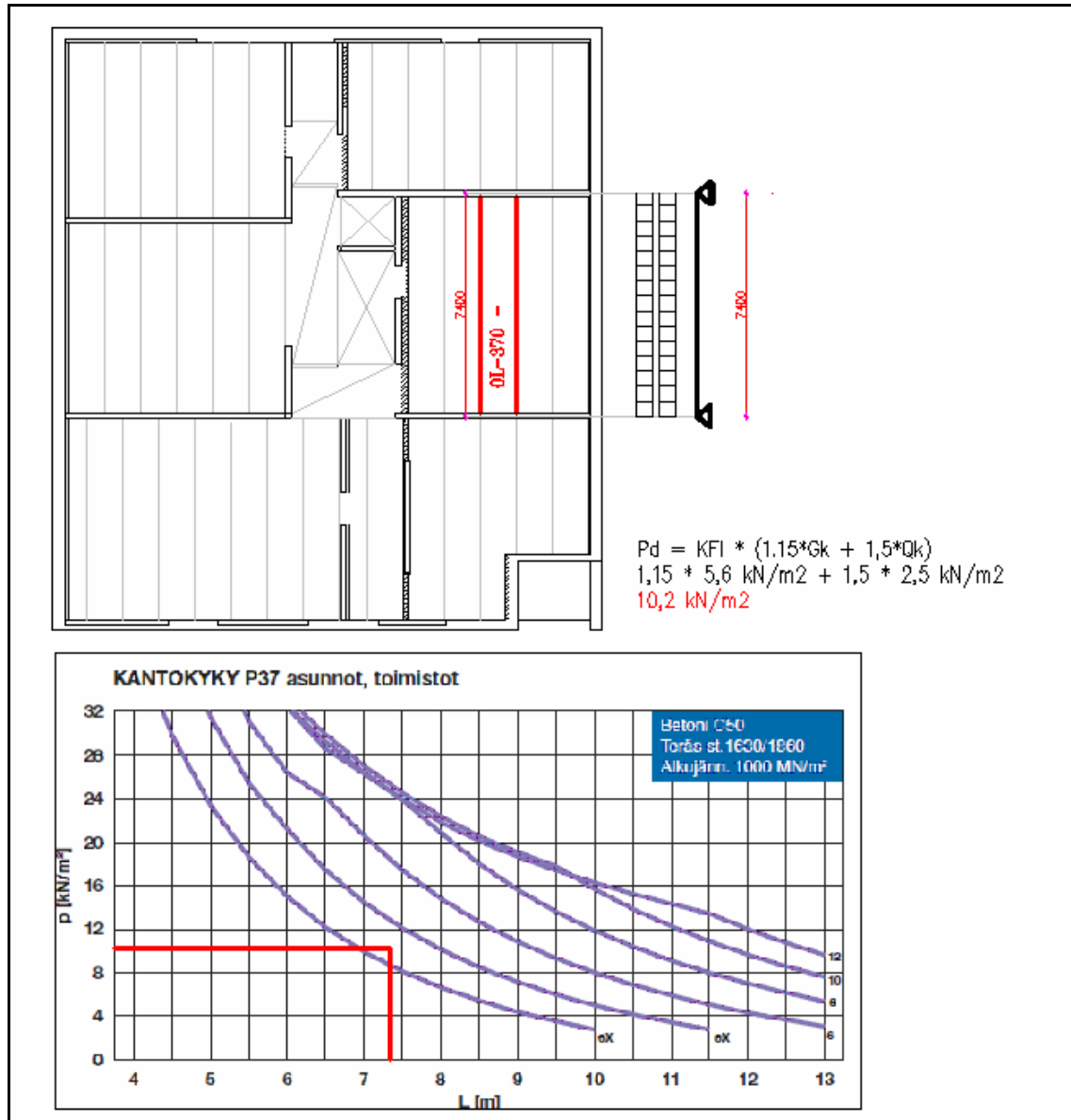
Elementtikohteessa rakennesuunnittelija toimii yleensä esivalitsijana kaikille tuotteille ja elementeille, jolloin tuotteiden omat suunnittelijat mitoittavat ja laskevat kestävyuden lopullisesti. Elementtisuunnittelijat siis mitoittavat elementit. Tässä opinnäytetyössä ja sen esimerkkilaskelmissa ei mitoiteta tuotteita, vaan toimitaan esivalitsijana ja katsotaan, että rakenteet ovat mahdollisia toteuttaa. Perinteistä palkin, seinän, laatan tai pilarin mitoitusta ei tässä opinnäytetyössä käydä läpi.

Luvuissa 5.5–5.6 käsitellään elementtien vaaka- ja pystysaumoja. Niiden kestävyys tulee tarkastaa jäykistävässä seinässä, kun halutaan jäykistävät seinät liittää yhtenäisiksi levyiksi. Toinen käsiteltävä asia, levyvaikutus, tarkastetaan. Levyvaikutus tulee huomioida, kun halutaan välipohjatason siirtävän vaaka- ja pystykuormat kantaville seinille ja toimien jäykistävänä rakenteena osana rakennuksen kokonaisjäykistystä.

5.2 Ontelolaatasto ja liittorakenteet

Jokaisen ontelolaatan kestävyys tulee tarkistaa. Tässä kohteessa olevien ontelolaattojen tuotevalmistaja on laatinut esivalintaohjeistuksen rakennesuunnittelijoille, joten käytetään sen kantokäyriä avuksi. Esivalintaoppaasta saa myös tietoa siitä, mitä rajoituksia ontelolaatalla on. Ontelolaattajakoa mietittäessä olisi hyvä tietää esimerkiksi, mitkä ovat mahdolliset kavennusleveydet laatassa, reikien sijoittelun rajoitukset, teoriatieto laattojen punostuksesta, kololaattojen rajoitukset ja muut suunnitteluun vaikuttavat asiat.

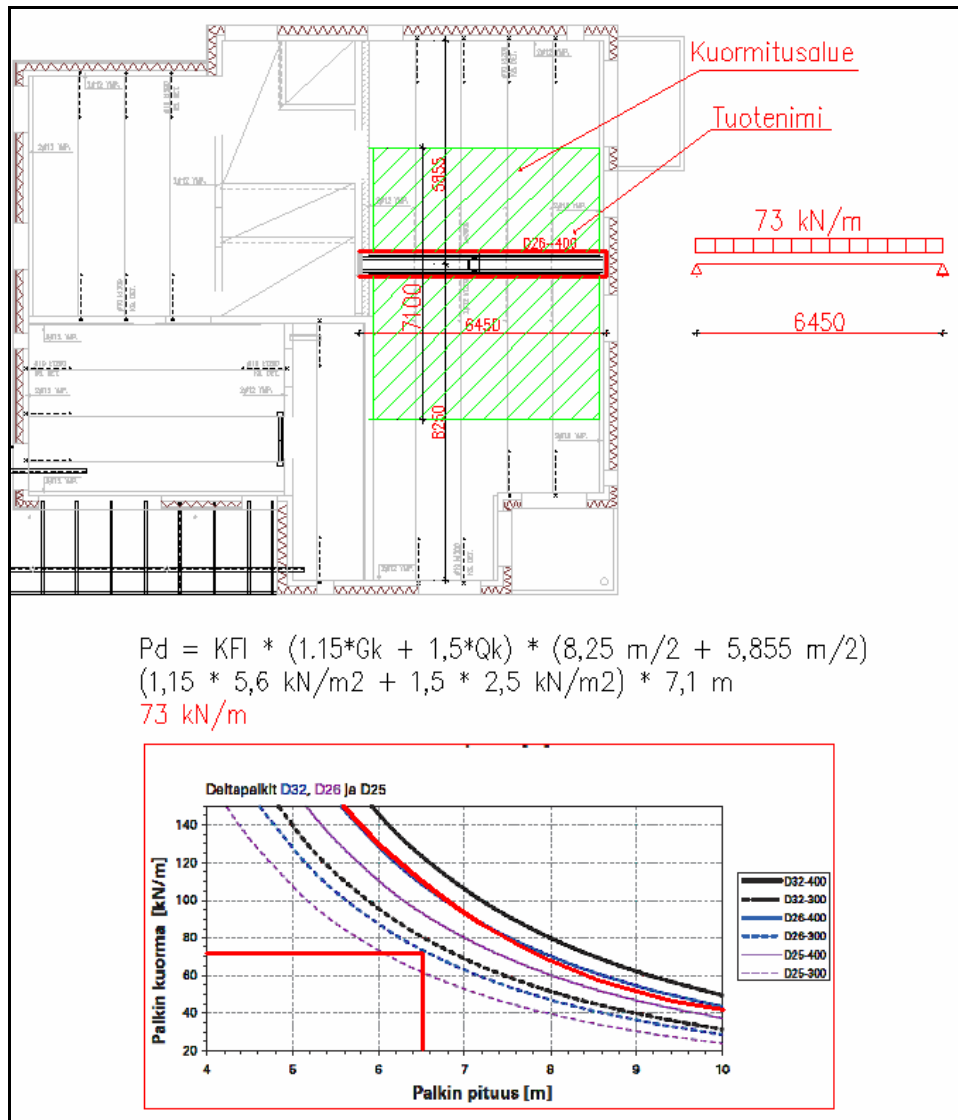
Valitaan mitoittavin kohta ontelolaatastosta ja tarkistetaan esimerkkinä kantokäyrästä ontelolaatan kantokyky. Kuvassa 5.1 on esitetty kantokäyrä ontelolaatalle, joka on paksuudeltaan 370 mm ja alapuolella sen kuormitus ja sijainti rakennuksessa.



Kuva 5.1 Ontelolaatan kantokykytaulukko ja ylempänä kuormitus sekä jänneväli 7,4 metriä. Kantokyky ontelolaatalla on riittävä.

Viidennen kerroksen yläpohjaan on valittu liitorakenne, Deltapalkki D26-400, jonka esimitoitus tapahtuu samalla periaatteella kuin ontelolaatan. Tuotteen suunnitteluohjeessa on kantokäyrät tuotteille ja lisäohjeita, joita tulee huomioida

käyttäessä Deltapalkkia rakenteissa. Kuvassa 5.2 on esitetty palkin sijainti sekä kuormitus ja alapuolella sen kantokäyrä suunnitteluohjeesta.



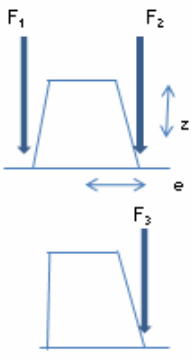
Kuva 5.2 Deltapalkin D26-400 sijainti, mitat ja kuormitus. Alapuolella on alustava mitoituskäyrästä. Palkin aiheuttama tukipaine tulee tarkistaa ja viedä rakenne riittävästi seinäelementtien päälle

Teräsluottopalkin ja ontelolaatan liitos (vääntöraudoitus):

Vääntöraudoituksen mitoittaminen tapahtuu laskemalla tarvittava teräsmäärä ja ankkurointipituus. Kuvassa 5.3 on esitetty vääntöraudoituksen mitoittaminen murtorajatilassa (STR). Huomioitavaa on kuormitusyhdistelmän käyttö. Laskentaesimerkissä on laskettu vaadittava teräsmäärä ja ankkurointipituus

sekä murtoraja- että onnettomuustilanteessa. Esimerkkilaskelman F_1 ja F_2 arvot määräytyvät siten, että kuormitus F_1 lasketaan epäedullisilla kuormituksilla ja F_2 edullisilla kuormituksilla.

Palkin ja laataston liitos, vääntöraudoitus, MRT- ja onnettomuustilanne



F_1 ja F_2 lasketaan käyttäen edullisia ja epäedullisia kuormia. F_1 puoleksi tulee valita suurempi kuormitusalue. G_k ja Q_k ovat kuormitusalueen tukireaktiot.

G_{k1}	26,0	kN/m
Q_{k1}	12,0	kN/m
G_{k2}	26,0	kN/m
G_{k3}	0,0	kN/m
Q_{k3}	0,0	kN/m
z	0,21	m
e	0,2	m
f_{yk}	500	N/mm ²
h_n	0,32	m

MRT
 $F_1 = 47,9$ kN
 $F_2 = 23,4$ kN
 $F_3 = 0,0$ kN
Vd 29,4 kN

ONNETTOMUUS
 $F_{1,onnet.}$ kN
 $F_{2,onnet.}$ kN
 $F_{3,onnet.}$ kN
Vd_{onnet.} 0 kN

MRT
 $F_1 = 1,15 \sigma_s + 1,5 Q_s$
 $F_2 = 1,35 \sigma_s$
 $F_3 = 0,9 \sigma_s$

Vaadittu teräsmäärä:

A_s	64,4	mm ²
T 10	79	mm ²
T 12	113	mm ²
T 16	201	mm ²

$f_{yd} = 434,78$ N/mm²

Ankkurointipituus:

l_b	1,2	m
L yht. D-400	2,8	m
yht. D-300	2,7	m
DR-310	1,5	m

Onnettomuustarkastelu:

$A_{s,1}$	0	mm ²
$A_{s,2}$	0	mm ²
l_b	0	m

$A_s = \frac{V_d \cdot e}{z \cdot f_{yk}}$
 $l_b = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{Q_{MIN} \cdot m^2} / \lambda_1 > 1,2m$
 $A_{s,1} = \frac{V_{d,onnet} \cdot e}{z \cdot f_{yk}}$
 $A_{s,2} = \frac{V_{d,onnet}}{f_{yk}}$
 $l_b = \frac{V_{d,onnet} \cdot 1,2m}{z \cdot 0,15MN/m^2}$

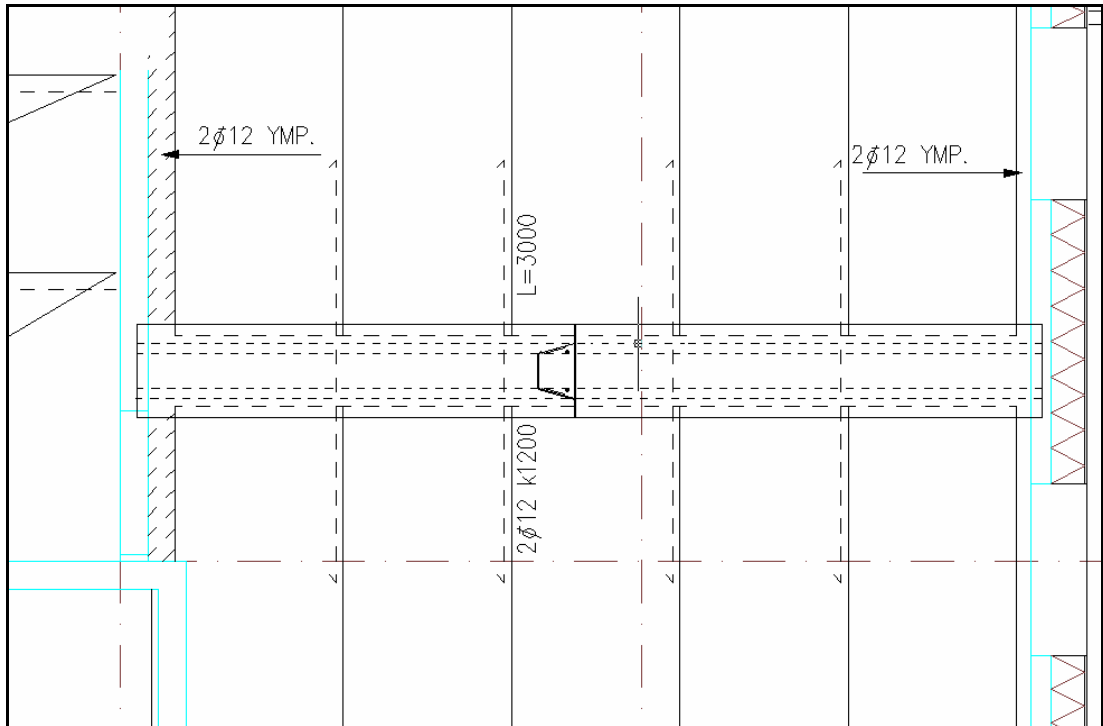
V_d laatan tukireaktio laatan leveydeltä
 e laatan tukipisteen sijainti palkin keskilinjasta
 z saumaterästen etäisyys laatan yläkangaksen keskilinjasta
 f_{yd} saumateräksen laskentalujuus

0,1MN/m² on elementtirauhan kapasiteetti MRT:ssä

Kuva 5.3 Liitteen 1 laskelma 3.5. Vääntöraudoitus deltapalkin ja ontelolaataston välille.

Kuvan 5.3 laskennan perusteella vaadituksi teräsmääräksi riittäisi 64,4 mm² (käyttöaste 82 %) eli voitaisiin valita 10 mm tanko, 2,8 metrin ankkurointipituudella. Alla olevassa kuvassa 5.4 on kohta rakennepiirustuksesta, johon vääntöraudoitus on merkitty. Kuvassa on valittuna

kaksi 12 mm k1200 jaolla ja ankkurointipituus $L = 3,0$ metriä. Toinen teräs ei ole vääntöraudoitukseen tarkoitettu, eikä terästä saa huomioida laskelmissa. Deltapalkin korkeammissa tuotteissa alalaipan lähelle on mahdollisuus tehdä ylimääräinen reikä vääntöraudoitukselle (deltapalkin suunnitteluohjeessa tarkemmin). Näin rauditus saadaan asennettua mahdollisimman alas, jolloin toiminta on väännön kannalta tehokkaampaa kuin jos teräs olisi sijoitettuna ylemmäs alapinnasta.



Kuva 5.4 Vääntöraudoitus merkittynä rakennepiirustukseen. Vaikka jännevälit deltapalkin kummallakin puolella ovat suunnilleen samanpituisia, syntyy silti aina mitoittavaa vääntöä kuormitusohjeiden takia (epäedullinen ja edullinen vaikutus).

5.3 Seinäelementit

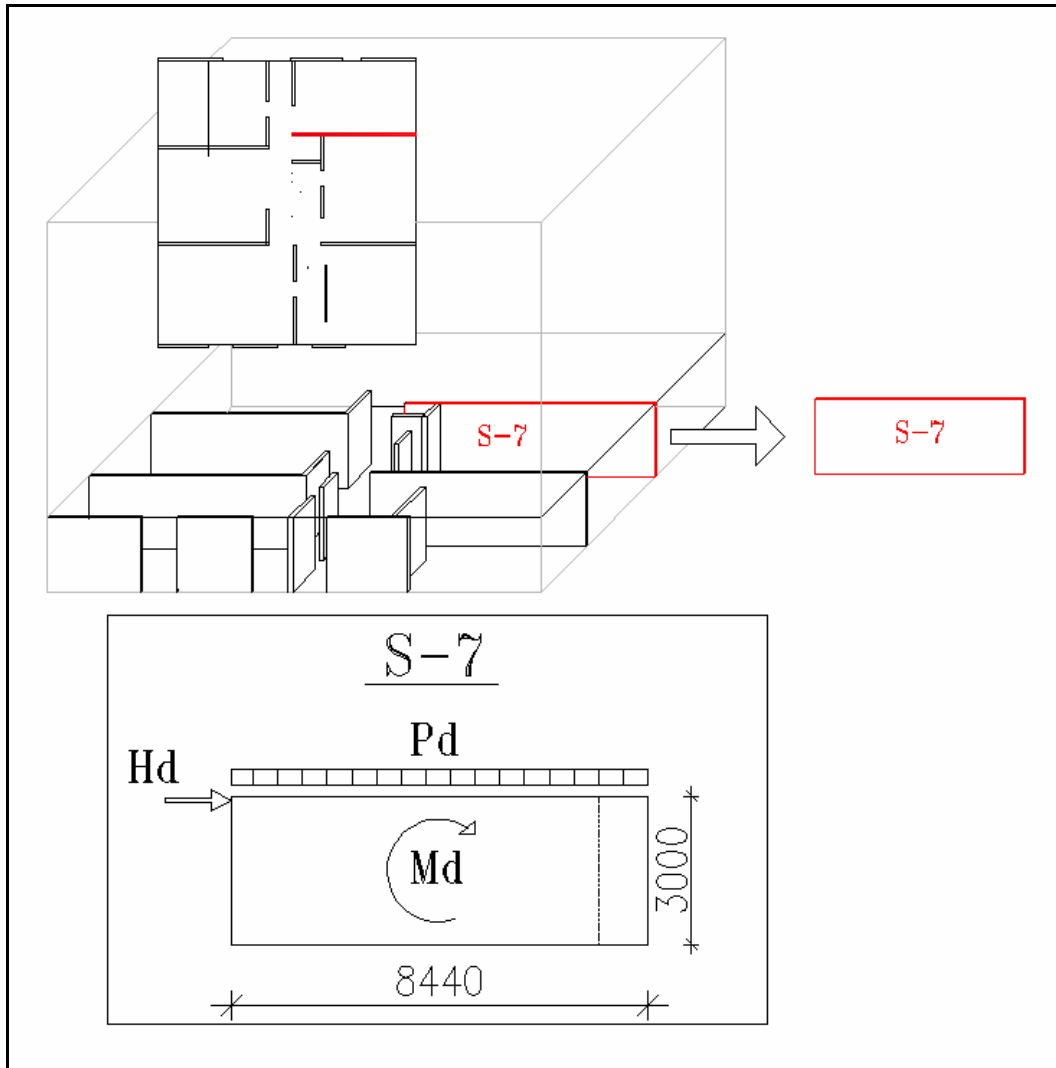
Elementtien jakoa suunniteltaessa tulisi huomioida kohteessa käytettävä nostokalusto ja kuljetusteknisistä syistä johtuvat elementin maksimikorkeus. Elementtitehtaat asettavat myös rajoituksia seinille. Seinäelementin suositeltava maksimikorkeus on 3,6 metriä ja kuljetustekninen korkeus yleensä 4,2 metriä. Raudittamattomien seinäelementtien suositeltava maksimipituus on noin 5

metriä. Raudoitettujen elementtien suositeltava maksimipituus on puolestaan 8-9 metriä. Nostokalusto rajoittaa elementtejä puolestaan nostokyvyn takia, kun yksittäisen elementin painoksi voidaan saada kymmenenkin tonnia. Liian painavien elementtien suunnittelua tulisi välttää ja tämä tulisi huomioida jo elementtijakoa suunniteltaessa.

Väliseinien paksuus on kantavissa ja jäykistävässä seinissä minimissään 180 mm. Yleisiä paksuuksia on 180, 200 ja 240 mm. Ulkoseinissä suositeltava minimipaksuus sisäkuorissa on pääsääntöisesti 150 mm. Elementtien suunnittelussa tulee huomioida äänitekniset vaatimukset. Jäykistävien ja kantavien väliseinien suunnitteluun liittyy myös mitoituksia kuten stabiliteetin tarkastaminen, kantokykytarkastelu ja liitosten mitoituksessa vaaka- ja pystysauman leikkauskestävyyden tarkastaminen.

5.4 Jäykistävä seinä

Tarkistetaan ensimmäisen kerroksen seinän S-7 kapasiteetti, jonka sijainti ja mitat on esitetty alla olevassa kuvassa 4.4.



Kuva 5.5 Seinäelementti S-7 ja sen mitat sekä sijainti rakennuksen ensimmäisessä kerroksessa

Seinän S-7 kuormitukset:

P_d	370 kN/m	(laskelmasta 2.4)
H_d	92 kN	(laskelmasta 2.3)
M_d	690 kNm	($H_d \cdot h$, $h = 7,5$ m)

Lasketaan seinän kantokyky. Käytetään kantokykytaulukkoa (kuva 5.6), jonka avulla saadaan riittävän tarkasti selville seinän kapasiteetti eli yleisesti alustava kantokykykapasiteetti. Taulukot on laskettu materiaaliosavarmuuskertoimille 1,5 ja 1,15. Yleensä riittää, että seinän toiseen päähän oletetaan kohdistuvan 20 mm epäkeskisyyttä.

2. Seinän kantokykytaulukko:

Raudoittamaton seinä

Viihakuorma $q_{ed}=0,5$ kN/m 1,2 metrin korkeudella
 Betoni C30/37, osavarmuuskerroin 1,5
 1. kertaluvun epäkeskisyyttä
 $e_o=\max(M02/Ned;M0ed/Ned;hw/30;20$ mm)
 poikkileikkauksen jännitys: $f_{ctd,pl} \leq \sigma_c \leq f_{ctd,pl}$
 kerroin $\beta = 1,0$
 hoikkuus $\lambda \leq 86$

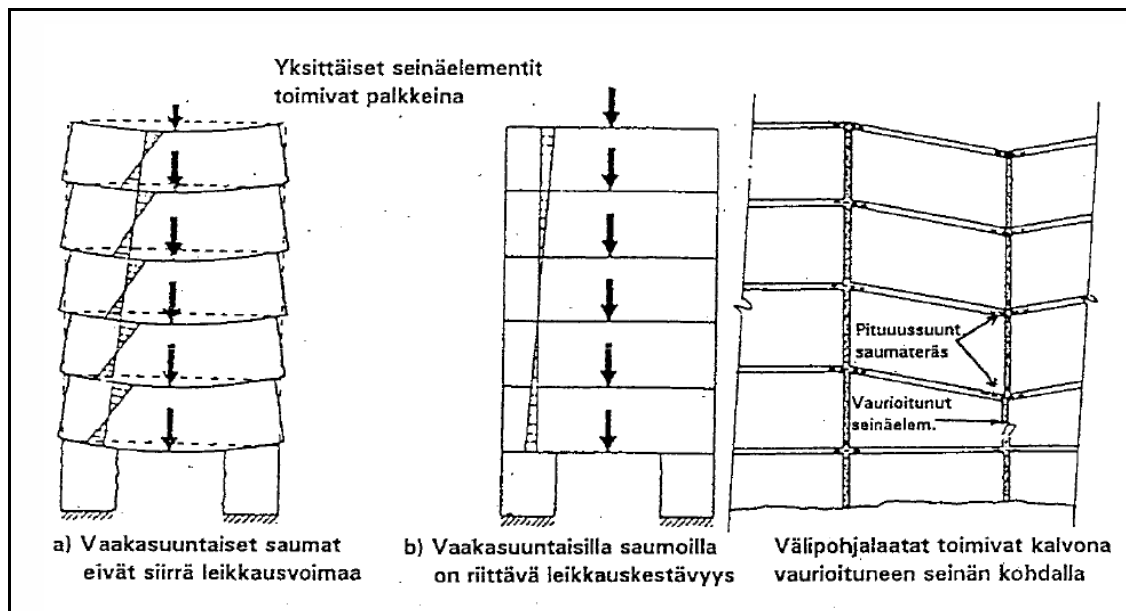
paksuus [mm]	korkeus [mm]	Raudoittamaton, epäkeskisyyttä [mm]					
		$e_{1,päässä}$	0	$e_{1,päässä}$	0	$e_{1,päässä}$	20
		$e_{2,päässä}$	0	$e_{2,päässä}$	20	$e_{2,päässä}$	0
120	2700			256			
	3000						
	3300						
	3600						
	4200						
150	2700	971		762		748	
	3000	889		657		639	
	3300	808		552		530	
	3600	726		447		417	
	3900						
4200							
180	2700	1436		1227		1218	
	3000	1355		1122		1112	
	3300	1273		1017		1005	
	3600	1191		912		898	
	3900	1110		807		791	
4200	1028		703		683		
200	2700	1746		1537		1530	
	3000	1665		1432		1424	
	3300	1583		1327		1318	
	3600	1501		1222		1212	
	3900	1420		1118		1106	
4200	1338		1013		999		

Kuva 5.6 Seinän kantokykytaulukko, liitteen 1 laskelmassa 3.1

Seinän paksuus on 200 mm ja korkeus 3000 mm, jolloin kapasiteetiksi saadaan taulukon mukaan 1432 kN, kun oletetaan epäkeskisyydeksi päähän 20 mm. Voimaksi saadaan edellä mainituilla kuormituksilla 462,7 kN (kts. laskelma 3.1), jolloin käyttöasteeksi saadaan 29 prosenttia. Seinän kapasiteetti on riittävä.

5.5 Elementtien vaakasauma

Lasketaan alimman vaakasauman kestävyys, jossa vaikuttaa suurin leikkausvoima. Tehdään mitoitus seinäelementille S-7 (kuvassa 5.5). Saumojen kapasiteetti voidaan laskea Eurokoodi 2 kohdan 6.2.5 mukaan. Eri aikoina valettujen betoniosien välisessä rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen tulee olla sauman kapasiteettiä pienempi. Kuvassa 5.7 on esitetty leikkauskestävyyden periaate, kun seinäelementit toimivat yhtenäisenä levyrakenteena. Liitteessä 1 on vaakasauman kestävydestä esitetty laskelma 3.2. Vaakasauman kapasiteetti on riittävä laskelman mukaan, ja kuvassa 5.8 on esitetty sen vaiheet ja tulokset.



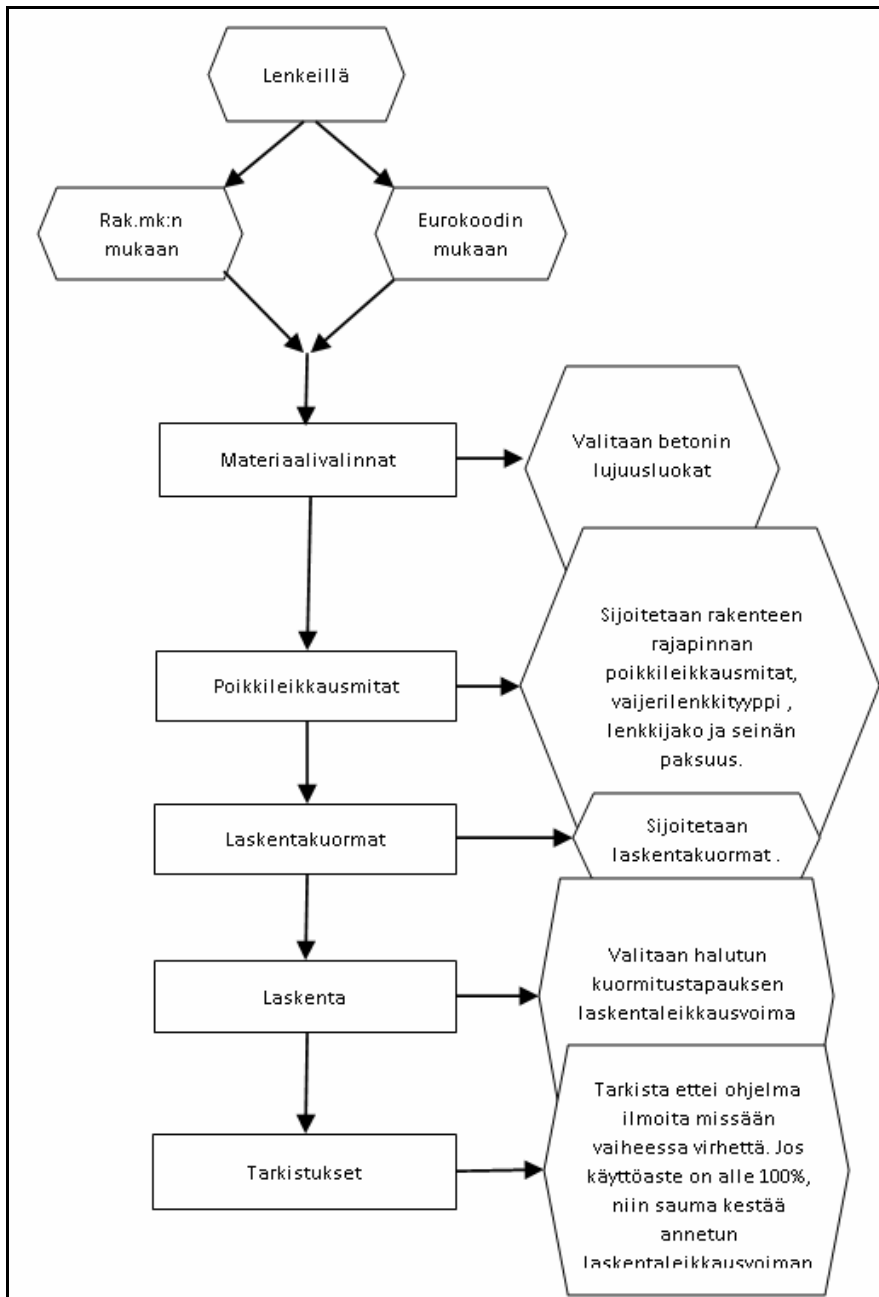
Kuva 5.7 Vaakasauman kestävyys leikkausvoimia vastaan

Vaakasauman mitoituksen laskentavaiheet:	
Kuormien määrittäminen	
Liittymäpintojen määrittäminen	
Materiaalitiedot	
Laskenta	
- Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo	
TULOKSET:	
V_{Rd1}	290 kN/m
V_{Ed}	12 kN/m
Käyttöaste:	4 %

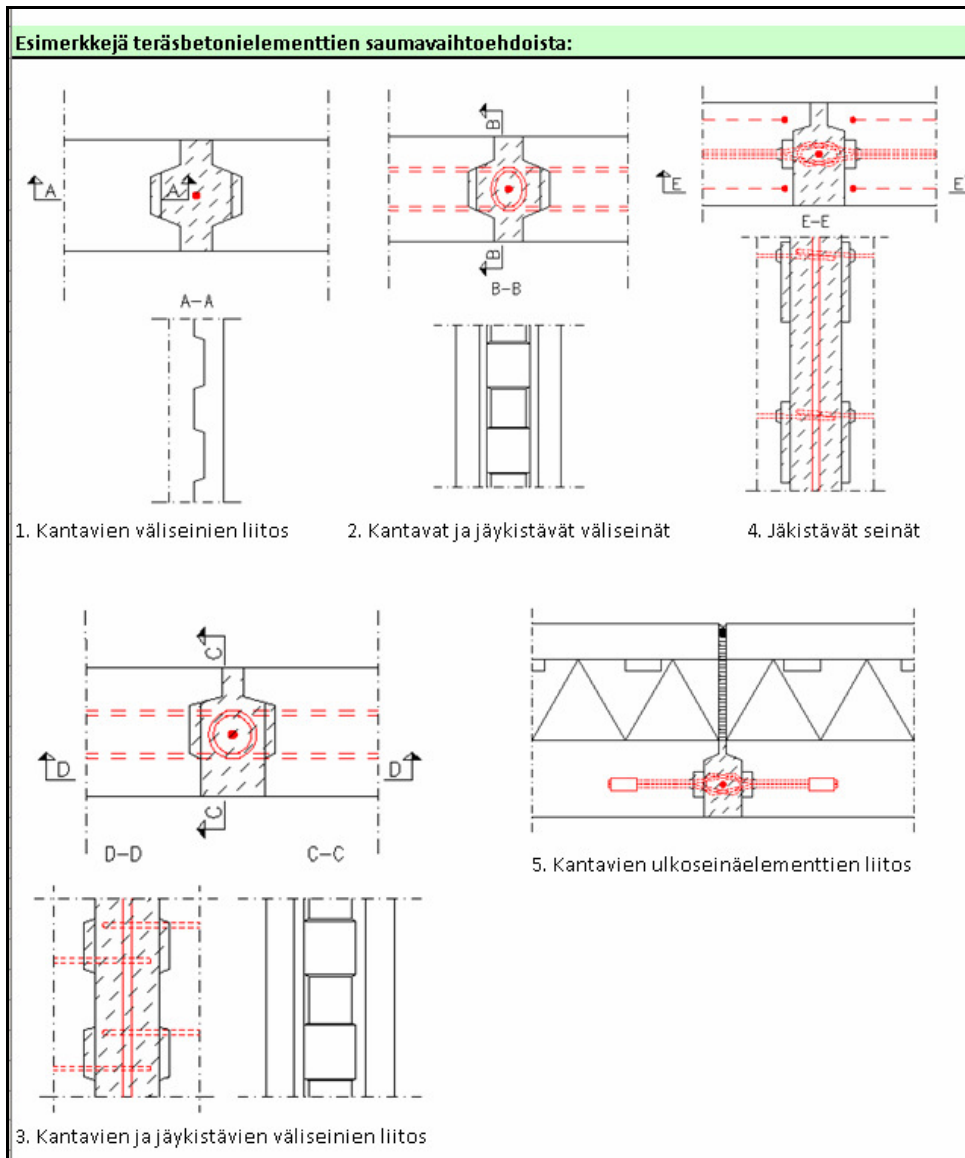
Kuva 5.8 Laskennan vaiheet ja tulokset, liitteen 1 laskelmasta 3.2

5.6 Seinäelementtien pystysauma

Pystysauman leikkauskapasiteettia sauman suunnassa tutkittaessa tulee määrittää, käytetäänkö vaarnalennkiliitosta vai tehdäänkö liitos tangoilla. Laskelmaesimerkissä käytetään vaarnalennkiliitosta, jolloin mitoitus tapahtuu samalla periaatteella kuin vuokaavio esittää (kuva 5.9). Kuvassa 5.10 on puolestaan esitetty eräitä saumavaihtoehtoja.



Kuva 5.9 Pystysauman leikkauskapasiteetin mitoituksen vaiheita ja huomioitavia asioita vaarnalenkkiliitoksella. (Skol-laskentapohjan vuokaavio)



Kuva 5.10 Saumavaihtoehtoja (Skol-laskentapohjan kuva)

Mitoitettavan sauman sijainti on esitetty alla olevassa kuvassa 5.11. Kuvassa on esitetty myös laskennassa tarvittavat mitat ja aikaisemmassa luvussa käsitelty poikittaisvoima, jonka mukaan saadaan vaikuttavat leikkausvoimat.



Kuva 5.11 Pystysauma, sen sijainti ja siihen kohdistuva kuormitus

Vaikuttava voima lasketaan tässä alimpaan pystysaumaan (kuva 5.11). Suurin voima vaikuttaa, kun sauma on keskellä rakennusta, jolloin sauman suhteen staattinen momentti saa suurimman arvon. Voima H_d sijoitetaan kaavaan:

$$V_{Ed} = H_d * S / I \quad (5.2)$$

missä

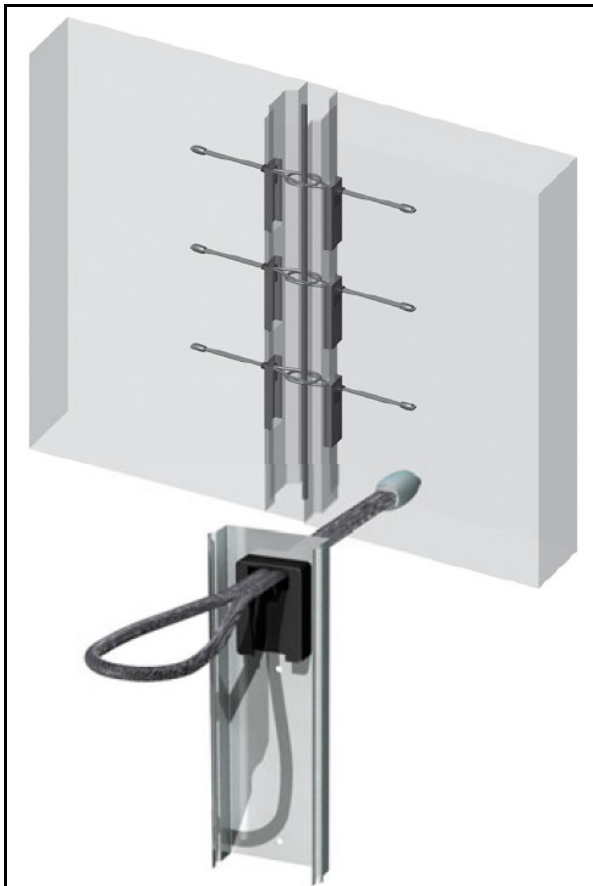
H_d on murtorajatilassa vaikuttava voima

S on tarkasteltavan elementin staattinen momentti sauman suhteen

I seinän jäyhyysmomentti

Mitoitus tapahtuu liitteen 1 laskelma n3.3 mukaisesti. Kapasiteetiksi saadaan 202,1 kN, ja valittu vaarnalenkki on VSH-140, jonka valittu lenkkijako on 400 mm.

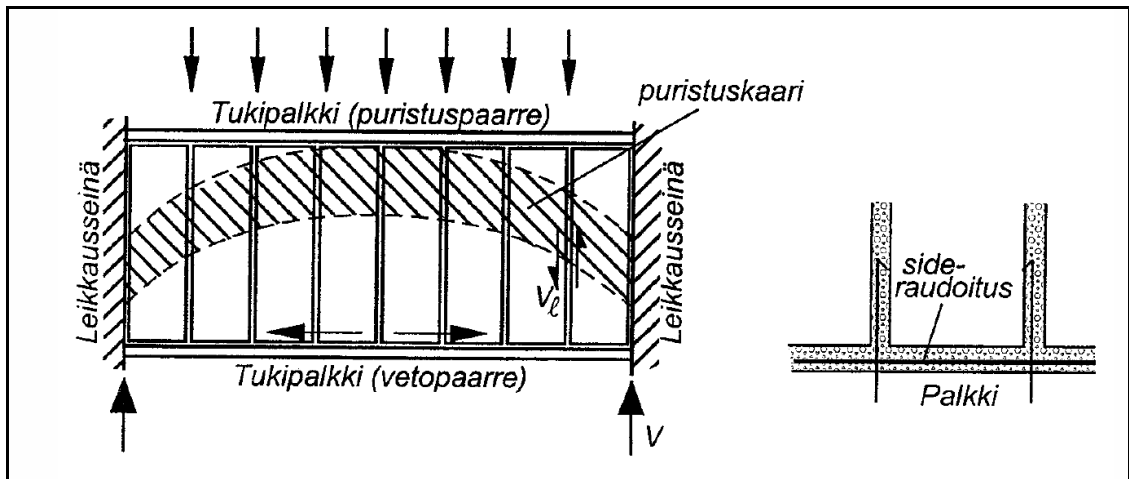
Pystysaumoihin sijoitettavat vaarnalenkit ovat Suomessa yleisiä tuotteita. Alla olevassa kuvassa 5.12 on esitetty suomalaisen tuotevalmistajan vaarnalenkkimalli. Vaijerilenkin tehtävänä on siirtää valusaumoihin kohdistuvat leikkausvoimat vaijerin ja peltikotelosta syntyneen vaarnan avulla rakennusosalta toiselle.



Kuva 5.12 Esimerkkinä Peikko Oy:n tuote: sinkitty korkealujuusvaijeri ja sinkitty peltikotelo, liitososa pystysaumoihin

5.7 Laatastojen levytoiminta ja rengasteräkset

Periaatteena on, että erilliset ontelolaatat saadaan toimimaan yhtenäisesti sauma- ja rengasraudoituksen avulla, jolloin rakennuksen ontelolaattataso toimii jäykistysrakenteen osana. Tasot siirtävät vaakakuormia jäykistävälle pystyrakenteille (kuvan 5.13 leikkausseinät).



Kuva 5.13 Puristukaaren ja vetotangon muodostuminen, periaate

Ontelolaatastossa levyvaikutuksen järjestäminen tarkoittaa, että (Leskelä M. 2006):

1. *Huolehditaan siitä, että vaakasuorista kuormista laattojen saumoihin muodostuvat mitoitusleikkausjännitykset ovat enintään oletetun leikkauslujuuden suuruiset.*
2. *Mitoitetaan laattojen päiden väliseen saumaan asennettava sideraudoitus (ns. rengasraudoitus) sekä laattojen välisiin saumoihin tulevat saumateräkset, jotka estävät pään erkanemisen palkin kyljestä.*

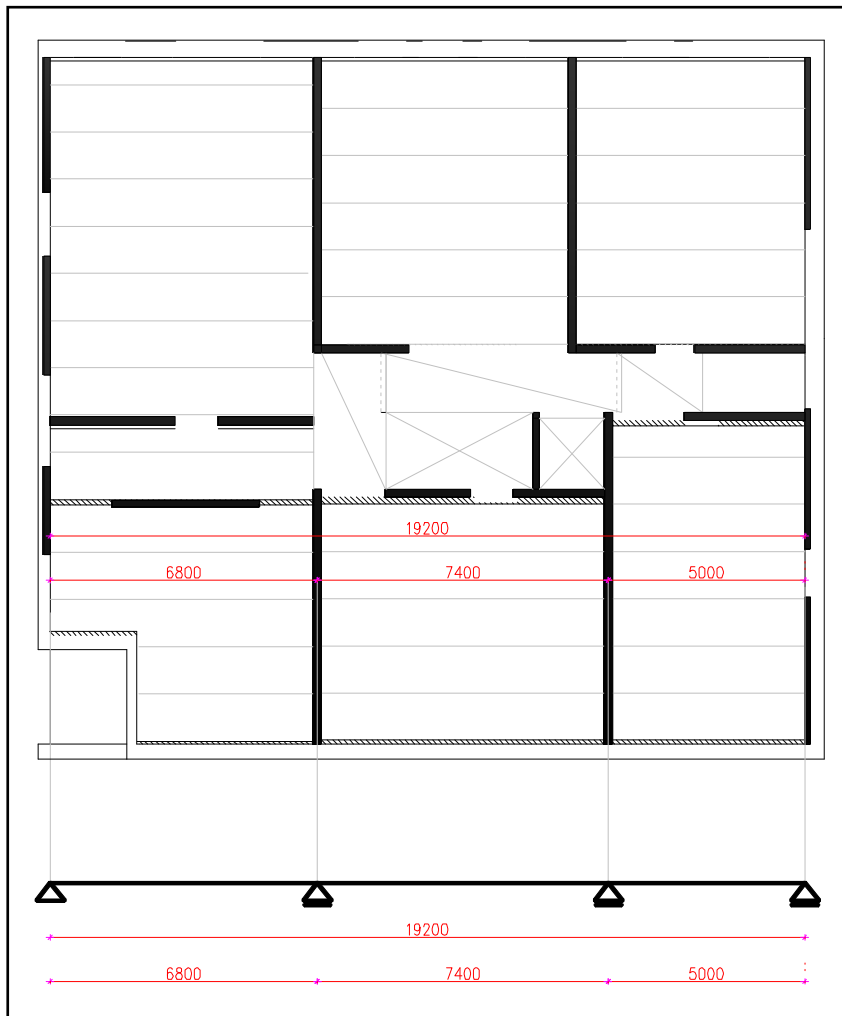
Ontelolaattojen välisen pituussuuntaisen sauman leikkausjännitys tulee tarkastaa ja tarkistaminen tapahtuu siten, että murtorajatilan kuormitus jaetaan sauman pituudella ja korkeudella. Leikkausjännitys tulee olla:

$$VR_{di} \leq 0,15 \text{ MPa} \quad (5.3)$$

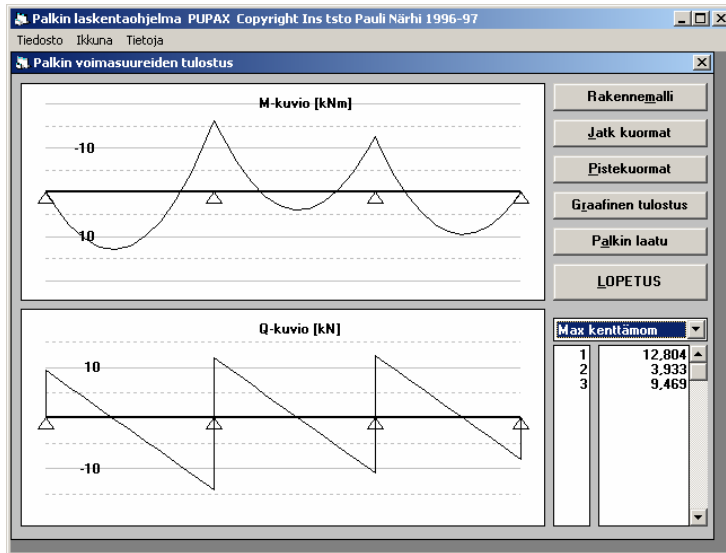
Eurokoodi EN 1992-1-1 mukainen mitoituslujuus on saumabetonin lujuusluokasta riippumaton. Jos arvo ylittyy, käytetään lisäksi vaarvoja, jotka mitoitetaan siten, että vaarnat siirtävät leikkausjännitykset viereiselle laatalle.

Valitaan kerroksen määräävin kohta, tämä on esitetty kuvassa 5.14. Kuvan mukaisen sauman kohta mitoitetaan ja esimerkkilaskelmat on esitetty liitteen 1 laskelma 3.4:ssä (myös kuvassa 5.16).

Ontelolaattojen pintabetonin avulla voitaisiin siirtää leikkausvoimia sauman yli pintabetonin ollessa vähintään 40 mm. Tarkistaminen tulee tehdä eurokoodin EN 1992-1-1 kohdan 6.2.5 mukaan. Tätä ei kuitenkaan tässä esimerkkilaskelmassa tehdä. Rengasraudoituksen ankkurointitarkastelua ei myöskään suoriteta laskelmissa.



Kuva 5.14 Laataston staattinen malli vastaa korkeata, jatkuvaa palkkia



Kuva 5.15 Eräällä statiikkaohjelmalla saatu maksimi tukimomentti tuella 1. momenttina 16,3 kNm

2. Kuormat ja staattinen malli

Yhtenäinen laatasto mallinnetaan korkeana palkkina.

Mitoittavassa suunnassa staattinen malli vastaa jatkuvaa palkkia.

X-suunta:	L	19,2 m	
HGk		11 kN	varmuuskertoimet ja yhdistelykerroin:
HQk		2,2 kN	
q _p		0,55 kN/m ²	hyöty 1,5
γ _c		0,85	pysyvät 1,15
c _{pe,10}		0,8	ψ ₀ 0,7
c _{pe,10}		0,5 (imu)	
h		3 m	
Pd		3,51 kN/m	
h		7,3 m	palkin staattisen mallin korkeus
Md		16,3 kNm	maksimi momentti murtoarajatilassa - statiikkaohjelmalla esim.

3. Rengasteräkset

$$A_s = 8,6 \text{ mm}^2 \quad A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{sd}} \quad \text{ristikkomalli}$$

$$z = 4,38 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 1,15$$

$$f_{rd} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Tapaus	Mittaehto	z
Staatteisesti määrätty rakenne	1 < L/h < 2 L/h ≤ 1	z = 0,15h(3 + L/h) z = 0,6L
Jatkuvan palkin reunakenttä ja reunimmainen keskikuki	1 < L/h < 2,5 L/h ≤ 1	z = 0,1h(2,5 + 2L/h) z = 0,45L
Jatkuvan palkin keskikentät ja keskimmaiset tuet	1 < L/h < 3 L/h ≤ 1	z = 0,15h(2 + L/h) z = 0,45L
Ulokkeet, L _u = ulokkeen vapaa mitta	0,5 < L _u /h < 1 h ≥ 2L _u	z = 0,8d z = 1,2L _u

taulukko momenttivarren z määrittämiseksi

Kuva 5.16 Liitteen 1 laskelma 3.4:n kolmas sivu, laskentaa. Alkutiedot on saatu kuormituslaskelmista

5.8 Yhteenveto suoritetuista mitoituksista

Tässä luvussa käsitellyt laskennat löytyvät liitteen 1 esimerkkilaskelmista 3.1 – 3.5. Lisäksi käsiteltiin yleisesti kapasiteettien määrittämistä ontelolaatoille ja liittopalkille (Deltapalkki).

6 ONNETTOMUUSTARKASTELU

6.1 Noudatettavat suunnittelusäännöt

Elementtirakenteisen asuinkerrostalon onnettomuustarkasteluihin tarvittavat eurokoodit on pääasiassa EN 1991-1-7, EN 1992-1-1 ja näiden kansalliset liitteet.

6.2 Toimintaperiaatteet

Eurokoodin EN 1991-1-7 mukaan on hyväksyttävää suunnitella rakennus siten, että onnettomuustilanteessa voidaan sallia paikallisia vaurioita, jotka eivät aiheuta koko rakennuksen tai sen merkittävän osan äkillistä sortumista. Betoninormien mukaisesti tämä otetaan huomioon valmisosien liitosten mitoituksessa. Periaatteena on, että kun rakenneosa menettää kantavuutensa, kuorma siirtyy muille kantaville osille ja sitä kautta aina perustuksille asti. Tähän viitataan muun muassa eurokoodi 3:n luvussa 2.

Eurokoodissa on määritelty rakennuksen vähimmäiskesto. Vähimmäiskesto on aika, jolloin rakennuksesta ja sen välittömästä läheisyydestä on mahdollista poistua. Paikallinen vaurio ei saa estää poistumismahdollisuutta rakennuksesta. Törmäyskuormat tulee ottaa huomioon rakenteissa, joihin törmäyskuormia voi kohdistua. Tässä opinnäytetyössä ei tutkita törmäyskuormia.

Termi jatkuva sortuminen kuvaa tilannetta, jossa rakenteen yhden osan vaurioituminen, myötääminen tai stabiliteetin menetys aiheuttaa jatkuvan sortumisilmiön rakennukseen. Ilmiön estämiseksi ei kuitenkaan ole yleispätevää ohjetta – on vain suunnittelustrategioita sen varalta. (Leskelä M.)

6.3 Onnettomuuskuormien huomiointi yleisesti

Onnettomuustilanteen aiheuttamaa riskiä voidaan pienentää muun muassa seuraavin toimenpitein, (EN 1991-1-7, luvussa 3 kohdassa 3.1 ja 3.2):

- a) estämällä onnettomuustilanne
- b) suojaamalla rakenne onnettomuuskuormaa vastaan
- c) takaamalla rakenteelle riittävä vaurionsietokyky.

Lisäksi eurokoodin EN 1991-1-7 luvun 3 kohdassa 3.3 ehdotetaan paikallisen sortuman laajentumisen estämiseksi kolme vaihtoehtoista tapaa:

- a) Rakenneosat, joiden stabiliteetista rakenteen vakavuus riippuu, tulee mitoittaa kestämään onnettomuuskuormat.
- b) Rakenne suunnitellaan siten, että paikallinen sortuma ei vaaranna koko rakenteen tai sen merkittävän osan stabiiliutta (eli riittää, kun voidaan osoittaa, että rakenneosan kantokyvyn menetyksen jälkeen muu rakenne kantaa siihen kohdistuneet kuormat).
- c) Sovelletaan yksityiskohtien suunnitteluun annettuja ohjeita.

6.4 Jatkuvan sortuman estäminen

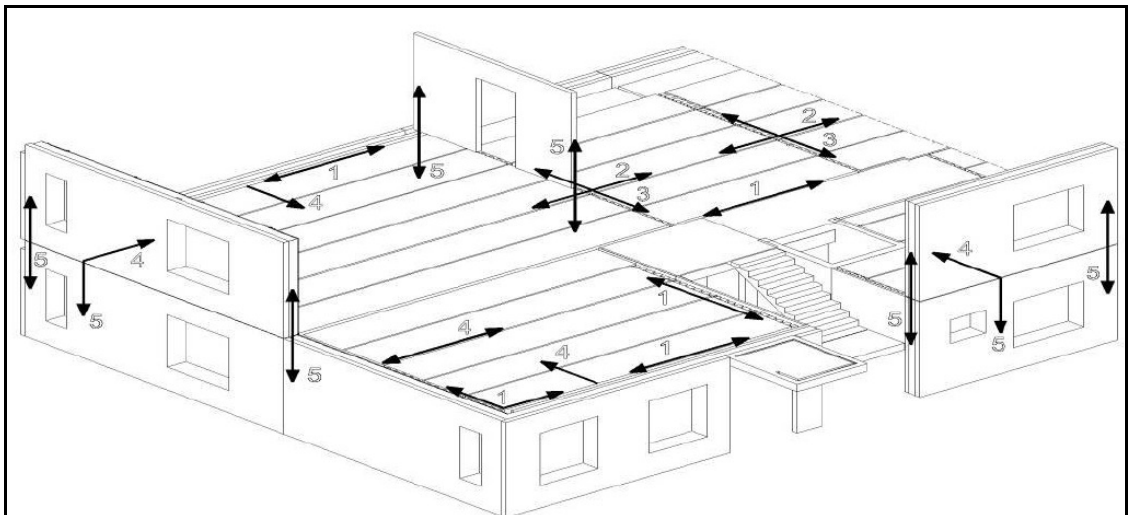
Eurokoodien EN 1992-1-1 ja EN 1991-1-7 perusteella rakennuksien jatkuvan sortumisen estämiseksi annetaan kaksi vaihtoehtoista tapaa, kun rakennus ei ole yhtenäisesti suunniteltu kestämään mitä tahansa onnettomuuskuormitusta, mikä ei ole yleensä mahdollista asuinkerrostaloa suunniteltaessa.

6.4.1 Jatkuvan sortuman estäminen, tapa 1: sidejärjestelmä

Eurokoodin EN 1992-1-1 kohdan 9.10 mukaan voidaan jatkuvan sortuman mahdollisuus estää käyttämällä soveltuvaa sidejärjestelmää, joka mahdollistaa kuormien siirtymisen toista kautta paikallisen vaurion jälkeen. Sidejärjestelmän osat ovat tavallisesti:

1. laataston ympäri oleva rengasraudoitus
2. laataston sisäiset siteet ontelolaataston suuntaisesti
3. laataston sisäiset siteet seinälinjan suuntaisesti
4. vaakasuuntaiset pilari- tai seinäsiteet
5. pystysiteet yli 4-kerroksisissa rakennuksissa

Siteiden suunnittelussa lujuutena voidaan käyttää ominaisarvoja. Sidejärjestelmä on esitetty kuvassa 6.1.



Kuva 6.1 Sidejärjestelmä

Eurokoodin mukaan kuormat voidaan siirtää paikallisen vaurion jälkeen toista kautta perustuksille. Edellytyksiä uuden kantavan systeemin syntymiselle on se, että rakenteisiin voi syntyä plastisia niveliä. Tämä vaatii elementtien välisiltä liitoksilta vetovoimakapasiteettia, muodonmuutoskykyä ja muodonmuutos-

energiakapasiteettia. (RTT: Valmisosarakentaminen 2). Tämä voidaan saavuttaa asentamalla elementtisaumoihin saumateräkset. Saumaterästen sijoittelu ja teräksen riittävä kapasiteetti on suunniteltava oikein, jotta teräksistä olisi todellista hyötyä. Pysty- ja vaakasiteet puolestaan sitoo elementtien välillä rakenteet toisiinsa siten, että saadaan riittävä jatkuvuus ja vetovoimakapasiteetti.

6.4.2 Jatkuvan sortuman estäminen, tapa 2

Kun rakennuksesta poistetaan mikä tahansa rakenneosaa, kuten pilari, palkki tai seinälohko, ei rakennus saa menettää vakavuutta eikä paikallinen vaurioituminen saa ylittää hyväksyttävää rajaa. Tämä edellyttäisi käytännössä eri onnettomuustapauksien stabiliteetilaskelmia, jolloin laskelmia joutuisi tekemään runsaasti. Tämän tavan menetelmää on selostettu kansallisessa liitteessä.

Valitaan tapa 1, jolloin laskelmat ja tarkastelut tehdään sidejärjestelmän jokaiselle osalle.

6.5 Sidejärjestelmän mitoitusperiaatteet

Sidejärjestelmän mitoittaminen perustuu eurokoodin EN 1992-1-1 kohtaan 6.6 (s. 166). Siteet ovat tarkoitettu vähimmäisraudoitukseksi, eivät muun rakennetarkastelun edellyttämän raudoituksen lisäykseksi (edellä mainitun eurokoodin kohta 9.10.2.1).

6.5.1 Rengasraudoitus

Jokaisen välipohjan ja yläpohjan taso varustetaan jatkuvana toimivalla rengasraudoituksella, joka sijaitsee enintään 1,2 m etäisyydellä reunalta.

Kuormien jakautumisessa otetaan huomioon laataston siirtymä ja kiertymä. Rengasraudoituksen tulee olla jatkuva, ja se tulee ankkuroida rakenteen ulkokehälle, yleensä paikallavalusaumoihin ulkoseinien vieressä. Vähintään 30 prosenttia siteistä sijoitetaan seinien ruudukolinjojen välittömään läheisyyteen.

Rengasraudoituksen edellytetään kantavan vetovoiman:

$$F_{\text{tie,per}} = l_i \cdot q_1 \quad \text{kuitenkin } F_{\text{tie,per}} > Q_2 \quad (6.1)$$

missä

$F_{\text{tie,per}}$ rengasraudoituksessa vaikuttava voima

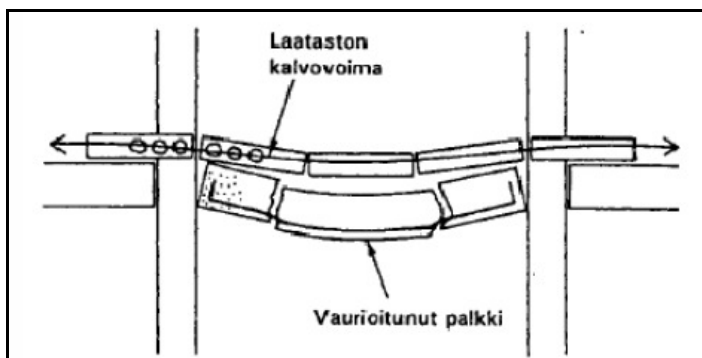
l_i reunimmaisesta jänteen pituus

q_1 suositusarvo kansallisessa liitteessä 10 kN/m

Q_2 suositusarvo kansallisessa liitteessä 70 kN

6.5.2 Sisäiset siteet

Onnettomuustilanteessa sisäisten siteiden tehtävänä on estää laattaelementin putoaminen tilanteessa, jossa laatan tuki on menettänyt kantokykynsä. Kuvassa 6.2 on Betoninormikortti 23:n mukaan esitetty, miten jatkuva sortuma estyy, vaikka vaurioitunut palkki menettää kantokykynsä.



Kuva 6.2 Sisäiset siteet muodostavat kalvorakenteen, betoninormikortti 23

Seuraamusluokka 2:

Sisäpuoliset siteet ja rengassiteet:

$$T_i = s \times 20 \text{ kN/m tai } 70 \text{ kN} \quad (6.2)$$

sen mukaan, kumpi on suurempi (välipohjan paino $\geq 200 \text{ kg/m}^2$)

$$T_i = s \times 3 \text{ kN/m tai } 10 \text{ kN} \quad (6.3)$$

sen mukaan, kumpi on suurempi (välipohjan paino $\leq 100 \text{ kg/m}^2$)

missä:

s on sisäpuolisilla siteillä siteiden väli keskeltä keskelle ja rengassiteillä rengassiteen ja lähimmän sisäpuolisen siteen väli jaettuna kahdella lisättynä etäisyydellä rakenteen reunaan.

Välipohjan painon ollessa välillä $100 - 200 \text{ kg/m}^2$ välillä sidevoiman arvot voidaan interpoloida.

6.5.3 Ontelolaattojen suuntaiset seinäsiteet

Siteiden edellytetään kantavan vetovoiman (EN 1992-1-1 s.168):

$$F_{\text{tie, fac}} \geq 20 \text{ kN/m} \quad (6.4)$$

kuitenkin enintään 150 kN

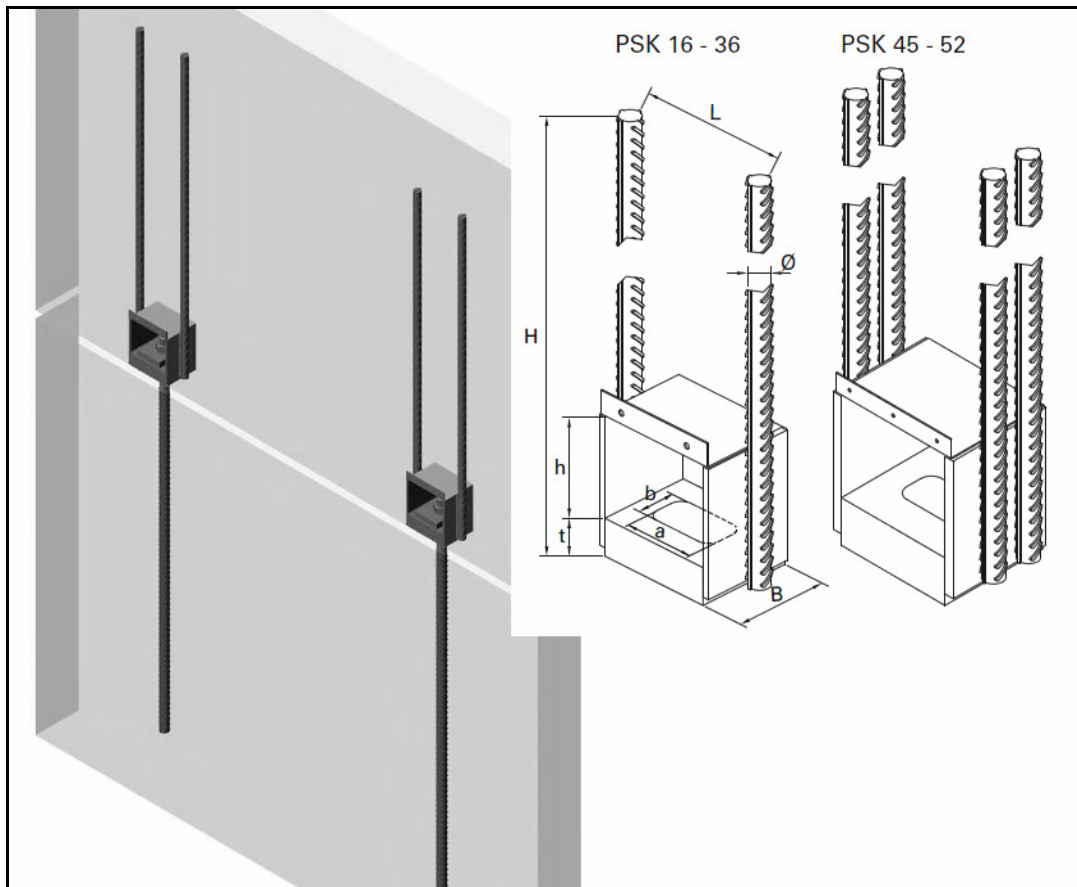
6.5.4 Pystysiteet

Pystysiteitä tulee käyttää, kun rakennus on vähintään viisikerroksinen levyistä muodostuva rakennus (EN 1992-1-1 kohta 9.10.2.5 (1)). Pilarit tai seinät varustetaan pystysitein välipohjan sortumisvaurion rajoittamiseksi. Tässä kohteessa rakennus varustetaan jatkuvilla pystysiteillä alimmalta ylimmälle tasolle siten, että siteet pystyvät kantamaan onnettomuusmitoitustilanteessa syntyvän kuorman. Siteiden ankkurointi ja jatkuvuus suunnitellaan eurokoodi

EN 1992-1-1 kohdan 9.10.3 periaatteella. Esimerkkilaskelmissa ei ole käsitelty terästen ankkurointia.

Kantavan seinän pystysiteet ryhmitetään enintään 6 metrin keskiöväleihin pitkin seinää ja ne ovat enintään 3 metrin etäisyydellä seinän vapaasta päästä. Kerroskorkeus on tässä kohteessa 3 metriä. Laskennassa tulee huomioida ripustettava kuorma, joka on seinälle kuormittuvan välipohjan ja seinän oman painon aiheuttama kuormitus. Siteet sijoitetaan väliseinäelementteihin perustuksista yläpohjaan.

Pystysiteissä käytetään myös seinäkenkiä. Kuvassa 6.3 on esitetty seinäkenkä ja sen liitos.

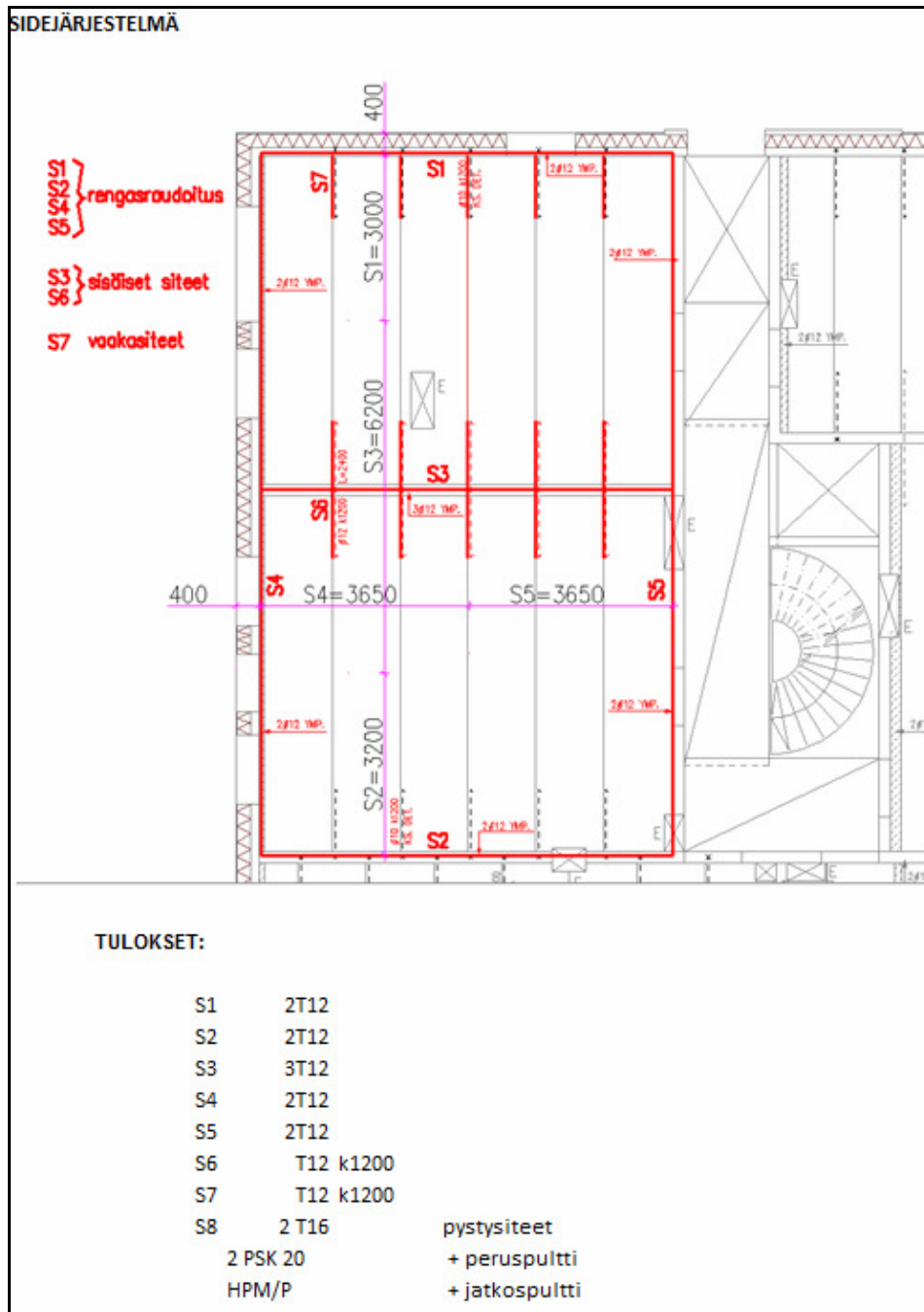


Kuva 6.3 Peikon PSK-seinäkenkä ja jatkospultit seinäliitoksessa

Lisätietoa rengas- ja sisäpuolisen siteiden raudoituksesta eurokoodi EN 1992-1-1 luvussa 9.10 ja 10.9.7 (1) sekä EN 1991-1-7 NA:ssa. Teoriaa sidejärjestelmästä on esitetty myös Atte Salmisen insinööriössä: Ontelolaattatason sidejärjestelmät ja sideraudoituksen mitoitus, 2009.

6.7 Laskenta ja tulokset

Alla olevassa kuvassa 6.4 oleva rengasraudoitus on merkitty tunnuksin S1, S2, S4 ja S5. Sisäiset siteet on merkitty tunnuksin S3 ja S6. Tunnus S7 kuvaa puolestaan reunatuella olevia saumateräksiä. Sidejärjestelmän osien mitoitus tulokset ovat esitetty kuvassa, mutta itse laskelmat löytyvät liitteessä eikä niitä käsitellä tarkemmin tässä luvussa.



Kuva 6.4 Pohjapiirustuksessa on esitetty laatastoa kiertävä rengasraudoitus, sisäiset siteet ja saumaraudoitus. Esimerkkikohteessa välipohjan paino on yli 200 kg/m^2

7 POHDINTA

Laskelmat tuli tehtyä lähes siinä laajuudessa kuin alun perin oli suunnittelu. Laskelmia kuitenkin osoittautui olevan liian paljon minun osaamistasolleni, jolloin opinnäytetyön aihe laajeni liian suureksi. Itse laskelmien tulokset eivät olleet yllättäviä ja suurin osa lopputuloksista oli periaatteessa samankaltaisia kuin Suomen rakentamismääräyskokoelmalla suunniteltaessakin. Eurokoodin mukainen onnettomuustarkastelu aiheutti hankaluuksia, sillä onnettomuustilanteen suunnittelu tuntuu olevan vielä vailla selviä ohjeita ja opastavia aineistoa on liian vähän omien kokemusten perusteella.

Opetussuunnitelmassa ei ole mielestäni varattu tarpeeksi tilaa elementtirakentamiselle, joka kuitenkin on varsin yleinen tapa tehdä Suomessa asuinkerrostaloja. Elementtien välisien liitosten mitoittamista ja toiminnan periaatteita olisi voitu käsitellä laajemmin kursseissa. Yleistä tietoa esimerkiksi stabiliteettitarkastelusta ei myöskään kurssien aikana käsitelty tarpeeksi. Näiden laskelmien teoria oli siis itselleni monilta osin uutta ja työtä joutui tekemään lähtöaineiston tutkimisen lisäksi paljon myös itse laskelmien tuottamiseksi, kun aikaisempaa kokemusta ei ollut. Voidaan siis sanoa, että teorianäytöni asiasta oli ennalta heikkoa, jolloin epävarmuus lisääntyi. Tämän vuoksi oli tärkeää saada ohjeistusta tilaajan puolelta. Tilaajan ja koulun puolelta ohjaus olikin kaikin puolin kiitettävää läpi työn.

Tilaajan ohjaaja tarjosi aineistoa, esimerkkejä ja jakoi paljon yleistietoa elementtirakentamisesta. Opinnäytetyön tekeminen olisi helpottunut, jos olisin käyttänyt aikaisemmin apuna ohjaajia, esimerkiksi lähteiden etsiminen oli vaikeata. Vanhoja oppikirjoja elementtirakentamisen teoriasta oli tarjolla, mutta niiden löytäminen omatoimisesti oli hankalaa, kun niiden olemassa olosta en tiennyt.

Eurokoodien lukeminen oli puolestaan tuttua ja tiedon löytäminen nopeaa, joten esimerkiksi kuormien määrittäminen oli yksinkertaisempaa ja

johdonmukaisempaa kuin varsinaisten laskelmien tuottaminen. Laskelmat olisi kuitenkin pitänyt saada luettavampaan muotoon ja rajausta olisi voinut tehdä paremmin, jotta hyötyä esimerkkilaskelmia lukevalle olisi saatu enemmän. Esimerkiksi rakenneosien mitoitus olisi voinut rajata paremmin jättämällä joitakin osa-alueita kokonaan pois opinnäytetyöstä. Niin olisi muiden osa-alueiden laskentaesimerkkien laatu saatu paremmaksi ja teoria laajemmaksi.

Työn edetessä olikin mielenkiintoista huomata, että elementtirakentamisesta on uusia teoksia vähän. Miten etenkin nuorien suunnittelijoiden kokonaisymmärrys rakennuksen toimintaperiaatteista ja suunnittelusta voi olla olemassa, kun tätä asiaa ei opeteta, painoteta ja tietoa löytyy hajanaisesti? Nuorille suunnittelijoille painotetaan puolestaan paljon mallintamisen tärkeyttä. 3D-ohjelmilla ja hienoilla efekteillä on helppoa peittää tietämättömyys ja ammattitaidon puutteet. Tämähän voi päteä nykyaikana rakennesuunnittelussakin. Opinnäytetyössä joutui tutkimaan koko rakennuksen toimintaa ja siksi työ auttoi minua ymmärtämään kokonaisuuksia paremmin, sekä yleisesti elementtirakentamisen vaiheita ja elementtirakennuksen suunnitteluperiaatteita. Aiheen luonteen takia, oli kuitenkin vaikeata saada aikaiseksi oikeasti hyödyllistä ja käytettävää materiaalia.

KUVAT

Kuva 2.1 Esimerkkikohteen toisen kerroksen katto ja seinät, paksulla viivalla on esitetty pääasiallisesti jäykistävät seinät, s. 9

Kuva 2.2 Esimerkkikohteen arkkitehtileikkaus, s. 9

Kuva 2.3 Tyypillisiä rasitusluokkia ja luokkien selitykset. (Kuva: Punkki 2004), s. 13

Kuva 2.4 Eurokoodin EN 1991-1-4 taulukko 5.1, Tuulikuormien määrittämiseen tarvittavat laskentavaiheet, s. 16

Kuva 2.5 eurokoodin EN 1994-1-4 Liite A, maastoluokan valinta, s. 17

Kuva 2.6 Puuskanopeuspaineen määrittäminen maastoluokan avulla, kun referenssituuli on 21 m/s, s. 18

Kuva 2.7 Katon kulman mukaan laskettava muotokerroin μ , s. 20

Kuva 2.8 lumikuorman ominaisarvo maassa, s. 20

Kuva 2.9 Eurokoodi EN 1991-1-1 taulukot 6.1 ja 6.2 hyötykuormien määrittelyyn, s.22

Kuva 2.10 EN 1991-1-7 kansallisen liitteen Taulukko 1, jossa on esitetty rakennuksen jaottelu seuraamusluokkakertoimen määrittämiseen onnettomuustilanteellr, s.23

Kuva 2.11 Luotettavuuden hallinta. Seuraamusluokan määrittely, oikealla luotettavuusluokka ja kuormakerroin K_{FI} , s.24

Kuva 2.12 Luotettavuusluokat määräytyvät seuraamusluokista. Talonrakennuskohteissa yleensä käytetään luotettavuusluokkaa RC2, s. 24

Kuva 2.13 Yhdistelykertoimet, s. 25

Kuva 2.14 STR-rajatilan yhdistelyperiaate, P-arvo on esijännitysvoima ja γ_p sen osavarmuuskerroin, s.26

Kuva 2.15 EQU-rajatilan mitoitusarvot, EN 1990 kansallisen liitteen Liite A1, taulukko A1.2 (FI), s. 26

Kuva 2.16 Onnettomuuskuormien yhdistelmissä käytettävät kuormien mitoitusarvot (EN 1990 kansallisen liitteen liite A, taulukko A1.3 (FI)), s. 27

Kuva 2.17 Kuormitusyhdistelmä KY1, s 28

Kuva 2.18 Pienennystekijä α_n (EN 1991-1-1 kansallinen liite), s. 29

Kuva 2.19 Ote laskelmasta 1.1. Seuraamusluokka, määritellyjä kuormien ominaisarvoja, osavarmuuskertoimia materiaaleille ja käytettävät yhdistelykertoimet, s. 30

Kuva 3.1 Rakennuksen mitat. Seinille kohdistuva tuulenpaine jakautuu seinän leveydellä, s. 32

Kuva 3.2 Tasakattoja koskeva vyöhykekaavio, s.35

Kuva 3.3 $C_{pe,10}$ ja $C_{pe,1}$ -kertoimien määrittäminen vyöhykkeiden avulla, s. 35

Kuva 3.4 Nopeuspainekorkeuden Z_e määrittäminen mittojen h ja b avulla, s.36

Kuva 3.5 Kokonaisvaakavoimat H_{dy} ja H_{dx} ja voimien vaikutussuunnat. Mustatut viivat esittävät jäykistäviä seiniä, s. 40

Kuva 4.1 Rasituksien suureneminen vaakavoimista alaspäin mentäessä, s. 42

Kuva 4.2 Jäykistävät seinät, rastilla on merkitty laskettu kiertokeskiö, kun origo on rakennuksen vasemmassa alakulmassa. Seinien yhtenäisyys rikkoutuu hormien ja mm. ikkuna- sekä oviaukkojen takia, s. 43

Kuva 4.3 Välipohjalaatta saa sekä kiertymän että siirtymän poikittaisvoimista H_{dy} ja H_{dx} , s. 44

Kuva 4.4 Liitteen 1 laskelma 2.3:n sivut 1 ja 2. Laskennan vaiheet ja joitakin saatuja tuloksia, s.45

Kuva 4.5 Kuormien laskenta seinälle S-7. Mitoituskuormaksi on saatu $P_d = 370$ kN/m. Kuva on liitteen 1 laskelma 2.4:sta, s.46

Kuva 5.1 Ontelolaatan kantokykytaulukko ja ylempänä kuormitus sekä jänneväli 7,4 metriä. Kantokyky ontelolaatalla on riittävä, s.48

Kuva 5.2 Deltapalkin D26-400 sijainti, mitat ja kuormitus. Alapuolella on alustava mitoituskäyrästä. Palkin aiheuttama tukipaine tulee tarkistaa ja viedä rakenne riittävästi seinäelementtien päälle, s.49

Kuva 5.3 Liitteen 1 laskelma 3.5. Vääntöraudoitus deltapalkin ja ontelolaataston välille, s. 50

Kuva 5.4 Vääntöraudoitus merkittynä rakennepiirustukseen. Vaikka jännevälit deltapalkin kummallakin puolella ovat suunnilleen samanpituisia, syntyy silti aina mitoittavaa vääntöä kuormitusohjeiden takia (epäedullinen ja edullinen vaikutus), s. 51

Kuva 5.5 Seinäelementti S-7 ja sen mitat, sekä sijainti rakennuksen ensimmäisessä kerroksessa, s. 53

Kuva 5.6 Seinän kantokykytaulukko, liitteen 1 laskelmassa 3.1, s. 54

Kuva 5.7 Vaakasauman kestävyys leikkausvoimia vastaan, s. 55

Kuva 5.8 Laskennan vaiheet ja tulokset, liitteen 1 laskelma 3.2:sta, s. 56

Kuva 5.9 Pystysauman leikkauskapasiteetin mitoituksen vaiheita ja huomioitavia asioita vaarnalennkiliitoksella. (Skol-laskentapohjan vuokaavio), s. 57

Kuva 5.10 Saumavaihtoehtoja (Skol-laskentapohjan kuva), s. 58

Kuva 5.11 Pystysauma, sen sijainti ja siihen kohdistuva kuormitus, s. 59

Kuva 5.12 Esimerkkinä Peikko Oy:n tuote: sinkitty korkealujuusvaijeri ja sinkitty peltikotelo, liitososa pystysaumoihin, s. 60

Kuva 5.13 Puristukaaren ja vetotangon muodostuminen, periaate, s. 61

Kuva 5.14 Laatastion staattinen malli vastaa korkeata, jatkuvaa palkkia, s. 62

Kuva 5.15 Eräällä statiikkaohjelmalla saatu maksimi tukimomentti tuella 1. momenttina 16,3 kNm, s. 63

Kuva 5.16 Liitteen 1 laskelma 3.4:n kolmas sivu, laskentaa. Alkutiedot on saatu kuormituslaskelmista, s. 64

Kuva 6.1 Sidejärjestelmä, s. 67

Kuva 6.2 Sisäiset siteet muodostavat kalvorakenteen, Betoninormikortti 23, s. 69

Kuva 6.3 Peikon PSK-seinäkenkä ja jatkospultit seinäliitoksessa, s.71

Kuva 6.4 Pohjapiirustuksessa on esitetty laatastoa kiertävä rengasraudoitus, sisäiset siteet ja saumaraudoitus. Esimerkkikohteessa välipohjan paino on yli 200 kg/m², s. 73

TAULUKOT

Taulukko 2.1 Laskelmissa tarvittavat materiaaliosavarmuuskertoimet, s. 12

Taulukko 2.2 Käytettävät elementtityypit ja niiden rasitusluokka, betonin lujuusluokka ja rakenneluokka sekä suunniteltu käyttöikä. Alhaalla seuraamus-, toleranssi- ja seinäelementtiluokat, s. 14

Taulukko 2.3 Rakennuksen omat painot rakennetyyppien mukaan, s. 15

Taulukko 3.1 Kuormat/kerros, s. 38

Taulukko 3,2 Mittaepätarkkuuksista johtuvat poikittaisvoimat HGk ja HQk ja kokonaisvaakavoimat Hd_y ja Hd_x. Liitteen 1 laskelma 2.2, s. 39

LÄHTEET

Suomen Betoniyhdistys r.y. By 51 Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu 2007.

Himmi, P. 2010. Betonielementtirakenteet. Luentomateriaali. Saimaan ammattikorkeakoulu.

Insinööritoimisto Ylimäki&Tinkanen
www.ylimakitinkanen.fi/fi (Luettu 15.1.2011)

Kuusjärvi M. 2006. Betonirungon stabiliteetin määrittäminen. Tutkintotyö, Tampereen ammattikorkeakoulu.

Leskelä M. 2006. Rakennusteollisuus, Rakennusrungon vakavuustarkastelut, Liite 4, Tassu-projekti.

Punkki, J. 2004. Käyttöikäsuunnittelu. Betoni-lehti 4/2004, s 13.

Rakennusteollisuus ry.
www.elementtisuunnittelu.fi (Luettu 13.1.2011)

RIL 201-1-2008. 2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry. Hansaprin Oy.

RTT: Betoniteollisuusjaosto, Suomen Betonitieto Oy. Elementtirungon jäykistys. 1995. Rakennustuoteteollisuus ry. Lahti: Lahden kirjapaino ja Sanomalehti Oy. 1995.

RTT: Valmisosarakentaminen 2, Perustus- ja runkorakenteet. Rakennustuoteteollisuus ry. 1995. Lahti: Lahden kirjapaino ja Sanomalehti Oy.

Salminen A. 2009. Ontelolaattatason sidejärjestelmät ja sideraudoituksen mitoitus. Insinöörityö. Metropolia.

SFS-EN-1990 2002 ja kansallinen liite 1. Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN-1991-1-1 2002 ja kansallinen liite 2. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN-1991-1-3 2007 ja kansallinen liite 4. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN-1991-1-4 2005 ja kansallinen liite 5. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN-1991-1-7 2006 ja AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN-1992-1-1 2005 ja kansallinen liite 7. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

Silvennoinen, K., Hietanen, T. & Tikanoja, T. 2009. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan Osa 1 ja Osa 4.
http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_1_Eurokoodi_mitoituksen_perusteet.pdf (Luettu 20.2.2011)
http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_4_Palkit.pdf (Luettu 20.2.2011)

Betoninormikortisto: kortti 23, liitosten mitoitus onnettomuuskuormille. Suomen Betoniyhdistys r.y. Helsinki: 1993.

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	
SISÄLTÖ	TARK		
	ULK. TARK.	PÄIVÄYS	24.4.2011

ESIMERKKILASKELMAT:

1.1 Lähtötietoja ja suunnitteluperusteita

(TEORIAA OPINNÄYTETYÖN RAPORTTIOSIOSSA, LUVUSSA 2)

- 2.1 Kokonaistuulikuorman määrittäminen**
- 2.2 Kokonaisvaakavoimien määrittäminen (tuuli- ja lisävaakavoima)**
- 2.3 Kokonaisvaakavoimien jakaminen jäykistävälle seinille**
- 2.4 Pystykuormien alastuonti seinäelementille S-7**

(TEORIAA OPINNÄYTETYÖN RAPORTTIOSIOSSA, LUVUSSA 3 JA 4)

- 3.1 Jäykistävän seinän kapasiteetti (raudoittamaton)**
- 3.2 Elementtien välisen vaakasauman mitoitus**
- 3.3 Elementtien välisen pystysauman mitoitus**
- 3.4 Levyvaikutus ja rengasteräkset**
- 3.5 Väätöraudoituksen mitoitus**
- 3.6 Sidejärjestelmän mitoitukset**

(TEORIAA OPINNÄYTETYÖN RAPORTTIOSIOSSA, LUVUSSA 5 JA 6)

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	1.1
Esimerkkikohteelle määriteltäviä lähtötietoja	TARK ULK. TARK.	PÄIVÄYS	24.2.2011

Laskennan vaiheet:

Määritetään seuraamusluokka

Määritetään yleiset kuormat

Määritetään osavarmuuskertoimet

Määritetään yhdistelmäkerroimet ja kuormitusyhdistelyt

Määritetään materiaalit ja rakenteiden luokitus

TULOKSET:

LISÄTIETOA:

- Raportin luku 2, suunnitteluperusteet

1. Seuraamusluokka

CC2	seuraamusluokka
Luokka 2b	seuraamusluokka onnettomuustilanteessa
	EN 1991-1-7 kansallinen liite, taulukko 1
K_{FI}	1,0

2. Kuormat

Puuskanopeuspaine	0,55 kN/m ² kts. Raportin luku 2.6.2
Lumikuorma (EN 1991-1-3)	2,0 kN/m ² tasakatto, muotokerroin 0,8 lumi maassa 2,5 kN/m ²
Hyötykuorma (EN 1991-1-1 taulukot 6.1 ja 6.2)	2,5 kN/m ² pääsääntöisesti (2,0 Luokka A, välipohjat) (0,5 siirrettävät väliseinät)

3. Osavarmuuskertoimet (rakenneluokka 2) (EN 1992-1-1 ja EN 1993-1-1)MRT:ssä

Betoni	1,5	omat painot	1,15
Teräs	1,15	muuttuva kuorma	1,5

Onnettomuustilanteessa

Betoni	1,0	omat painot	1,0
Teräs	1,0	muuttuva kuorma	1,0

4. Yhdistelykertoimet (Luokka A) (raportin luvussa 2 kohta 2.7)
(EN 1990)

ψ_0	0,7
ψ_1	0,5
ψ_2	0,3

5. Kuormitusyhdistelyt

SUUNTA	Y-SUUNTA	(raportin luvussa 2 esitettyjen periaatteiden mukaisesti)
--------	-----------------	---

No.	Yhdistely	MRT	Kerroin	Kuormitustapaus
1	Tuuli max STR	x		1,15 Omapaino 1,15 Pysyvät kuormat 1,05 Hyötykuorma 1,05 Lumi 1,5 Tuuli 1,15 Hg+ 1,05 Hq+
2	Hyöty max STR	x		1,15 Omapaino 1,15 Pysyvät kuormat 1,5 Hyötykuorma 1,05 Lumi 0,9 Tuuli 1,15 Hg+ 1,5 Hq+
3	EQU		x	0,9 Omapaino 0,9 Pysyvät kuormat 1,5 Tuuli 0,9 Hg+
4	Tuuli neg. max S		x	1,15 Omapaino 1,15 Pysyvät kuormat 1,05 Hyötykuorma 1,05 Lumi 1,5 Tuuli- 1,15 Hg- 1,5 Hq-
5	Hyöty neg. max S		x	1,15 Omapaino 1,15 Pysyvät kuormat 1,5 Hyötykuorma 1,05 Lumi 0,9 Tuuli- 1,15 Hg- 1,5 Hq-

6 Pysyvät+ STR x 1,35	1,05 Ompapaino 1,05 Pysyvät kuormat 1,05 Hg+
7 Pysyvät- STR x 1,35	1,05 Ompapaino 1,05 Pysyvät kuormat 1,05 Hg-
8 Tuuli+ min STR x	0,9 Omapaino 0,9 Pysyvät kuormat 1,05 Hyötykuorma 1,05 Lumi 1,5 Tuuli 0,9 Hg+ 1,05 Hq+
9 Tuuli- min STR x	0,9 Omapaino 0,9 Pysyvät kuormat 1,05 Hyötykuorma 1,05 Lumi 1,5 Tuuli- 0,9 Hg- 1,05 Hq-
10 Hyöty+ min STR x	0,9 Omapaino 0,9 Pysyvät kuormat 1,5 Hyötykuorma 1,05 Lumi 0,9 Tuuli 0,9 Hg+ 1,5 Hq+
11 Hyöty- min STR x	0,9 Omapaino 0,9 Pysyvät kuormat 1,5 Hyötykuorma 1,05 Lumi 0,9 Tuuli- 0,9 Hg- 1,5 Hq-

Hq ja Hg = lisävaakavoimia
(x-suunta samalla periaatteella)

6. Materiaalit ja rakenteiden luokitus

Elementti	Betonin lujuusluokka	Rasitusluokka	Rakenne- luokka	Käyttöikä	
Sisätilat					
V-	väliseinäelementti	C30/37	XC1	2	100 v.
RK-	ei-kantava sisäkuorielementti	C30/37	XC1	2	50 v.
SK-	kantava sisäkuorielementti	C30/37	XC1	2	100 v.
L-	massiivilaattaelementti	C30/37	XC1	2	100 v.
S-	kantava sandwichelementti	C30/37	XC1	1	100 v.
R-	ei-kantava sandwichelementti	C30/37	XC1	2	50 v.
P-	pilari-elementti	C30/37	XC1	1	100 v.
Ontelolaatta	OL37, OL265	C30/37	XC1	2	100 v.
Saumavalut		C30/37	XC1		100 v.
Ulkotilat					
PP-	parvekepilari-elementti	C35	XC3,4 - XF1	1	100 v.
K-	palkkielementti (eristetty)	C35	XC1	1	100 v.
CL-	parvekelaattaelementti	C35	XC3,4 - XF1,3	1	100 v.
S-	kantava sandwichelementti	C35	XC2, XF1	1	100 v.
R-	ei-kantava sandwichelementti	C30/37	XC3,4 - XD1 - XF2	2	50 v.
Saumavalut		C30/37	XC3,4 - XF1,3		100 v.
Rakenteiden luokitus					
Seuraamusluokka	CC2	(SFS-EN 1990 NA)			
Onnettomuusrajatilassa seuraamusluokka	2b	(SFS-EN 1991-1-7 NA)			
Toleranssiluokka	1	(SFS-EN 13670)			
Sisä- ja julkisivuseinäelementit	Luokka E (SFS-EN 14992)				

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	2.1
Kokonaistuulikuorman määrittäminen	TARK ULK. TARK.		
		PÄIVÄYS	24.2.2011

Kokonaistuulivoiman määrittämisen vaiheet: (EN 1991-1-4)

Lasketaan painekuormien resultanttina

Puuskanopeuspaine (q_p)

- Maastoluokka
- Rakennuksen geometria
- CsCd-kerroin

Painekerroin (c_p)

- Ulkopuolinen painekerroin (C_{pe})

$F_{w,x}$ (x-suunta) ja $F_{w,y}$ (y-suunta)

- Rakennuksen ulkopintaan vaikuttava painekuorma ($F_{w,e}$)
- Rakennuksen sisäpintaan vaikuttava painekuorma ($F_{w,i}$)
- Kitkavoima (F_{fr})

TULOKSET:

$F_{w,y}$ 182 kN

$F_{w,x}$ 167 kN

LISÄTIETOA:

- Raportin luku 2, kohta 2.6.2 ESIMERKKI
- RIL 201-1-2008, tuuliosio

			SIVU 2/2
Puuskanopeuspaine (q_p)		0,55 kN/m ²	EN-1991-1-4
Maastoluokka		3	LIITE A
Rakennuksen geometria	H	15 m	
	Y	20 m	
	X	18,3 m	
rakennekerroin $C_s C_d$		1	6.2 ja 6.3
Paine kerroin (c_p)			7.2.1 - 7.2.3
$C_{pe,10}$		0,8	Kuva 7.5
$C_{pe,10,imu}$		-0,5	Kuva 7.5
Rakenneosien tuulikuormien ja kokonaistuulivoiman määrittäminen pintapaineiden avulla			RIL 201-1-2008 Osa 1.4
$\Sigma w_e = q_p(z_e) c_{pe}$		0,715 kN/m ²	Kaava 5.1
$\gamma_e = h/y < 1$	$h/y = 0,75$		
jos alle 1 -> 0,85			
jos yli 5 -> 1,0			
välisarvot interpoloidaan			
		0,85	
$F_{w,e} = C_s C_d \times \Sigma w_e \times A_{ref}$		214,5 kN	Kaava 5.5
	$A_{ref} = Y \times H$		
$F_{w,i}$		0	Kaava 5.6
F_{fr}		0	Kaava 5.7
$F_{w,y}$	$\gamma_e \times F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr}$	182 kN	Kaava 5.9S
$\Sigma w_e = q_p(z_e) c_{pe}$		0,715 kN/m ²	Kaava 5.1
$\gamma_e = h/x < 1$	$h/x = 0,8$		
jos alle 1 -> 0,85			
jos yli 5 -> 1,0			
välisarvot interpoloidaan			
		0,85	
$F_{w,e} = C_s C_d \times \Sigma w_e \times A_{ref}$		196,3 kN	Kaava 5.5
	$A_{ref} = X \times H$		
$F_{w,i}$		0	Kaava 5.6
F_{fr}		0	Kaava 5.7
$F_{w,x}$	$\gamma_e \times F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr}$	167 kN	Kaava 5.9S

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	2.2
Hdy ja Hdx kuormitusten määrittäminen	TARK ULK. TARK.	PÄIVÄYS	24.2.2011

Kokonaispoikittaisvoimien määrittämisen vaiheet:

Kuormien määrittäminen

- kuormat / kerros
- epätarkkuudesta syntyvät voimat
- tuulikuorma
- kuormitusyhdistely
- kokonaispoikittaisvoimat

TULOKSET:

Hd_y 348,0 kN

Hd_x 324,8 kN

LISÄTIETOA:

- Raportin luku 3

Kuormat / kerros:

Kerroksen Ala:	kerrosala	+	parvekeet	
	327 m ²	+	35 m ²	362 m²

Pysyvät :	Määrä	gk	Gk
Kylpyhuone ol 370/200	51 m ²	10 kN/m ²	510 kN
VS 200	64 m	15 kN/m	960 kN
US 25 + 180 + 150	76 m	14 kN/m	1064 kN
Parvekelaatta 260	35 m ²	7 kN/m ²	245 kN
Porraslaatta	16 m ²	7,3 kN/m ²	117 kN
Ontelolaatta 370 + 15	260 m ²	5,6 kN/m ²	1456 kN
Hornit		kN/m ²	<u>130 kN</u>
		Yht.	4482 kN

Muuttuvat :	Määrä	qk	Qk
Hyötykuorma	311 m ²	2 kN/m ²	622 kN
Porrashuoneiden hyötyk.	16 m ²	2,5 kN/m ²	40 kN
Parvekkeiden hyötyk.	32 m ²	2,5 kN/m ²	80 kN
Kevyet väliseinät	311 m ²	0,5 kN/m ²	<u>155,5 kN</u>
		Yht.	898 kN

Hyötykuormavähennys: α_n 0,82

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \Psi_0}{n}$$

EN 1991-1-1 NA kohta 6.3.1.2(11)

n 5

kerrosten lukumäärä > 2

 Ψ_0 0,7

standardin EN 1990 kansallisen liitteen taulukon A1.1 (FI) mukainen kerroin

EI KÄYTETÄ HYÖTYKUORMAVÄHENNYSTÄ

Eurokoodin EN 1991-1-1 NA (6.2 FI) mukaisesti hyötykuorman vähennystä ei voida käyttää hyväksi, jos yhdistelykerrointa käytetään hyväksi kuormien yhdistelyssä (eli ei voida käyttää kahta kertaa hyväksi yhdistelykerrointa Ψ_0)

Mittaepätarkkuustekijät:

EN 1992-1-1 kohta 5.2

$$\theta_i = (1/200) \times \alpha_h \times \alpha_m$$

jossa

$$\alpha_h = (2/\sqrt{l}), 2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0$$

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

l on rakennuksen korkeus, m

m jäykistysjärjestelmään vaakavoimia aiheuttavien pystyrakenneseosien lukumäärä

$$\theta_i = (1/200) \times 0,67 \times 0,73 = 1/409$$

$$\alpha_h \quad 0,52 ; 0,67 \quad \Rightarrow \quad 0,67$$

$$\alpha_m \quad 0,73 \quad \Rightarrow \quad 0,73 \quad \text{kun } m = 15 \text{ (varmalla puolella oleva määrä)}$$

$$\text{Hgk} \quad 11,0 \text{ kN/kerros} \quad (\text{Gk} \times \theta_i)$$

$$\text{Hqk} \quad 2,2 \text{ kN/kerros} \quad (\text{Qk} \times \theta_i)$$

Lisävaakavoimat mittaepätarkkuuksista:

$$\text{HGk} \quad 54,8 \text{ kN} \quad (n \times \text{Hgk} \times \alpha_n) \text{ 5 kerrosta}$$

$$\text{HQk} \quad 11,0 \text{ kN} \quad (n \times \text{Hqk} \times \alpha_n) \text{ 5 kerrosta}$$

$$n \quad 5$$

 α_n ei käytetä**Tuulikuorma:**

$$\text{Fw}_x \quad 167 \text{ kN} \quad \text{määritelty laskenta 2.1:ssä}$$

$$\text{Fw}_y \quad 182 \text{ kN} \quad \text{määritelty laskenta 2.1:ssä}$$

Kuormitusyhdistely: (STR)

$$\text{KY1: } K_{FI} \times (1,15 \times \text{HGk} + \psi_0 \times 1,5 \times \text{HQk} + 1,5 \times \text{Fwk}) \quad \text{määritelty laskenta 1.1:ssä}$$

$$\psi_0 \quad 0,7$$

$$K_{FI} \quad 1$$

Kokonaisvaakavoimat:

$$\text{Hd}_y \quad 348,0 \text{ kN} \quad \text{pitempi sivu}$$

$$\text{Hd}_x \quad 324,8 \text{ kN} \quad \text{lyhyempi sivu}$$

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	2.3
Poikittaisvoimien jakaminen jäyk. Seinille	TARK ULK. TARK.	PÄIVÄYS	24.2.2011

Laskennan vaiheet:

Pohjapiirustus jäykistävästä seinistä

Kuormien määrittäminen

- Hdy
- Hdx

Jäykistävät seinät:

- geometria (h x b)
- koordinaatit

Kiertokeskiön sijainti keskilinjasta

Laatastoa kiertävä momentti

Siirtymät

Seinien ottamat kuormat

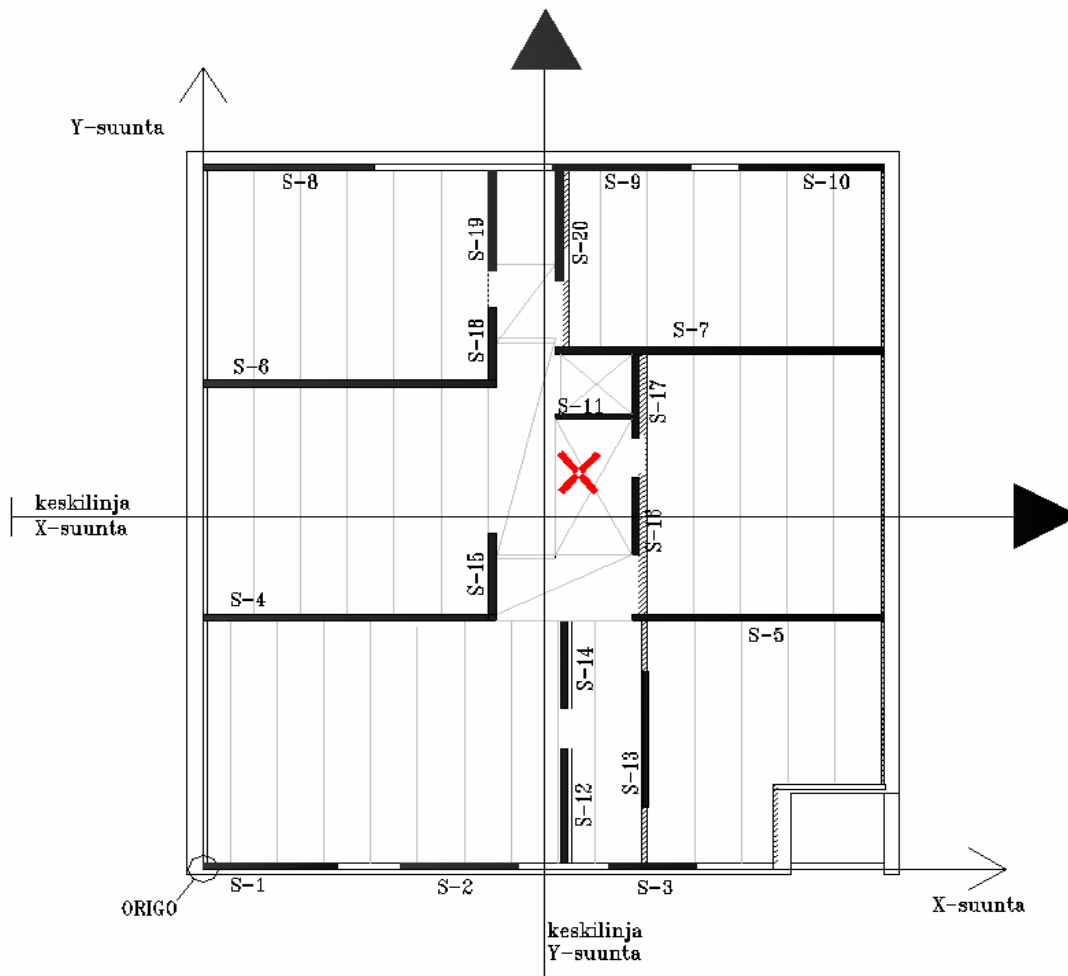
TULOKSET:

S ₁	5 kN	S ₁₂	61 kN
S ₂	4 kN	S ₁₃	100 kN
S ₃	1 kN	S ₁₄	27 kN
S ₄	74 kN	S ₁₅	21 kN
S ₅	47 kN	S ₁₆	19 kN
S ₆	74 kN	S ₁₇	23 kN
S ₇	93 kN	S ₁₈	15 kN
S ₈	11 kN	S ₁₉	41 kN
S ₉	6 kN	S ₂₀	41 kN
S ₁₀	7 kN		
S ₁₁	1 kN		

LISÄTIETOA:

- RTT Rakennustuoteteollisuus ry. Valmisosarakentaminen 2
- Raportin luku 4, Poikittaisvoimien jakautuminen

KOHTEN 1. KRS:N JÄYKISTÄVÄT SEINÄT:



H_{d_y} 348,0 kN

kokonaisvaakavoiman resultantti,
pitempi sivu, y-suunta

H_{d_x} 324,8 kN

kokonaisvaakavoiman resultantti,
lyhyempi sivu, x-suunta

HUOM. Voimat määritely laskenta 2.2:ssa

x-suunta

seinät	E [MN/m ²]	mitat:		kx [bh ³ /12]	koordinaatit		kierto- keskiö [m]	kx * y ²
		b	h		x	y		
s-1	30000	0,15	3,4	36	0,08	3	0	
s-2	30000	0,15	3,0	25	0,08	2	0	
s-3	30000	0,15	2,2	10	0,08	1	0	
s-4	30000	0,2	7,5	505	6,53	3295	21501	
s-5	30000	0,2	6,5	324	6,53	2114	13794	
s-6	30000	0,2	7,5	505	13,13	6628	86997	
s-7	30000	0,2	8,1	635	14,11	8950	126241	
s-8	30000	0,15	4,4	75	19,20	1439	27629	
s-9	30000	0,15	3,6	40	19,20	770	14784	
s-10	30000	0,15	3,7	47	19,20	893	17142	
s-11	30000	0,16	1,9	7	12,40	83	1032	

kx 2207 m⁴10,95

309120

y-suunta

seinät	E [MN/m ²]	mitat:		suhteellinen jäykkyytluku	koordinaatit		kierto- keskiö [m]	ky * x ²
		b [m]	h [m]		x	y		
s-12	30000	0,2	3,2	38	9,16	349	3194	
s-13	30000	0,2	3,8	63	11,25	703	7910	
s-14	30000	0,2	2,4	17	9,16	155	1417	
s-15	30000	0,2	2,2	13	7,55	99	749	
s-16	30000	0,2	2,2	12	11,09	131	1457	
s-17	30000	0,2	2,3	15	11,09	163	1807	
s-18	30000	0,2	2,0	9	7,55	71	536	
s-19	30000	0,2	2,8	26	7,55	194	1467	
s-20	30000	0,2	2,8	26	9,16	238	2181	

ky 218 m⁴9,63

20719

Kiertokeskiön sijainti origosta:

x 9,63 m

y 10,95 m

x1 0,9 m

y1 1,1 m

kiertokeskiön sijainti keskilinjasta

kiertokeskiön sijainti keskilinjasta

Laatastoa kiertävä momentti:

M -17,0 kNm

$$M = Hd_y x_1 - Hd_x y_1$$

Siirtymät:

vx 0,147
vy 1,594

$$v_x = \frac{Hdx}{\sum kx} \quad v_y = \frac{Hdy}{\sum ky}$$

Rakennuksen kiertymä:

θ 0,000

$$\theta = \frac{M}{\sum k_x y^2 + \sum k_y x^2}$$

Seinien ottamat kuormat:

Q_y

$$Q_y = k_y v_y + k_y \sum (o_y) \theta$$

S₁₂ 61 kN
S₁₃ 100 kN
S₁₄ 27 kN
S₁₅ 21 kN
S₁₆ 19 kN
S₁₇ 23 kN
S₁₈ 15 kN
S₁₉ 41 kN
S₂₀ 41 kN
ΣQ_y 348 kN

vr.

348,0 kN

OK

Q_x

$$Q_x = k_x v_x + k_x \sum (o_x) \theta$$

S₁ 5 kN
S₂ 4 kN
S₃ 1 kN
S₄ 74 kN
S₅ 47 kN
S₆ 74 kN
S₇ 93 kN
S₈ 11 kN
S₉ 6 kN
S₁₀ 7 kN
S₁₁ 1 kN
ΣQ_x 324 kN

vr.

324,8 kN

OK

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	2.4
Seinäelementin S-7	TARK		
pystykuormien alastuonti	ULK. TARK.	PÄIVÄYS	24.2.2011

Laskennan vaiheet:

Kuormitukset

Kuormien tuonti ensimmäiseen kerrokseen

TULOKSET:

Pd 370 kN/m

1. Kuormitukset ja murtorajatilan kertoimet

Ontelolaatta 370 + 15	5,6 kN/m ²	
Yläpohja	8 kN/m ²	
Betoni	25 kN/m ³	
Lumi	2 kN/m ²	
Lisälumikuorma	2,5 kN/m ²	vähentävä 0,5 kN/m
hyötykuorma	2,5 kN/m ²	2 kN/m ² + väliseinät

KFI	1
varmuuskertoimet:	
hyöty	1,5
omat painot	1,15

2. Kuormien tuonti alas kerroksittain

5 krs. Kertyvät kuormat linjalle

gk	40,1 kN/m	
qk	7,2 kN/m	
jänneväli	7,2 m	

4 krs. Kertyvät kuormat linjalle

gk	55,2 kN/m	
qk	19,0 kN/m	
jänneväli	7,2 m	
jänneväli 2	5 m	

3 krs. Kertyvät kuormat linjalle

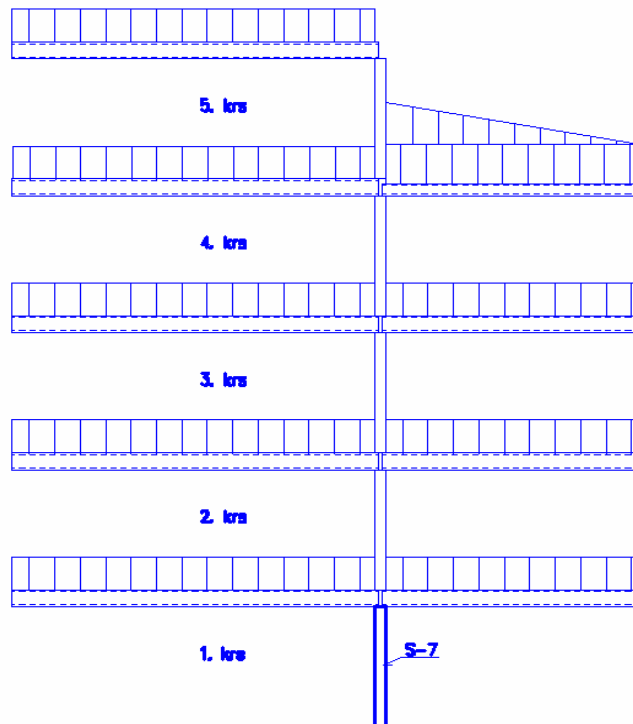
gk	49,2 kN/m	
qk	15,3 kN/m	
jänneväli	7,2 m	
jänneväli 2	5 m	

2 krs. Kertyvät kuormat linjalle

gk	49,2 kN/m	
qk	15,3 kN/m	
jänneväli	7,2 m	
jänneväli 2	5 m	

1 krs. Kertyvät kuormat linjalle

gk	34,2 kN/m	
qk	15,3 kN/m	
jänneväli	7,2 m	
jänneväli 2	5 m	



YHTEENSÄ

gk	227,8 kN/m
qk	72,0 kN/m
Pd	370 kN/m

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	3.1
Jäykistävän seinän kapasiteetti	TARK		
raudoittamaton seinä	ULK. TARK.	PÄIVÄYS	24.2.2011

Jäykistävä seinä:

Kuormitukset

Soveltuva kantokykytaulukko

Käyttöaste

TULOKSET:

NRd 1432 kN

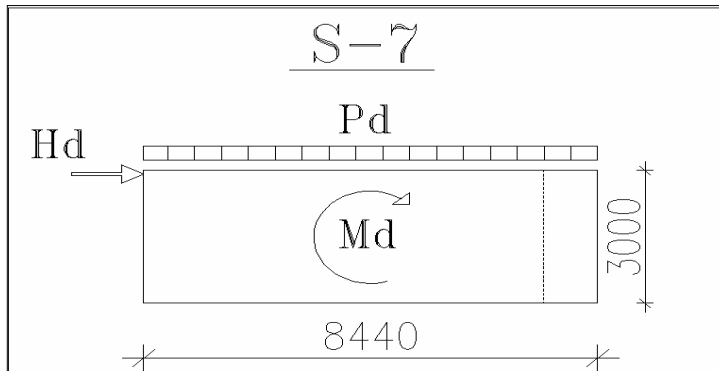
NEd 462,7419 kN

Käyttöaste 32 %

1. Kuormitukset ja tarkasteltava seinä

Seinä S-7

1.1 Geometria ja rasitukset



b	0,2 m	seinän paksuus
h	7,5 m	rakennukseen kohdistuvan kuormituksen result.
L	8,44 m	seinän pituus

Pd 370 kN/m kts. laskelma 2.4

Hd 92 kN kts. Laskelma 2.3

Md 690 kNm Hd*h

Tarkastellaan seinän pään 1 metrin levyistä kaistaa, jolle otetaan momentista aiheutuva lisävoima.

Lisävoima seinän päähän:

Nd_2 92,7 kN $Md / (L - 1 \text{ m})$

NEd 462,7 kN $Pd * 1 \text{ m} + Nd_2$

2. Seinän kantokykytaulukko:

Raidoittamaton seinä

Viivakuorma $q_{Ed}=0,5$ kN/m 1,2 metrin korkeudella

Betoni C30/37, osavarmuuskerroin 1,5

1. kertaluvun epäkeskisyyden

 $e_o = \max(M_{02}/N_{ed}; M_{0ed}/N_{ed}; h_w/30; 20 \text{ mm})$ poikkileikkauksen jännitys: $f_{cd,pl} \leq \sigma_c \leq f_{ctd,pl}$ kerroin $\beta = 1,0$ hoikkuus $\lambda \leq 86$

paksuus [mm]	korkeus [mm]	Raidoittamaton, epäkeskisyyden [mm]					
		$e_{1,päässä}$	0	$e_{1,päässä}$	0	$e_{1,päässä}$	20
		$e_{2,päässä}$	0	$e_{2,päässä}$	20	$e_{2,päässä}$	0
120	2700			256			
	3000						
	3300						
	3600						
	4200						
150	2700	971		762		748	
	3000	889		657		639	
	3300	808		552		530	
	3600	726		447		417	
	3900						
4200							
180	2700	1436		1227		1218	
	3000	1355		1122		1112	
	3300	1273		1017		1005	
	3600	1191		912		898	
	3900	1110		807		791	
4200	1028		703		683		
200	2700	1746		1537		1530	
	3000	1665		1432		1424	
	3300	1583		1327		1318	
	3600	1501		1222		1212	
	3900	1420		1118		1106	
4200	1338		1013		999		

3. Käyttöaste

NRd 1432 kN

NEd 462,7 kN

Käyttöaste**32 %****OK**

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	3.2
Elementtien alin vaakasauma	TARK		
Väliseinäelementti S-7	ULK. TARK.	PÄIVÄYS	24.3.2011

Vaakasauman mitoituksen laskentavaiheet:

Kuormien määrittäminen

Liittymäpintojen määrittäminen

Materiaalitiedot

Laskenta

- Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo

TULOKSET:

V_{Rdi} **290 kN/m**

V_{Ed} **12 kN/m**

Käyttöaste: **4 %**

Kahden betonisauman leikkausliitoksen kestävyys

(SFS-EN 1992-1-1, 6.2.5)

1. Lähtötiedot:

1.1 Kuormat

Kts. Kuormituslaskelmat

Pd	370	kN/m	Seinään kohdistuva tasainen pystykuorma
Hd	92	kN	Poikittaisvoima
L	7,5	m	Seinän pituus
VEd	12,3	kN/m	Hd / L
σ_n	1,85	N/mm ²	Pd / b

1.2 Liittymäpinnat

c	0
m	0,6
b	200 mm

1.3 Materiaalit

Betoni:

C30/37

f_{ck}	30	N/mm ²
f_{ctd}	1,35	N/mm ²
f_{cd}	17,0	N/mm ²
γ_M	1,5	
α_{cc}	0,85	

Teräs:

A 500 HW

f_{sd} :	434,8	N/mm ²
Vaarnojen halk.	d	20 mm
Vaarnojen k-jako	s	1200 mm
Vaarnojen kulma	α	90
As	314,16	mm ²
γ_M	1,15	

Ohje liittymäpintojen määrittämiseksi:

	Hyvin sileä	Sileä	Karhea	Vaarnattu	Monoliittinen
c:	0,025	0,35	0,45	0,5	0,0625
μ :	0,5	0,6	0,7	0,9	1

2. Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo

(SFS-EN 1992-1-1) kohta 6.2.5

$$V_{Rdi} = C f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{sd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 * v * f_{cd} \quad (6.25)$$

lujuuden pienennyskerroin

$$v = 0,528$$

$$v = 0,6 * (1 - f_{ck} / 250) \quad (6.6N)$$

c ja μ ovat kertoimia, jotka riippuvat rajapinnan karheudesta
 σ_n on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesti ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys, puristus positiivisena ja $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ sekä veto negatiivisena
 Kun σ_n on vetoa, tuille c f_{ctd} käytetään arvoa 0
 $\rho = A_s / A_i$
 A_s on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala, johon kuuluu mahdollinen tavallinen leikkausraudoitus, joka on ankkuroitu riittävästi rajapinnan kummallekin puolelle
 A_i on rajapinnan pinta-ala

$$V_{Rdi} \quad \mathbf{1,451} \quad \text{N/mm}^2 \quad < \quad 0,5v f_{cd} = \quad \mathbf{4,488} \quad \text{N/mm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

290,3 kN/m kerrotaan paksuudella (200 mm)

$$V_{Ed} \quad 12,3 \text{ kN/m}$$

3. Käyttöaste

$$V_{Rdi} \quad < \quad V_{edi}$$

Käyttöaste: 4 %

TIEDOT:	SUUN JHEL	TYÖ NRO.	3.3
Pystysauman mitoitus	TARK		
	ULK. TARK.	PÄIVÄYS	2.3.2011

Mitoituksen laskentavaiheet:

Kuormitukset ja lähtötiedot

Leikkausvoiman määrittäminen

Vaijerilenkit

Leikkausvoiman kapasiteetti

Käyttöaste

TULOKSET:

$$V_u \geq V_{Ed}$$

$$202,1 \text{ kN} \geq 32,63 \text{ kN}$$

Käyttöaste 16 %

1. Kuormitukset ja lähtötiedot

Hd kN

Elementtien mitat:

H mL_{elem} mL_{kok} mB_{elem} m

elementtien leveys yhteensä

2. Leikkausvoiman määrittäminen (MRT)

V_{Ed} 32,6 kN/m

$$V_{Ed} = \frac{Hd * S}{I}$$

S tarkasteltavan elementin staattinen momentti

I koko seinäosuuden jäyhyysmomentti

S 4,8 m³

$$S = \frac{B_{elem} * L_{elem}^2}{2}$$

I 51,2 m⁴

$$I = \frac{B_{elem} * L_{kok}^3}{12}$$

3. Lähtötiedot (vaijerilenkit)

3.1 Materiaalit

betoni	f _{ck} :	30 N/mm ²	<input type="text" value="C30/37"/>	<input type="button" value="▼"/>
	f _{ctd} :	1,35 N/mm ²		
	f _{cd} :	17,0 N/mm ²		
	γ _M =	1,5		
	α _{cc} =	0,85		

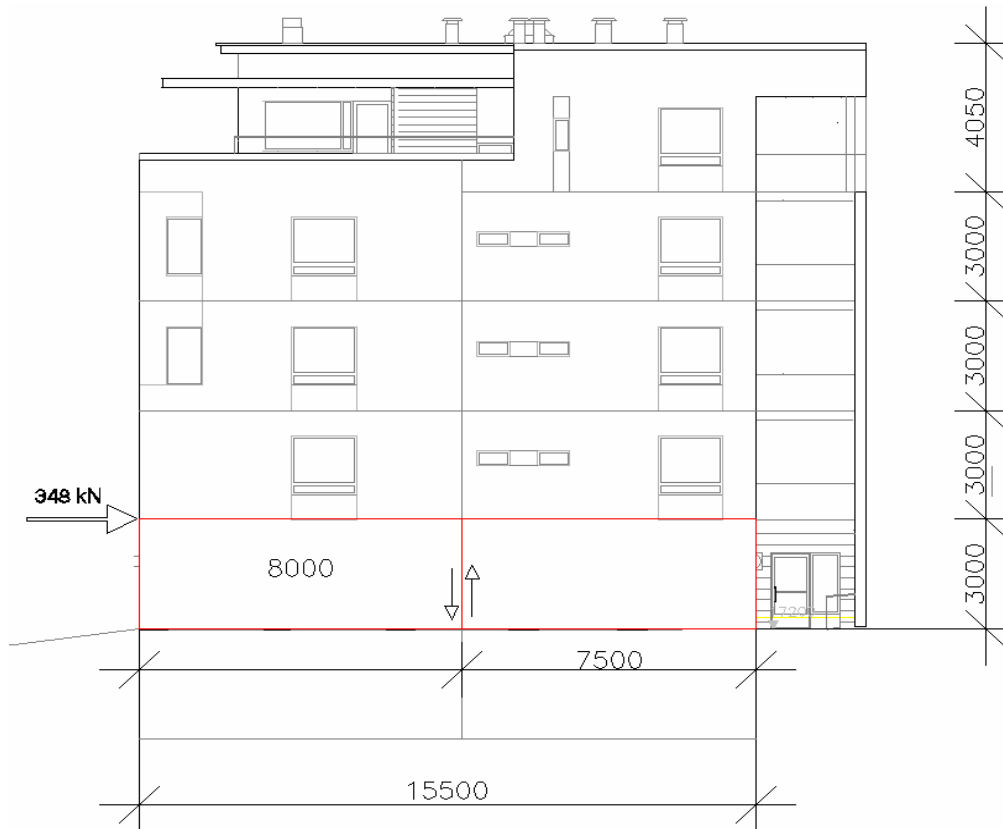
vaijerilenkkityyppi	<input type="text" value="VSH-140"/>	<input type="button" value="▼"/>
---------------------	--------------------------------------	----------------------------------

A _{sl}	53,2 mm ²
f _{yk}	1413,5 N/mm ²
b _{fu}	55 mm
h _{fe}	200 mm
b _{fe}	70 mm

3.2 Poikkileikkaussuureet

rajapinnan poikkileikkauksen pituus, Δx
poikkileikkauksen toimiva puristusleveys, b_0
lenkkijako, s
seinän paksuus, b_s

1000	mm
120	mm
400	mm
150	mm



4. Leikkausvoiman kapasiteetti

$$V_u = 202,1 \text{ kN} \quad V_{u,PVLVS,VSH} = \frac{b_0 * \sqrt{f_{ck}} * \alpha * (0,04 + 0,44 * \mu * f_{yk})}{1,5}$$

$$\mu = 0,0011 \quad \mu = \frac{A_{sl}}{b_0 * s}$$

$$\alpha = 0,29 \quad \alpha = \text{MIN} \left(\frac{L_1 * b_{fu} * n}{b_0 * \Delta x} \right) \text{ tai } \left(\frac{h_{fe} * b_{fe} * n}{b_0 * \Delta x} \right)$$

5. Käyttöaste

$$V_u \geq V_{Ed}$$

$$202,1 \text{ kN} \geq 32,63 \text{ kN}$$

OK

KÄYTTÖASTE 16 %

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	3.4
Levyvaikutus ja rengasteräkset	TARK		
	ULK. TARK.	PÄIVÄYS	2.3.2011

Mitoituksen laskentavaiheet:

Laatasto, staattinen malli ja rasitukset

Mitoitetaan ontelolaatasto

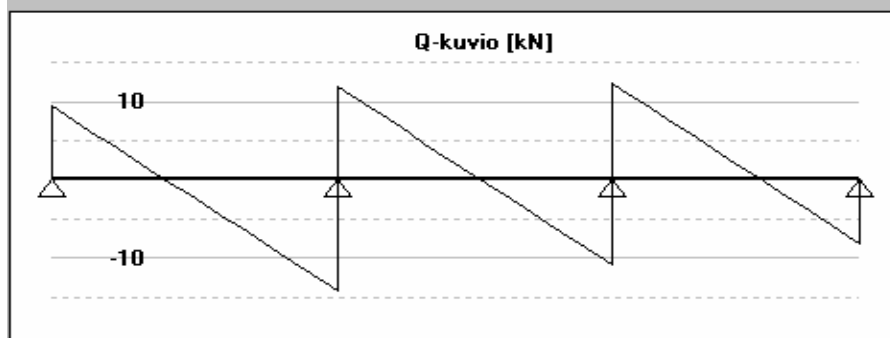
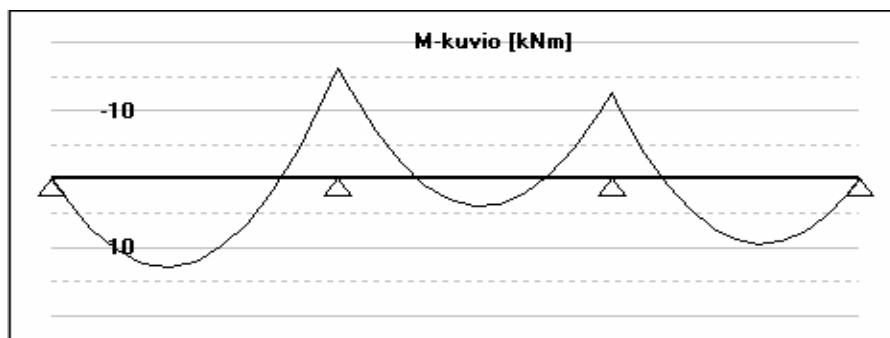
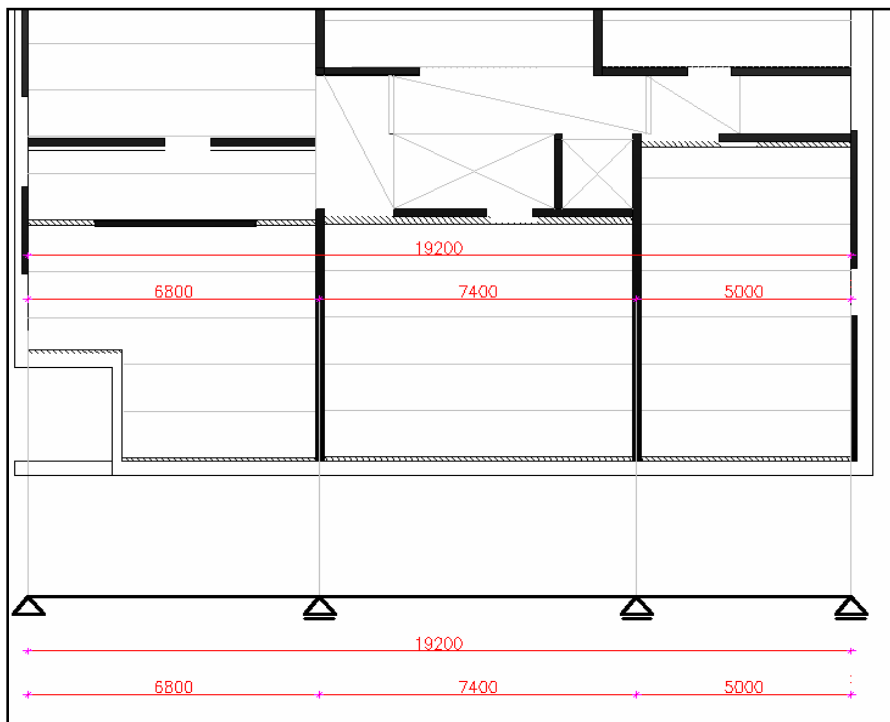
- kuormitukset
- mitoittava momentti

Mitoitetaan rengasteräkset

TULOKSET:

MRT As 8,6 mm²

1. Laatasto, staattinen malli ja rasitukset



TULOKSIA:

max tuki	tuki 2	16,3 kNm
max kenttä	kenttä 1	12,8 kNm
max tukivoima		26,1 kN
Vmax		14,2 kN

Yhtenäinen laatasto mallinnetaan korkeana palkkina.

Mitoittavassa suunnassa staattinen malli vastaa jatkuvaa palkkia.

X-suunta	L	19,2 m	varmuuskertoimet ja yhdistelykerroin:
HGk		11 kN	hyöty 1,5
HQk		2,2 kN	pysyvät 1,15
q _p		0,55 kN/m ²	ψ ₀ 0,7
γ _e		0,85	
c _{pe,10}		0,8	
c _{pe,10}		0,5 (imu)	
h		3 m	
Pd		3,51 kN/m	
h		7,3 m	palkin staattisen mallin korkeus
Md		16,3 kNm	maksimi momentti murtorajatilassa - statiikkaohjelmalla esim.

3. Rengasteräkset

As	8,6 mm ²	$As = \frac{Md}{z * f_{sd}}$	ristikkomalli
z	4,38 m		
f _{yk}	500 N/mm ²		
γ _M	1,15		
f _{sd}	434,78 N/mm ²		

Tapaus	Mittaehto	z
Staatteisesti määrätty rakenne	$1 < L/h < 2$ $L/h \leq 1$	$z = 0,15h(3 + L/h)$ $z = 0,6L$
Jatkuvan palkin reunakenttä ja reunimmainen keskituki	$1 < L/h < 2,5$ $L/h \leq 1$	$z = 0,1h(2,5 + 2L/h)$ $z = 0,45L$
Jatkuvan palkin keskikentät ja keskimmäiset tuet	$1 < L/h < 3$ $L/h \leq 1$	$z = 0,15h(2 + L/h)$ $z = 0,45L$
Ulokkeet, L _n = ulokkeen vapaa mitta	$0,5 < L_n/h < 1$ $h \geq 2L_n$	$z = 0,8d$ $z = 1,2L_n$

taulukko momenttivarren z määrittämiseksi

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	3.5
vääntöraudoitus, deltapalkki (1 krs. Mod 14-16;c)	TARK ULK. TARK.	PÄIVÄYS	20.4.2011

Vääntöraudoituksen laskentavaiheet:

Lasketaan voimat, kuormitusyhdistelyssä huomioidaan edulliset ja epäedulliset kuormat, jossa F_1 on määräävä (suurempi kuormitusalue)

Määritetään etäisyydet e ja z (kts ohje)

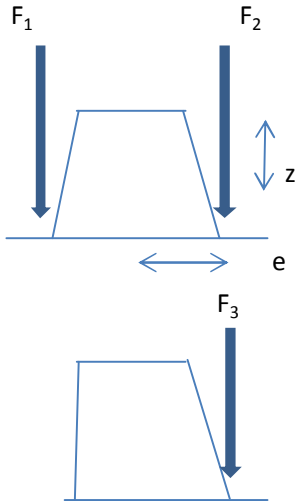
Lasketaan vaadittava teräsmäärä A_s

Lasketaan vaadittava ankkurointipituus

Lasketaan onnettomuustilassa kuormat $F_{1,onnet.}$ ja $F_{2,onnet.}$

TULOKSET:

MRT	A_s	64,4 mm ²	--> T12 k1200 L=2,8 m
	l_b	2,7 m	
ONNET.	A_{s1}	0 mm ²	
	A_{s2}	0 mm ²	
	l_b	0 m	



\$F_1\$ ja \$F_2\$ lasketaan käyttäen edullisia ja epäedullisia kuormia. \$F_1\$ puoleksi tulee valita suurempi kuormitusalue. \$G_k\$ ja \$Q_k\$ ovat kuormitusalueen tukireaktiot.

\$G_{k1}\$	26,0 kN/m
\$Q_{k1}\$	12,0 kN/m
\$G_{k2}\$	26,0 kN/m
\$G_{k3}\$	0,0 kN/m
\$Q_{k3}\$	0,0 kN/m
\$z\$	0,21 m
\$e\$	0,2 m
\$f_{yk} = \$	500 N/mm ²
\$h_{ol}\$	0,32 m

kts. Määritelmä alempana

kts. Määritelmä alempana

MRT

\$F_1 = \$	47,9 kN
\$F_2 = \$	23,4 kN
\$F_3 = \$	0,0 kN
Vd	29,4 kN

ONNETTOMUUS

\$F_{1,onnet.}\$	kN
\$F_{2,onnet.}\$	kN
\$F_{3,onnet.}\$	kN
Vd_{,onnet.}	0 kN

max

MRT

$$\begin{cases} F_1 = 1,15 G_k + 1,5 Q_k \\ F_1 = 1,35 G_k \\ F_2 = 0,9 G_k \end{cases}$$

Vaadittu teräsmäärä:

\$A_s = 64,4 \text{ mm}^2\$

$$A_s = \frac{Vd * e}{z * f_{yd}}$$

T 10	79 mm ²
T 12	113 mm ²
T 16	201 mm ²

- Vd laatan tukireaktio laatan leveydeltä
- e laatan tukipisteen sijainti palkin keskilinjasta
- z saumaterästen etäisyys laatan yläkangaksen keskilinjasta
- \$f_{yd}\$ saumateräksen laskentalujuus

\$f_{yd} = 434,78 \text{ N/mm}^2\$

Ankkurointipituus:

\$l_b = 1,2 \text{ m}\$

$$l_b = \frac{A_s * f_{yd}}{0,1MN/m^2} / h_{ol} > 1,2m$$

L yht.	D-400	2,8 m
yht.	D-300	2,7 m
	DR-310	1,5 m

0,1 MN/m² on elementtisauman kapasiteetti MRT:ssä

Onnettomuustarkastelu:

\$A_{s,1} = 0 \text{ mm}^2\$

$$A_{s,1} = \frac{Vd, onnet, * e}{z * f_{yk}}$$

\$A_{s,2} = 0 \text{ mm}^2\$

$$A_{s,2} = \frac{Vd, onnet.}{f_{yk}}$$

\$l_b = 0 \text{ m}\$

$$l_b = \frac{Vd, onnet. * 1,2m}{z * 0,15MN / m^2}$$

TIEDOT:	SUUN JHEL	NRO.	3.6
Sidejärjestelmän mitoittaminen	TARK ULK. TARK.	PÄIVÄYS	24.2.2011

Sidejärjestelmän laskentavaiheet:

Rakennepiirustus, jossa sidejärjestelmän mitoitettavat osat

Rengasraudoitus

Sisäiset siteet (saumaraudoitus)

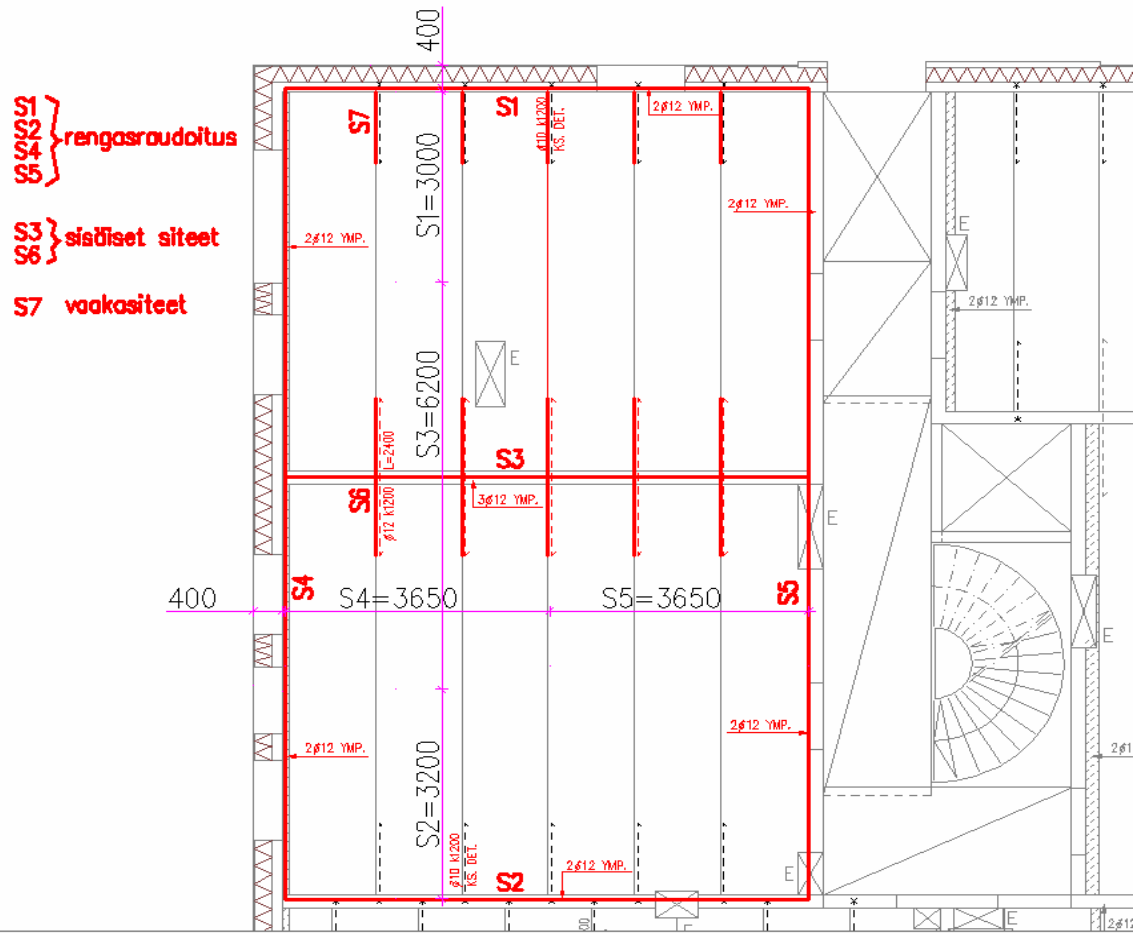
Seinien sidonta välipohjaan

Pystysuuntaiset siteet

TULOKSET:

S1	2T12		
S2	2T12		
S3	3T12		
S4	2T12		
S5	2T12		
S6	T12		
S7	T12		
S8	2 T16	+	2 PSK 20

SIDEJÄRJESTELMÄ



TULOKSET:

S1	2T12	
S2	2T12	
S3	3T12	
S4	2T12	
S5	2T12	
S6	T12	k1200
S7	T12	k1200
S8	2 T16	pystysiteet
	2 PSK 20	+ peruspultti
	HPM/P	+ jatkospultti

1. Rengasraudoitus**Kuormitukset**

$$g_k \quad \text{Ontelolaatta } 370 + 15 + \text{väliseinät} \\ = 5,6 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \text{ kN/m}^2 \quad 6,1 \text{ kN/m}^2 > 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k \quad 6,1 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{\text{tie,per}} \quad l_i \cdot q_1 > Q_2 \\ \rightarrow \quad l_i \cdot 10 \text{ kN/m} > 70 \text{ kN}$$

$$\text{kuitenkin: } F_{\text{tie}} \leq 150 \text{ kN}$$

$$T_i \quad s \cdot 20 \text{ kN/m} > 70 \text{ kN/m} \quad (\text{välipohjan paino yli } 200 \text{ kg/m}^2)$$

Kertymäleveydet:

$$s_1 \quad 3,000 \text{ m} \quad + 0,4 \text{ m}$$

$$s_2 \quad 3,200 \text{ m}$$

$$s_4 \quad 3,650 \text{ m} \quad + 0,4 \text{ m}$$

$$s_5 \quad 3,650 \text{ m}$$

Sidevoimat:

$$T_1 \quad S_1 \times 20 \text{ kN/m} \quad 68 \text{ kN}$$

$$T_2 \quad S_2 \times 20 \text{ kN/m} \quad 64 \text{ kN}$$

$$T_4 \quad S_4 \times 20 \text{ kN/m} \quad 81 \text{ kN}$$

$$T_5 \quad S_5 \times 20 \text{ kN/m} \quad 73 \text{ kN}$$

Teräksset: A500 HW fyk 500 N/mm²

$$As_1 \quad T_1 / 500 \text{ N/mm}^2 \quad 136 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad \boxed{2T12} \quad 226 \text{ mm}^2$$

$$As_2 \quad T_2 / 500 \text{ N/mm}^2 \quad 128 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad \boxed{2T12} \quad 226 \text{ mm}^2$$

$$As_4 \quad T_4 / 500 \text{ N/mm}^2 \quad 162 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad \boxed{2T12} \quad 226 \text{ mm}^2$$

$$As_5 \quad T_5 / 500 \text{ N/mm}^2 \quad 146 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad \boxed{2T12} \quad 226 \text{ mm}^2$$

2. Sisäiset siteet ja vaakasuuntaiset seinäsiteet

$$F_{\text{tie,int}} = (l_1 + l_2) / 2 * q_3 \geq q_4 \quad (\text{vähimmäisvoima})$$

$$\rightarrow (l_1 + l_2) / 2 * 20 \text{ kN/m} \geq 70 \text{ kN}$$

kuitenkin: $F_{\text{tie}} \geq q_4$
 $F_{\text{tie}} \leq 150 \text{ kN}$

l_1 ja l_2 ovat välipohjalaattojen jännemitat tuen kummallakin puolella

Keskituki:

$$S_3 = 6,200 \text{ m}$$

$$T_3 = S_3 * 20 \text{ kN/m} = 124 \text{ kN}$$

Teräksset: A500 HW fyk 500 N/mm²

AS_3	$T_3 / 500 \text{ N/mm}^2$	248 mm ²	-->	3T12	339 mm ²
AS_6	20 kN/m / fyk	40 mm ²	-->	T12	113 mm ²

Reunatuki:

Teräksset: A500 HW fyk 500 N/mm²

AS_7	20 kN/m / fyk	40 mm ²	-->	T12	113 mm ²
--------	---------------	--------------------	-----	-----	---------------------

Saumateräksset (AS_6 ja AS_7) tulisi eurokoodin epäselvyyksien vuoksi mitoittaa vielä Betoninormikortin 23 mukaisesti. Tässä sitä ei kuitenkaan tehdä.

3. Seinien sidonta välipohjaan

$$F_{tie} \quad 20 \text{ kN/m} \quad \leq \quad 150 \text{ kN} \quad (\text{EN 1992-1-1 s. 168})$$

Betonisaumat valetaan eri aikaan

Tutkitaan leikkausliitoksen kestävyys (EN 1992-1-1, 6.2.5)

Oletuksena: ei puristusjännityksiä, perustuu pelkästään vaarnan kestävyteen

3.1 Lähtötiedot:

3.1.1 Kuormat

Pd	0 kN/m	Seinään kohdistuva tasainen pystykuorma
Hd	92 kN	Poikittaisvoima
L	7,5 m	Seinän pituus
V	12,27 kN/m	Hd / L
σ_n	0 N/mm ²	Pd / b

3.1.2 Liittymäpinnat:

c	0
m	0,6
b	200 mm

3.1.3 Materiaalit

Betoni:

C30/37

f_{ck}	30 N/mm ²
f_{ctd}	1,35 N/mm ²
f_{cd}	17,00 N/mm ²
γ_M	1,2
α_{cc}	0,85

Teräs:

A 500 HW

f_{sd}	500,0 N/mm ²
Vaarnojen halk. d	20 mm
Vaarnojen k-jako s	1200 mm
Vaarnojen kulma α	90
As	314,16 mm ²
γ_M	1

Ohje liittymäpintojen määrittämiseksi:

	Hyvin sileä	Sileä	Karhea	Vaarnattu	Monoliittinen
c:	0,025	0,35	0,45	0,5	0,0625
μ_L :	0,5	0,6	0,7	0,9	1

2. Teräsvaarnan mitoittaminen

Mitoitusvoima $F_{tie} = 20 \text{ kN/m}$

(EN 1992-1-1 kohta 9.10.2.4)

Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo

(EN 1992-1-1 kohta 6.2.5)

$$V_{Rdi} = C f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{sd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 * v * f_{cd} \quad (6.25)$$

lujuuden pienennyskerroin

$$v = 0,528$$

$$v = 0,6 * (1 - f_{ck} / 250) \quad (6.6N)$$

c ja μ ovat kertoimia, jotka riippuvat rajapinnan karheudesta
 σ_n on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesti ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys, puristus positiivisena ja $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ sekä veto negatiivisena
 Kun σ_n on vetoa, tuille $c f_{ctd}$ käytetään arvoa 0

$$\rho = A_s / A_i$$

A_s on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala, johon kuuluu mahdollinen tavallinen leikkausraudoitus, joka on ankkuroitu riittävästi rajapinnan kummallekin puolelle

A_i on rajapinnan pinta-ala

$$V_{Rdi} \quad \mathbf{0,393} \text{ N/mm}^2 < 0,5v f_{cd} = \mathbf{4,488} \text{ N/mm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

$$78,54 \text{ kN/m} \quad \text{kerrottuna paksuudella (} V_{Rdi} * b \text{)}$$

$$V_{Rdi} \geq F_{tie}$$

$$78,54 \geq 20 \text{ kN/m} \quad \mathbf{OK}$$

$$\mathbf{Käyttöaste} \quad \mathbf{25 \%}$$

4. Pystysiteiden mitoitus

4.1 Kuormitukset

L	8,44 m
l1	3,9 m
l2	3,9 m

väliseinäelementin pituus
välipohjan kuormitusleveys
välipohjan kuormitusleveys (toinen puoli)

VP1 5,6 kN/m²

ontelolaatta 370 mm + 15 mm bet

$$g_{k,vseinä} b \cdot h \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,2 \text{ m} \cdot 2,6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$$

$$= 13 \text{ kN/m}$$

väliseinän omapaino (betoni 25 kN/m³)

$g_{k,vp1}$ 21,8 kN/m

välipohjan (VP1) kuorma, vasen puoli (l1)

$g_{k,vp2}$ 21,8 kN/m

välipohjan (VP1) kuorma, oikea puoli (l2)

qk 0,6 kN/m

hyötykuorma 2 kN/m²

Ψ_2 0,3 (EN-1990 6.4.3.3)
(NA taulukko A1.1)

F_{yht} 57,3 kN/m

$g_{k,vp1} + g_{k,vp2} + qk + g_{k,vseinä}$

F 483,4 kN

$F_{yht} + L$

4.2 Vaadittavat pystysiteet

Sijoitetaan teräset pystysaumoihin:

2 T16

201 kN

2 x 201 mm² x 500 N/mm²

T16

201 mm²

Lisäksi lisätään seinän kolmannespisteisiin seinäkengät:

2 PSK 20
HPM/P

314 kN

seinäkengä
jatkospultit

Teräs: 500 N/mm²
PSK 20 314 mm²

4.3 Käyttöaste

F ≤ pystysiteiden kapasiteetti (2 PSK + 2 T16)

2 PSK + 2 T16 = 515 kN (314 kN + 201 kN)

F 483,4 kN

Käyttöaste

94 %