

# BETONIELEMENTTIRAKENTEISEN KERROSTALON KOKONAISSTABILITEETIN TARKASTELU

Peitsa Rautio

Opinnäytetyö  
Huhtikuu 2014

Rakennustekniikan koulutusohjelma  
Tekniikan ja liikenteen ala





Tekijä(t) Rautio, Peitsa	Julkaisun laji Opinnäytetyö	Päivämäärä 16.05.2014
	Sivumäärä 75	Julkaisun kieli Suomi
		Verkkojulkaisulupa myönnetty ( X )
Työn nimi Betonielementtirakenteisen kerrostalon kokonaisstabiiliteetin tarkastelu		
Koulutusohjelma Rakennustekniikan koulutusohjelma		
Työn ohjaaja(t) Haapamaa, Hannu		
Toimeksiantaja(t) Insinööritoimisto Controlteam Oy		
Tiivistelmä <p>Rakennuksia suunniteltaessa on varmistettava, että rakennuksen muodonmuutoksien ja sortuman estämiseksi rakennuksen kokonaisstabiiliteetti on todennettu. Rakennusten monimuotoisuus ja yksityiskohtaisuus asettavat haasteita luotettavan mutta silti samalla johdonmukaisen ja ajallisesti tehokkaan suunnittelumenettelyn luomiselle.</p> <p>Rakennesuunnittelun asiantuntijayrityksen Insinööritoimisto Controlteam Oy:n toimeksiantona oli tutkimus- ja kehitysluontoinen työ, jonka päämääränä oli tuottaa ohjeluontoista rakennesuunnittelumateriaalia betonielementtirakenteisen kerrostalon kokonaisstabiiliteetin todentamiseen. Tutkimuksen tietoperustana käytettiin alan asiantuntijaohjeita, mitoitusnormeja, määräyksiä ja statiikan ja fysiikan laskentamenettelyjä.</p> <p>Suunnittelun perustana käytettiin teoreettista mallirakennusta, joka määrittelee mitoitusprosessin etenemisen ja lähtöarvot mitoitukselle. Muuttamalla mallirakennuksen lähtöarvoja, esimerkiksi ulkomittoja, opinnäytetyössä dokumentoitu mitoitusprosessi soveltuu myös muille samankaltaisille rakennuksille.</p> <p>Työn tuloksena syntyi opinnäytetyön dokumentoinnin mukainen opastava mitoitusmenettely.</p>		
Avainsanat (asiasanat) Staattinen tasapaino, kokonaisstabiiliteetti, eurokoodi, rakennesuunnittelu, rakennelaskelmat		
Muut tiedot		



Author(s) Rautio, Peitsa	Type of publication Bachelor's Thesis	Date 16.05.2014
	Pages 75	Language Finnish
		Permission for web publication ( X )
Title Examination of the static equilibrium of a prefabricated concrete multi-storey building		
Degree Programme Civil Engineering		
Tutor(s) Haapamaa, Hannu		
Assigned by Insinööritoimisto Controlteam Oy		
Abstract <p>The total static equilibrium of a building must be examined and verified to prevent deformation and collapse of structures. The diversity and fine detail of buildings create a challenge in making a reliable yet coherent and time effective design process for such a purpose.</p> <p>The assignment, commissioned by Insinööritoimisto Controlteam Oy, was to research the examination of the static equilibrium of a prefabricated concrete apartment building, and to create a designing process guide from the results. The research data was based on expert guidelines, design standards, construction regulations, and statics and physics calculation methods.</p> <p>The examination was based on a theoretical model of a building, which defines the design process and design values for calculation. The documented design process is also suitable for other, similar buildings by changing the design values of the theoretical building, for example its dimensions.</p> <p>The result of the research is this thesis of the design procedure.</p>		
Keywords Static equilibrium, eurocode, structural design, structural calculation		
Miscellaneous		

## SISÄLTÖ

1	Opinnäytetyön lähtökohdat.....	9
1.1	Tutkimustarve.....	9
1.2	Laskentakohteen esittely.....	9
1.3	Insinööritoimisto Controlteam Oy .....	11
2	Eurokoodi-standardit .....	12
2.1	Eurokoodi-standardien tausta .....	12
2.2	Eurokoodi Suomessa ja kansalliset liitteet .....	13
3	Kuormien määrittäminen .....	15
3.1	Rakenteiden luokitus .....	15
3.2	Pysyvien kuormien ominaisarvojen määrittäminen.....	15
3.3	Hyötykuormien ominaisarvojen määrittäminen.....	20
3.3.1	Käyttötarkoituksesta aiheutuvien kuormien määrittäminen.....	20
3.3.2	Lumikuorman ominaisarvon määrittäminen .....	20
3.3.3	Tuulikuorman ominaisarvojen määrittäminen .....	21
3.4	Kuormakaaviot .....	28
4	Kaatumisvarmuuden tarkastelu.....	29
4.1	Staattisen tasapainon rajatilaehdot .....	29
4.2	Staattisen tasapainon osavarmuusluvut ja yhdistelykertoimet .....	30
4.3	Betonirakenteiden stabiloiva vaikutus .....	32
4.4	Kaatumisvarmuuden kuormitustapaus 1 .....	35
4.4.1	Pysyvät kuormat .....	36
4.4.2	Muuttuvat kuormat .....	39

4.4.3	Kuormitusyhdistelmät ja stabiliteetin toteaminen .....	41
4.5	Kaatumisvarmuuden kuormitustapaus 2 .....	44
4.5.1	Pysyvät kuormat .....	45
4.5.2	Muuttuvat kuormat .....	46
4.5.3	Kuormitusyhdistelmät ja stabiliteetin toteaminen .....	48
5	Muodonmuutosten estäminen .....	49
5.1	Kuormien jakautumisen määrittäminen, rakennuksen jäykistäminen mastoseinillä .....	49
5.2	Vaakavoimien ja suhteellisten jäykkyyksilukujen määrittäminen.....	52
5.3	Laataston siirtymä ja kiertymä .....	54
5.4	Jäykistävien seinien kuormitukset .....	56
5.5	Osamaston taipuman laskenta.....	58
5.6	Osamaston juuren taivutusrasitus ja stabiliteetti .....	62
6	Pohdinta ja johtopäätökset .....	67
6.1	Eurokoodien käytön haasteet suunnittelutyössä .....	67
6.2	Laskentatulosten tulkinta.....	68
6.3	Tavoitteiden täyttyminen .....	69
	Lähteet .....	70
	Liitteet.....	72
	Liite 1. Rakennetyypit.....	72

## KUVIOT

KUVIO 1.	Esimerkkirakennuksen havainnollistaminen .....	11
KUVIO 2.	Kertoimen $c_{f0}$ määrittävä kuvaaja .....	23
KUVIO 3.	Kertoimen $\Psi_\lambda$ määrittävä kuvaaja .....	23

KUVIO 4. Kaikkien rakennukseen kohdistuvien muuttuvien kuormien esittäminen, leikkaus .....	28
KUVIO 5. Kaikkien rakennukseen kohdistuvien pysyvien kuormien esittäminen, leikkaus .....	28
KUVIO 6. Kaatumisvarmuuden staattisen tasapainon rakennemalli, stabiloivat kuormat .....	33
KUVIO 7. Kaatumisvarmuuden staattisen tasapainon rakennemalli, ensimmäinen kuormitustapaus, stabiliteettia heikentävät kuormat ja stabiliteettia parantava maanpaine.....	36
KUVIO 8. Kaatumisvarmuuden staattisen tasapainon rakennemalli, toinen kuormitustapaus, stabiliteettia heikentävät kuormat.....	45
KUVIO 9. Jäykistävien seinien laskennassa käytettävän esimerkkirakennuksen havainnekuva.....	50
KUVIO 10. Rakennuksen hoikemmassa suunnassa jäykistävien seinien havainnollistaminen.....	50
KUVIO 11. Rakennuksen leveämmässä suunnassa jäykistävien seinien havainnollistaminen.....	50
KUVIO 12. Koordinaatitot ja kiertymäkeskiön havainnollistaminen.....	51
KUVIO 13. Osamaston staattinen malli .....	59
KUVIO 14. Periaatekuva taivutuksen aiheuttamasta muodonmuutoksesta osamastoon.....	60
KUVIO 15. Osamaston juuren voimajärjestelmän havainnekuva .....	62
KUVIO 16. Osamaston kerroksittainen pystysuuntaisten kuormien kertymäalue .....	62
KUVIO 17. Osamaston juuren jännityskuvaaja.....	66

## TAULUKOT

TAULUKKO 1. Esimerkkirakennuksen rakennetyyppien aiheuttamat neliökuormat .....	16
TAULUKKO 2. Esimerkkirakennuksen rakennetyyppien aiheuttamat viiva-kuormat .....	17
TAULUKKO 3. Epäkeskisyyksistä aiheutuvat omapainon lisävaakavoimat .	19
TAULUKKO 4. Epäkeskisyyksistä aiheutuvat pystysuuntaisten hyötykuormien lisävaakavoimat.....	27
TAULUKKO 5. Staattisen tasapainon rajatilan kuormien mitoitusarvojen määrittäminen (SFS-EN + A1 + AC 1990 2006, 88).....	31
TAULUKKO 6. Muuttuvien kuormien yhdistelykertoimet (Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakennuksessa 2007, 2)	32
TAULUKKO 7. Yhdistelykertoimet, momenttivaikutukset, kuormitustapaus 1 .....	43
TAULUKKO 8. Kuormitusyhdistelmät, kuormitustapaus 1.....	43
TAULUKKO 9. Jäykistävien x-suuntaisten seinien kuormitukset.....	56
TAULUKKO 10. Jäykistävien y-suuntaisten seinien kuormitukset.....	56

## KAAVAT

Kaava	Sivu	Lähde	Tunnus lähteessä
(3.1)	17	SFS-EN 1997-1 + AC 2005	(9.1)
(3.2)	18	SFS-EN 1992-1-1 + AC 2005	(5.1)
(3.3)	18	SFS-EN 1992-1-1 + AC 2005	
(3.4)	18	SFS-EN 1992-1-1 + AC 2005	
(3.5)	19	SFS-EN 1992-1-1 + AC 2005	(5.3a)

Kaava	Sivu	Lähde	Tunnus lähteessä
(3.6)	21	SFS-EN 1991-1-1-3 + AC 2004	(5.1)
(3.7)	21	SFS-EN 1991-1-1-4 + AC + A1 2011	(5.4)
(3.8)	22	SFS-EN 1991-1-1-4 + AC + A1 2011	(7.9)
(3.9)	24	SFS-EN 1991-1-1-4 + AC + A1 2011	(7.28)
(3.10)	24	SFS-EN 1991-1-1-4 + AC + A1 2011	(4.9)
(3.11)	25	SFS-EN 1991-1-1-4 + AC + A1 2011	(4.10)
(3.12)	25	SFS-EN 1991-1-1-4 + AC + A1 2011	(4.1)
(3.13)	26	SFS-EN 1992-1-1 + AC 2005	(5.1)
(4.1)	33		
(4.2)	34		
(4.3)	34		
(4.4)	34		
(4.5)	37		
(4.6)	38		
(4.7)	39		
(4.8)	40		
(4.9)	40		
(4.10)	41		
(4.11)	45		
(4.12)	47		
(4.13)	47		
(5.1)	52		
(5.2)	53		
(5.3)	54	Rakennuksen jäykistyksen laskentaperiaatteet 2010	(3.11)
(5.4)	54	Rakennuksen jäykistyksen laskentaperiaatteet 2010	(3.11)



Kaava	Sivu	Lähde	Tunnus lähteessä
(5.5)	55	Rakennuksen jäykistyksen laskentaperiaatteet 2010	(3.10)
(5.6)	55	Rakennuksen jäykistyksen laskentaperiaatteet 2010	(3.13)
(5.7)	59		
(5.8)	60	Rakennuksen jäykistyksen laskentaperiaatteet 2010	(3.1)
(5.9)	61		
(5.10)	64		
(5.11)	65		

## TERMIT JA MÄÄRITELMÄT

### **Betonisandwich-elementti**

esivalmisteinen rakennekokonaisuus, jossa kahden betonikuoren välissä on lämmöneriste tai muita rakenneosia

### **Ei-kantava rakenne**

rakennusta täydentävät rakenteet, jotka eivät osallistu rakennuksen kuormien siirtämiseen tai jäykistämiseen

### **Elementtirakentaminen**

rakennustapa, jossa rakennusosakokonaisuudet esivalmistetaan ja asennetaan rakennusvaiheessa

### **Hyötykuorma**

rakennuksen käyttötarkoituksen mukaisesta käytöstä aiheutuva kuorma, lumi-kuorma tai tuulikuorma, joka oletetaan muuttuvaksi

### **Juoksumetri**

tasossa kuvatun rakenteen pituus metreinä

**Kantava rakenne**

rakenneosien järjestelmällinen yhdistelmä, joka on suunniteltu kantamaan kuormia ja jolla on riittävä jäykkyys

**Kelluva laatta**

(betoni-)laattarakenne, joka on mekaaniselta toiminnaltaan erotettu ympäröivistä pystyrakenteista

**Kuormakaavio**

kuorman sijainnin, suuruuden ja suunnan määrittely ja esittäminen

**Kuormitustapaus**

mitoitustilanne, jossa todellisia olosuhteita edustavat kuormat ovat esitetty

**Käyttörajatila**

raja, jonka ylittämisen jälkeen rakenteelle tai rakenneosalle asetetut käyttökel-  
poisuusvaatimukset eivät enää täyty

**Liitos**

rakennejärjestelmän osa jonka tehtävä on siirtää rakenneosien kuormia

**Lujuus**

materiaalin mekaaninen ominaisuus joka ilmaisee sen kykyä kestää kuormia

**Maanvarainen rakenne**

perus- tai täyttömaalle rakennettu rakenne

**Mitoitusarvo**

arvo, joka saadaan kertomalla kuorman edustava arvo osavarmuusluvulla

**Murtorajatila**

sortumiseen tai muuhun sen kaltaiseen rakenteen vaurioitumistapaan liittyvä  
raja jonka ylitettyään rakenne ei enää täytä sille suunniteltuja kantavuus- ja  
jäykkyyksivaatimuksia

**Muuttuva kuorma**

ks. Hyötykuorma

**Määräävä kuormitustapaus**

mitoitustilanne, jossa rakenteelle epäedullisin todellisia olosuhteita edustava  
kuormitustapaus on esitetty

**Neliökuorma**

rakennemallissa pinta-alalle kohdistuva kuorma

**Omapaino**

kiinteiden rakenteiden aiheuttama pysyvä kuorma jota ei oleteta muuttuvaksi

**Ominaisarvo**

kuormaa ensisijaisesti edustava arvo

**Ontelolaatta**

esivalmisteinen jännitetty betonilaatta

**Osavarmuusluku**

kerroin, jolla otetaan huomioon mahdolliset epäedulliset poikkeamat suunnitelmien ja toteutuneen rakenteen välillä

**Pysyvä kuorma**

ks. Omapaino

**Rakennejärjestelmä**

kantavien rakenneosien ja niiden välisten liitosten muodostama rakennekokonaisuus

**Rakennemalli**

rakennejärjestelmän malli jota käytetään analyysia, suunnittelua ja vaatimustenmukaisuuden osoittamista varten

**Rakennetyyppi**

rakennusmateriaaleista koottu nimellinen rakenneosa

**Viivakuorma**

rakennemallissa viivamaisesti pituudelle kohdistuva kuorma

**Yhdistelykerroin**

kerroin, joka kuvastaa yhtä aikaa vaikuttavien muuttuvien kuormien vaihtelevuutta

# **1 OPINNÄYTETYÖN LÄHTÖKOHDAT**

## **1.1 TUTKIMUSTARVE**

Rakennesuunnittelu on rakennussuunnittelun osa-alue, joka keskittyy rakennuksen rakennetekniikan tarkasteluun eli rakennuksen määrittelemiseen rakennefysiikan ja rakenteen mekaanisen toiminnan ja kestävyuden osalta. Rakennesuunnittelun tavoitteena on tuottaa toteuttamiskelpoisia suunnitelma-asiakirjoja rakennustyötä varten. Toteuttamiskelpoisuuden arviointikriteerit määrittelee rakennusalalla yleisesti tunnustetut standardit ja ohjeet, joita laatii Suomessa ympäristöministeriö (L 5.2.1999/132, 13§).

Opinnäytetyön lähtökohtana oli Controlteam Oy:n asettama toimeksianto, jonka päämääränä oli tarkastella rakennuksen kokonaisstabiliteettia Euroopan rakennusteknisen mitoitusjärjestelmän, Eurocode-järjestelmän (eurokoodi), menetelmin. Suomen ympäristöministeriön pitkäaikainen tavoite on ollut uudistaa Suomen kansallinen Rakennusmääräyskokoelma noudattamaan eurokoodin mukaisia mitoitusapoja, ja toimeksiannon tutkimustarve muodostui eurokoodin mukaisen mitoitusprosessin selvittämisestä rakennuksen kokonaisstabiliteetin osalta. Opinnäytetyön päämääränä oli tuottaa eurokoodin mukaista tutkimus- ja ohjeluontoista rakennesuunnittelumateriaalia toimeksiantajan valitsemasta kohteesta, materiaalin lopputavoitteena sen hyödyntämiskelpoisuus vastaavan luontoisissa suunnittelutehtävissä.

## **1.2 LASKENTAKOHTEN ESITTELY**

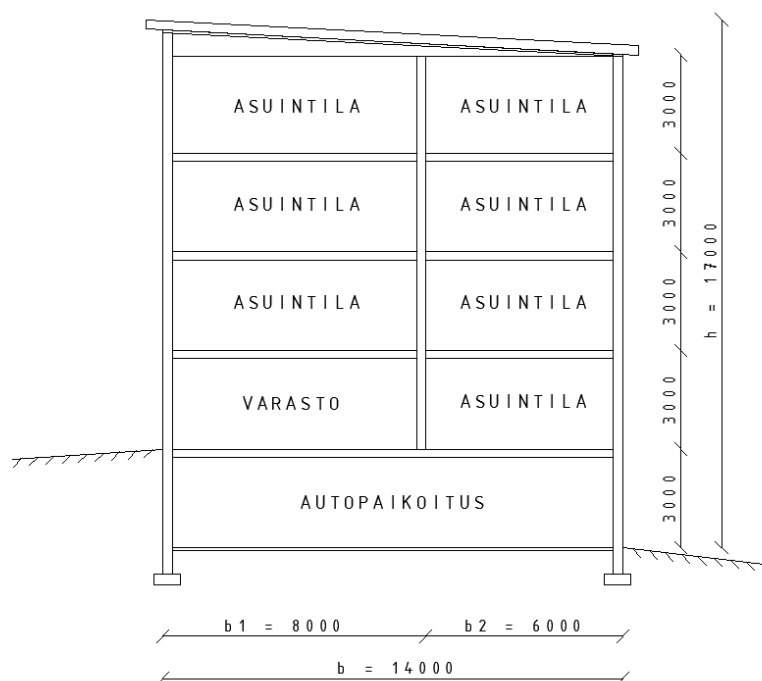
Suunnittelun kohteena oli teoreettinen viisikerroksinen betonielementtirakenneinen asuinkerrostalo, jonka alimmassa kerroksessa on autopaikoitustila ja ensimmäisessä kerroksessa varastotila. Teoreettisen rakennemallin etu on,

että esimerkkirakennuksen mukaiset suunnitteluperiaatteet soveltuvat myös muihin samankaltaisiin suorakulmaisiiin rakennuksiin. Esimerkiksi rakennuksen ulkomittoja, kerroslukua ja siihen kohdistuvia rasituksia muuttamalla voidaan suunnitella tasakattoisia betonirakenteisia teollisuushalleja tai pientaloja.

Esimerkkirakennuksen kantava runko on betonielementtisandwichseinien ja ontelolaattakenttien muodostama rakennejärjestelmä, toisin sanoen välipohjien kantavina rakenteina käytetään ontelolaattoja, jotka tukeutuvat kantaviin ulko- tai väliseiniin, jotka johtavat kuormat kerroksittain alaspäin anturoille. Alimman autopaikotuskerroksen toiselle pitkälle ulko-/kellariseinälle kohdistuu maanpaine koko kerroksen korkeudelta. Rakennus on laskennallisesti määräämättömän pitkä ja 14 metriä leveä, kerroskorkeus on 3 metriä ja rakennuksen kokonaiskorkeus on 17 metriä sokkelin alareunasta. Staattisessa kaatumistarkastelussa rakennuksen tarkastelupituutena pidetään yhtä metriä.

Rakennuksen lämpöliikkeiden aiheuttama kuormitus estetään liikuntasaumoin. Rakennuksen katto on loivasti kallistettu tasaisena pidettävä katto ja alapohja on maanvaraisesti perustettu teräsbetonilaatta.

Laskennan perusteena toimiva teoreettinen rakennus ja sen ratkaisevat mitat on havainnollistettu kuviossa 1. Rakennus sijoittuu Keski-Suomeen ja sen oletetaan sijoittuvan tyypilliselle esikaupunkialueelle.



KUVIO 1. Esimerkkirakennuksen havainnollistaminen

### 1.3 INSINÖÖRITOIMISTO CONTROLTEAM OY

Insinööritoimisto Controlteam Oy on Jyväskylässä toimiva rakennesuunnittelun ja rakennuttamisen palveluja tarjoava asiantuntijayritys. Vuonna 2013 Insinööritoimisto Controlteam Oy:n osakekanta siirtyi Wise Group Finland-konsernin omistukseen. Kirjoitushetkellä Insinööritoimisto Controlteam Oy työllistää 30 henkilöä.

Controlteam Oy:n antaman toimeksiannon taustalla on yksinkertaisen ja toimivan stabiliteetilaskentamenetelmän puute. Stabiliteetilaskelmien suorittaminen on ollut työlästä ja aikaa vievää ja stabiliteetilaskentamenetelmän selkeyttäminen ja esimerkkilaskelmien luonti toimii täten toimeksiantajan eduksi keventämällä työtaakkaa.

## 2 EUROKOODI-STANDARDIT

### 2.1 EUROKOODI-STANDARDIEN TAUSTA

*Eurokoodit (Eurocode) ovat kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia eurooppalaisia standardeja, joiden soveltaminen eri maissa vaatii kansallisten liitteiden laatimista. Suomessa liitteiden laatimisesta vastaa ympäristöministeriö lukuun ottamatta muille hallinnonaloille kuuluvia osia, kuten siltarakenteita.*

*Eurokoodi-sarja koostuu 58 osasta. Eurokoodit sisältävät kokonaisvarmuuden määrittämisperiaatteet, erilaiset kuormat (kuten hyöty-, lumi- ja tuulikuormat), lämpö-, onnettomuus- ja nosturikuormitukset sekä yksityiskohtaiset ohjeet eri rakennusmateriaaleille. (Tietoa eurokoodeista, Ympäristöministeriö 2006)*

Vuonna 1975 Euroopan yhteisö päätti rakennustekniikkaan liittyvästä toimenpideohjelmasta, jonka tavoitteena oli kaupan teknisten esteiden poistaminen ja teknisten vaatimusten yhdenmukaistaminen. Tämän ohjelman puitteissa komissio ryhtyi toimenpiteisiin, joiden tarkoituksena oli saada aikaan rakennusten sekä maa- ja vesirakennuskohteiden suunnittelua varten yhdenmukaistetut tekniset säännöt, jotka aluksi toimisivat vaihtoehtona jäsenvaltioissa voimassa oleville kansallisille säännöille ja lopulta korvaisivat ne. Toimenpideohjelman tuotoksena syntyi eurokoodien ensimmäinen sukupolvi 1980-luvulla (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, 12) ja niitä kehitetään edelleen.

Eurokoodien asema ja käyttötarkoitus vaatii EU:n ja EFTAn jäsenvaltioiden tunnustavan eurokoodien toimivan viiteasiakirjoina, joita käytetään osoittamaan rakennusten täyttävän olennaiset vaatimukset erityisesti mekaanisen lujuuden, vakavuuden, muodonmuutosten sekä paloturvallisuuden osalta. Lisäksi eurokoodeja käytetään perustana rakennusurakoiden ja rakentamiseen

liittyvien tekniikan alojen urakoiden määrittelyyn sekä rakennustuotteiden yhdenmukaistettujen teknisten eritelmien laatimisen puitteina (harmonisoidut EN-tuotestandardit, hEN) (mts. 12).

Eurokoodistandardit perustuvat valtaosin rajatila- ja osavarmuuslukumenetelmään (mts. 16). Rajatilamenetelmän periaate käsittää kaksi mitoitustilaa: murtorajatilan ja käyttörajatilan. Kaikki ihmisten turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat tulee luokitella murtorajatiloiksi. Käyttörajatiloiksi tulee luokitella rajatilat, jotka liittyvät rakenteen toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen sekä rakennuskohteen ulkonäköön ja käyttökelpoisuuteen (mukaan lukien koneiden ja talotekniikan toimivuus) (mts. 52 - 54).

Osavarmuuslukumenetelmä erottaa eri kuormien aiheuttamat rasitukset ja asettaa kuormien ominaisarvoille kuormitustapauksista riippuvat osavarmuusluku- ja yhdistelykertoimet, jotka määräytyvät tarkasteltavan rajatilan perusteella. Menetelmä pyrkii varmistamaan suunnitelmien turvallisuuden tutkimalla rakenteelle epäedullisinta mitoitustilannetta ja suurimpia rasituksia. Osavarmuuslukumenetelmän luonteen johdosta kutakin rakenneosaa suunnitellessa on tarpeen tehdä vertaileva mitoitus kustakin mahdollisesta osavarmuusluku- ja yhdistelykerroinyhdistelmästä. Suunnittelijan on pystyttävä osoittamaan, ettei rakennemalleissa ylitetä mitään rajatilaa, kun käytetään eurokoodin mukaisia mitoitusarvoja (mts. 56) sekä että käytetyt rakennemallit vastaavat käytäntöä ja tunnettua rakennetekniikan teoriaa (mts. 66).

## **2.2 EUROKOODI SUOMESSA JA KANSALLISET LIITTEET**

Ympäristöministeriö antoi vuonna 2006 lausunnon, jossa ilmaistiin Eurokoodijärjestelmän mukaisen mitoitusmenetelmän tulevan voimaan Suomessa vuonna 2007 ja Rakentamismääräyskokoelman B-osasta luovuttavan vuoteen 2010 mennessä (Faktaa rakentamisesta 1/2006). 15.10.2007 annettu asetus



mahdollisti ensimmäisten talonrakennusta koskevien eurokoodien käytön 1.11.2007 alkaen (Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakennuksessa, 2007). Tämän tekstin kirjoitushetkellä Suomen lain mukaan Rakentamismääräyskokoelma sisältää virallisen säännösten rakentamista koskien (L 5.2.1999/132, 13§), ja nykyisessä muodossaan Rakentamismääräyskokoelma mahdollistaa vanhojen mitoitustapojen käytön. Alkuperäinen päämäärä Rakentamismääräyskokoelman B-osan rinnakkaiskäytön lakkauttamisesta ei siis toteutunut.

Ympäristöministeriö on tehnyt Rakennusmääräyskokoelma-asetuksien muutoksesta ehdotusluonnoksen 17.4.2013, jonka päämääränä on hylätä vanhat mitoitusmenettelyt ja adoptoida eurokoodi hyväksyttävänä ratkaisuna kantavien rakenteiden mitoituksessa (Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista, luonnos 17.4.2013, 2013). Ehdotusluonnoksen lausuntokierros on päätynyt ja johtanut asetusluonnokseen 10.10.2013 (Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista, luonnos 10.10.2013, 2013).

Eurokoodijärjestelmän kansalliset liitteet ovat rakennusalan asiantuntijatahojen yhteistyössä luomia asiakirjoja, jotka sisältävät eurokoodistandardeja täydentäviä parametreja. Kansalliset liitteet voivat sisältää tietoa vain niistä parametreista, jotka on jätetty eurokoodissa vapaaksi kansallista valintaa varten. Näitä parametreja ovat esimerkiksi eurokoodeissa valittavaksi jätetyt tunnukset, käytettävä menettely, kun eurokoodi antaa menettelylle vaihtoehtoja sekä maalle tunnusomaiset yksityiskohdat esim. lumikartta ja maantieteelliset tiedot. Mikäli kansallinen liite antaa vaihtoehtoisen menettelyn tai parametrin on sitä käytettävä kyseisessä maassa rakennettavien rakennusten suunnittelussa (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, 14). Suomessa eurokoodien kansallisten liitteiden laatimisesta vastaa ympäristöministeriö.

Eurokoodijärjestelmän ja Rakennusmääräyskokoelman B-osan mukaisia mitoitustapoja ja mitoitusarvoja ei saa käyttää ristiin yhtä tai useampaa rakennet-

ta tai rakennekokonaisuutta mitoittaessa. Tässä opinnäytetyössä käytettiin ainoastaan eurokoodijärjestelmän mukaisia mitoitusapoja.

### **3 KUORMIEN MÄÄRITYS**

#### **3.1 RAKENTEIDEN LUOKITUS**

Rakennukselle on annettava seuraamusluokka, joka perustuu rakennuksen käyttötarkoitukseen tai käyttötarkoituksiin liittyvien riskien arviointiin. Riskien arvioinnissa pyritään selvittämään mahdollisten vahinkojen suuruusluokka ihmisille, omaisuudelle tai ympäristölle. Riski suurista menetyksistä aiheuttaa tarpeen lisätä laskennan varmuutta kuormakertoimella (SFS-EN + A1 + AC 1990 2006, 136 - 138).

Seuraamusluokkia on kolme: CC1, CC2 ja CC3. Menetykset otaksutaan luokassa CC1 vähäisiksi, luokassa CC2 keskisuuriksi ja luokassa CC3 suuriksi (mt.).

Esimerkkirakennus sisältää asuintiloja, varastotiloja ja ajoneuvojen paikoitustiloja. Tämä osoittaa rakennuksen seuraamusluokaksi CC2. Seuraamusluokkaan CC2 liitetty luotettavuusluokka RC2 asettaa kuormille luotettavuuden tasoluokituksen kuormakertoimen  $K_{FI} = 1,0$  (mt.).

#### **3.2 PYSYVIEN KUORMIEN OMINAISARVOJEN MÄÄRITYS**

Rakenteiden pysyvät kuormat, ns. omapaino, määritetään rakennetyyppien aiheuttamasta kuormasta, joka lasketaan nimellismittojen ja tilavuuspainojen

perusteella pintaneliometriä kohden. Opinnäytetyön esimerkkikohteessa esiintyvien rakennetyyppien aiheuttamat neliökuormat esitetään taulukossa 1.

TAULUKKO 1. Esimerkkirakennuksen rakennetyyppien aiheuttamat neliökuormat

Nimike	Kuvaus	Omapaino $g_k$	Käyttökohteet
YP1	Ontelolaattayläpohja	6,25 kN/m <sup>2</sup>	Yläpohjarakenne
US1	Betonisandwich-ulkoseinäelementti	5,8 kN/m <sup>2</sup>	Ulkoseinät
VP1	Ontelolaattavälipohja	6,25 kN/m <sup>2</sup>	Välipohjarakenne
VS1	Betonielementtäväliseinä	4,5 kN/m <sup>2</sup>	Kantavat / jäykistävät / huoneistoja jakavat väliseinät

Rakennuksen alapohja ei maanvaraisena laattana osallistu rakennuksen jäykistämiseen tai liitosten mekaaniseen mitoitukseen. Rakennetyypit on eritelty tarkemmin liitteessä 1. Materiaalien tilavuuspainot on määritetty SFS-EN 1991-1-1 + AC 2002 opastavan liitteen A mukaan.

Rakennuskohteen asuinkerrosten kerroskorkeus ja ulkoseinien rakennemallin mukainen korkeus on 3 metriä. Väliseinien korkeudeksi muodostuu 2,58 metriä (kerroskorkeus vähennettynä välipohjarakenteen korkeudella 0,42 metriä). Seinien aiheuttamat pituussuuntaiset viivakuormat kerrosta kohden esitetään taulukossa 2.

TAULUKKO 2. Esimerkkirakennuksen rakennetyyppien aiheuttamat viivakuormat

Nimike	Kuvaus	Omapaino $G_k$	Käyttökohteet
US1	Betonisandwich- ulkoseinäelementti	17,4 kN/m	Ulkoseinät
VS1	Betonielementtiväliseinä	11,6 kN/m	Jäykistävät väliseinät

Staattisessa laskennassa väliseinälinjaan kuuluu kaksi betonielementtiväliseinää muodostaen pituussuuntaisen käytävän. Painopiste on näiden seinien puolivälissä ja niiden muodostama kokonaispistekuorma on 23,2 kN/m.

Täytemaasta aiheutuvia kuormia tulee pitää pysyvinä kuormina (SFS-EN 1991-1-1 + AC 2002, 18). Jos on odotettavissa, että täytemaa tiivistyy tai kylästyy vedellä on käytettävä tilavuuspainon ominaisarvona yläraja- ja alaraja-arvoja tarkasteltavan mitoitustilanteen mukaan (mts. 26). Oletetaan, että täytömaan tilavuuspainon ominaisarvo normaalitilassa  $\gamma$  on 20 kN/m<sup>3</sup> ja vedellä kyllästetyssä tilassa  $\gamma_{sat}$  on 22 kN/m<sup>3</sup>. Maan leikkauskestävyyskulman ominaisarvo  $\phi'_k$  on 37°. Seinä ei liiku suhteessa maanpohjaan, joten maanpaine tulee laskea lepojännitustilassa (SFS-EN 1997-1 + AC 2005, 94). Lepopainekerroin  $K_0$ :

$$K_0 = (1 - \sin \phi') * \sqrt{OCR} \quad (3.1)$$

missä

OCR on ylikonsolidaatioaste

Ylikonsolidaatioastekerrointa ei käytetä erittäin korkeilla konsolidaatioasteen arvoilla, esimerkiksi seinänvierustäytöissä. Täten  $\sqrt{OCR} = 1$  ja  $K_0 = 0,399$ .

Mittaepätarkkuuksista johtuva betonirakenteisen rakennuksen vinouden aiheuttama lisävaakakuorma otetaan huomioon SFS-EN 1992-1-1 + AC kaavasta (5.1) saatavalla kertoimella  $\theta_i$ :

$$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m \quad (3.2)$$

missä

$\theta_0$  on perusarvo 1/200

$\alpha_h$  on pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin

$\alpha_m$  on rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1 \quad (3.3)$$

$$\frac{2}{\sqrt{L}} = 1,41 \rightarrow \alpha_h = 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * (1 + \frac{1}{m})} \quad (3.4)$$

missä

$m$  on kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakennesien määrä (valitaan  $m = 10 \rightarrow \alpha_m = 0,74$ )

Täten  $\theta_i = 1/270$ .

Mittaepätarkkuuksista aiheutuva omapainojen vaakakuorma kerrosta kohden lasketaan seuraavasti:

$$H_{g,k,j} = \sum_0^j \theta_i * g_{k,j} \quad (3.5)$$

missä

$g_{k,j}$  on kutakin kerroksessa vaikuttavaa pystysuuntaista omapainokuormaa edustava arvo

Täten kunkin kerroksen alapuoliselle rakenteelle (asuinkerroksissa välipohja, väliseinät ja ulkoseinät, yläpohjassa yläpohjarakenne) määritetään kiinteiden rakenteiden epäkeskisyyksistä aiheutuvat vaakasuuntaiset lisäkuormat, joita pidetään pysyvinä (ks. taulukko 3).

TAULUKKO 3. Epäkeskisyyksistä aiheutuvat pysyvien kuormien lisävaakavoimat

Kerros	$H_{g,j,k}$
1	0,702 kN/m
2	0,702 kN/m
3	0,702 kN/m
4	0,702 kN/m
Yläpohja	0,324 kN/m

Lisävaakavoimat aiheuttavat tarkasteltavasta rakenteesta riippuen aina epäedullisen vaikutuksen. Mittaepätarkkuuksista aiheutuvia kuormia ei voida pitää rakennusta stabiloivana tekijänä.

### 3.3 HYÖTYKUORMIEN OMINAISARVOJEN MÄÄRITYS

#### 3.3.1 KÄYTTÖTARKOITUKSESTA AIHEUTUVIEN KUORMIEN MÄÄRITYS

Rakennuskohteen pääasiallinen käyttötarkoitus on toimia asuinrakennuksena. Neliökuorma on asuintiloille  $q_{1,k} = 2,0 \text{ kN/m}^2$  (SFS-EN 1991-1-1 + AC 2002, 30) sekä ensimmäisessä kerroksessa sijaitsevalle häkkivarastotilalle  $q_{2,k} = 7,5 \text{ kN/m}^2$  (mts. 34).

Rakennuksen alimman kerroksen maanpaineiselle kohdistuva hyötykuorma aiheutuu liikennöidystä piha-alueesta. Kuorman arvo  $q_{piha,k,0} = 5 \text{ kN/m}^2$  (mts. 40).

#### 3.3.2 LUMIKUORMAN OMINAISARVON MÄÄRITYS

Kattojen lumikuormat määritetään seuraavasti (SFS-EN 1991-1-3 + AC 2004, 26):

$$s = \mu_i C_e C_t S_k \quad (3.6)$$

missä

$s$	on katon lumikuorma
$\mu_i$	on lumikuorman muotokerroin
$C_e$	on tuulensuojaisuuskerroin
$C_t$	on lämpökerroin
$S_k$	on maanpinnan lumikuorman ominaisarvo

Rakennus sijaitsee normaaleissa maasto-olosuhteissa, joissa ei voida olettaa tuulen poistavan merkittävästi lunta katolta. Yläpohja ei ole lasikatteinen ra-

kenne ja rakennuksen loivalla, tasakattomaisella katolla käytetään lumen pu-  
toamisesteitä. Täten voidaan käyttää seuraavia arvoja:

$$\mu_i = 0,8 \quad (\text{SFS-EN 1991-1-3 2004, 30})$$

$$C_e = 1,0 \quad (\text{SFS-EN 1991-1-3 2004, 28})$$

$$C_t = 1,0 \quad (\text{SFS-EN 1991-1-3 2004, 28})$$

Lumikuorman ominaisarvo maan pinnalla, Keski-Suomi (Ympäristöministeriön  
asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakentamisessa, 2007):

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

Rakennuksen katolle kohdistuvan lumikuorman ominaisarvo:

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

### 3.3.3 TUULIKUORMAN OMINAISARVOJEN MÄÄRITYS

Rakennuksen jäykistämiseen tai kuormien johtamiseen (ts. kokonaisstabiili-  
teettiin) osallistuvan rakenteen osalta tuulenpaineesta aiheutuvat kuormat  
määritetään kaavalla (5.3) (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2011, 44):

$$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref} \quad (3.7)$$

missä



$F_w$	on rakenteeseen kohdistuva tuulikuorma
$c_s c_d$	on rakennekerroin
$c_f$	on voimakerroin
$q_p(z_e)$	on puuskanopeuspaine korkeudella $z_e$
$A_{ref}$	on tuulikuorman vaikutusala riippuen tarkasteltavasta rakenneosasta ja kuormitustapauksesta

SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2011 s. 48 mukaan muuttujalle  $c_s c_d$  voidaan käyttää seuraavaa arvoa:

$$c_s c_d = 1$$

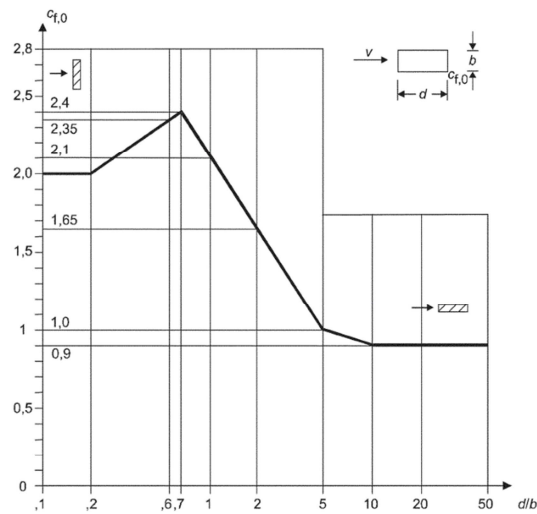
Voimakertoimen  $c_f$  arvo määritetään käyttäen SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2011 s. 112 kaavaa (7.9):

$$c_f = c_{f,0} * \Psi_r * \Psi_\lambda \quad (3.8)$$

missä

$c_{f,0}$	on teräväsärmäisen rakennepoikkileikkauksen voimakerroin kun ohivirtaus jätetään huomiotta
$\Psi_r$	on pyöreäsärmäisen rakennepoikkileikkauksen piennyskerroin
$\Psi_\lambda$	on rakenneosan päätevaikutuskerroin, jonka avulla rakenneosan pään ohittava ilmavirtaus otetaan huomioon

Kerroin  $c_{f,0}$  määritetään SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2011 s. 114 kuvan 7.23 mukaisesti (kuvio 2):



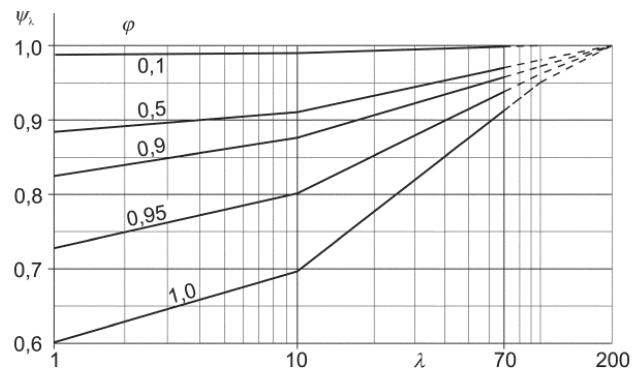
Kuva 7.23 Teräväsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerroin  $c_{f,0}$ , kun vapaan pään ohittava virtaus jätetään huomiotta

KUVIO 2. Kertoimen  $c_{f,0}$  määrittävä kuvaaja

Rakennuksen rakennemallin ollessa määräämättömän pitkä valitaan kertoimelle  $c_{f,0}$  arvoksi 2,4 suurimman mahdollisen rakenteellisen stabiiliteetin varmuuden saavuttamiseksi.

Rakennus ei ole pyöreäsärmäinen, joten pyöreäsärmäisen rakennepoikkileikkauksen pienennyskertoimen  $\Psi_r$  arvoksi annetaan 1 (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2011, 114).

Päätevaikutuskerroin  $\Psi_\lambda$  määritetään SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2011 s. 140 kuvan 7.36 mukaisesti (kuvio 3):



Kuva 7.36 Päätevaikutuskertoimen  $\Psi_\lambda$  suuntaa-antavia arvoja tehollisen hoikkuuden  $\lambda$  funktiona eheyssuhteen  $\varphi$  eri arvoilla

KUVIO 3. Kertoimen  $\Psi_\lambda$  määrittävä kuvaaja

SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2011 kuvassa 7.36 esiintyvä eheyssuhde  $\varphi$  esitetään kaavassa SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2011 (7.28), s. 140:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (3.9)$$

missä

$A$  on sauvojen tai rakenneosan projektioalojen summa

$A_c$  on rakenneosan reunojen rajaama pinta-ala

Kiinteälle, läpiaukottomalle rakenteelle projektioala on yhtä suuri kuin rakenteen reunojen rajaama pinta-ala, joten  $\varphi = 1$ .

Kertoimen  $\Psi_\lambda$  tehollinen hoikkuus  $\lambda$  määritellään SFS-EN 1991-1-4 taulukon 7.16 mukaan rakennuksen ulkomittojen ja sijainnin perusteella. Rakennuksen määräämättömän pituuden johdosta tehollisen hoikkuuden arvoksi määritetään taulukon antama yläraja-arvo 70, jolloin kuvion 3 (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2011 kuva 7.36) perusteella päätevaikutuskertoimen  $\Psi_\lambda$  arvoksi saadaan 0,92. Täten:

$$c_f = 2,4 * 1 * 0,92 = 2,2$$

Puuskanopeuspaineen  $q_p(z_e)$  kaava (SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1 2011, 40):

$$q_p(z_e) = c_e(z_e) * q_b \quad (3.10)$$

missä

$c_e(z_e)$  on altistuskerroin

$q_b$  on nopeuspaineen perusarvo

Laakeassa maastossa pätevät altistuskertoimen  $c_e(z_e)$  arvot maanpinnasta mitatun korkeuden ja maastoluokan funktiona esitetään SFS-EN 1991-1-4 + AC 2011 kuvassa 4.2, s. 40. Nopeuspainekorkeudet  $z_e$  riippuvat rakennuksen mittasuhteista  $h/b$  jossa  $h$  on rakennuksen korkeus ja  $b$  on rakennuksen leveys tuulta kohtisuoraan vastassa olevassa suunnassa. Rakennuksen korkeuden ollessa suurempi kuin sen leveys, on tuulikuorma jaettava kahteen eri vyöhykekaistaan, joista alempi ulottuu maanpinnasta korkeudelle  $b$  ja yläkaista siitä ylöspäin (mts. 58). Kuvaajan perusteella alakaistan altistuskertoimeksi valitaan  $C_e(14 \text{ m}; III) = 1,85$  ja yläkaistan altistuskertoimeksi  $C_e(17 \text{ m}; III) = 2,1$ .

Nopeuspaineen perusarvon  $q_b$  kaava (mts. 40):

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 \quad (3.11)$$

missä

$\rho$  on ilman tiheys 1,25 kg/m<sup>3</sup>

$v_b$  on tuulennopeuden perusarvo

Tuulennopeuden perusarvon  $v_b$  kaava (mts. 34):

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (3.12)$$

missä

$c_{dir}$  on suuntakerroin

$c_{season}$  on vuodenaikakerroin

$v_{b,0}$  on tuulennopeuden modifioimaton perusarvo

Suositusarvo suuntakertoimelle  $c_{dir}$  ja vuodenaikakertoimelle  $c_{season}$  on 1. Suomen kansallinen liite ei anna kertoimille vaihtoehtoisia arvoja. Tuulennopeuden modifioimaton perusarvo  $v_{b,0}$  on 21 m/s (Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakennuksessa, 2). Täten:

$$v_b = 1 * 1 * 21 \frac{m}{s} = 21 \frac{m}{s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} * 1,25 kg/m^3 * (21 m/s)^2 = 275,625 N/m^2$$

Alakaistan puuskanopeuspaine  $q_p(b)$ , kun  $b = 14 m$ ;  $c_e(14 m; III) = 1,85$ :

$$q_p(14 m) = 1,85 * 275,625 N/m^2 = 510 N/m^2$$

Alakaistan tuulikuorma neliometriä kohden kun  $c_f = 2,2$ :

$$q_{w,k}(14 m) = 2,2 * 0,51 kN/m^2 = 1,12 kN/m^2$$

Yläkaistan puuskanopeuspaine  $q_p(h)$ , kun  $h = 17 m$ ;  $c_e(17 m; III) = 2,1$ :

$$q_p(17 m) = 2,1 * 275,625 N/m^2 = 580 N/m^2$$

Yläkaistan tuulikuorma neliometriä kohden kun  $c_f = 2,2$ :

$$q_{w,k}(17 m) = 2,2 * 0,58 kN/m^2 = 1,3 kN/m^2$$

Mittaepätarkkuuksista aiheutuva pystysuuntaisten hyötykuormien lisävaakavoima kerrosta kohden lasketaan seuraavasti:

$$H_{q,k,j} = \sum_0^j \theta_i * q_{k,j} \quad (3.13)$$

missä

$q_{k,j}$  on kutakin kerroksessa vaikuttavaa pystysuuntaista hyötykuormaa edustava arvo

Täten kunkin kerroksen alapuoliselle rakenteelle (asuinkerroksissa välipohjarakenne, yläpohjassa yläpohjarakenne) määritetään epäkeskisyyksistä aiheutuvat vaakasuuntaiset hyötykuormat pituusmetriä kohden ( $\theta_i = 1/270$ ):

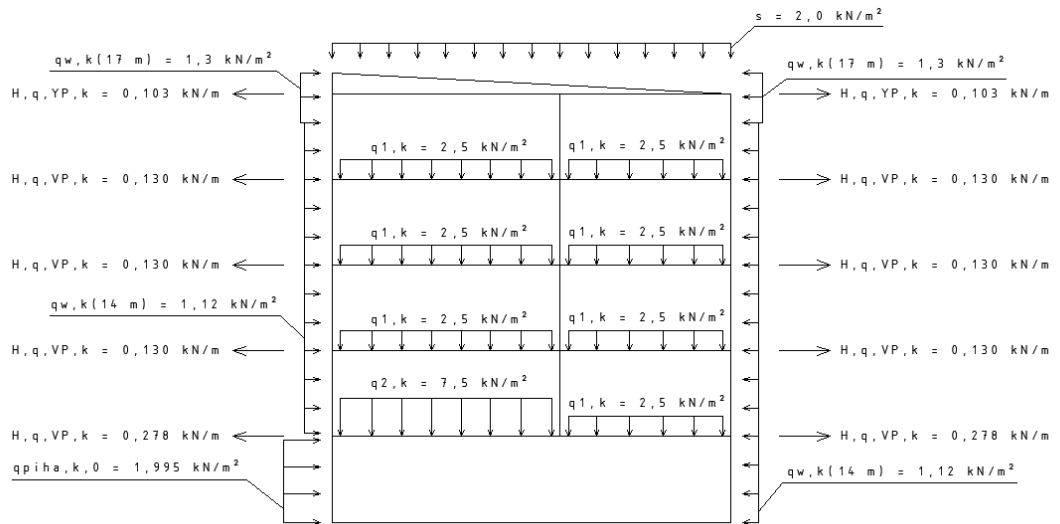
TAULUKKO 4. Epäkeskisyyksistä aiheutuvat pystysuuntaisten hyötykuormien lisävaakavoimat

Kerros	$H_{q,j,k}$
1 (Asuintilat ja varasto)	0,278 kN/m
2 (Asuintilat)	0,130 kN/m
3 (Asuintilat)	0,130 kN/m
4 (Asuintilat)	0,130 kN/m
Yläpohja (Lumikuorma)	0,103 kN/m

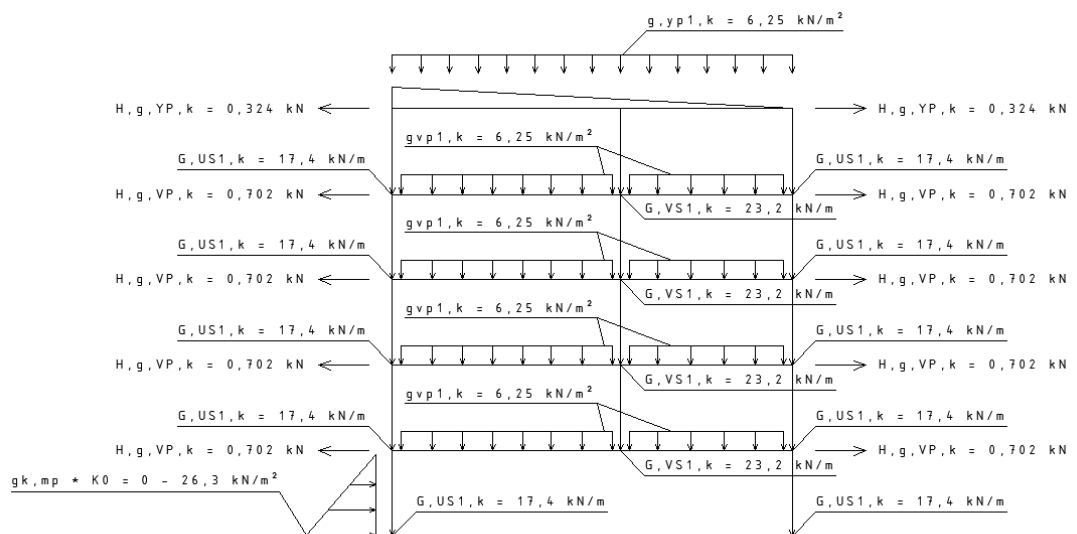
Lisävaakavoimat tuottavat aina kuormitustapauksissa epäedullisen vaikutuksen. Mittaepätarkkuuksista aiheutuvia kuormia ei voida pitää rakennusta stabiloivana tekijänä.

### 3.4 KUORMAKAAVIOT

Rakennemallit ja kuormakaaviot ovat rakennetekniikan käytäntöä vastaavia tapoja havainnollistaa rakennukselle aiheutuvia kuormia ja määrittellä niiden jakautumista eri rakenteille. Kuormakaavioissa esitetyt kuormat ovat ominaisarvoja. Kaikki kuormat eivät vaikuta samanaikaisesti toistensa kanssa; kuormitusyhdistelmät luodaan niin, että ne muodostavat mahdollisimman epäedullisen kuormitustilanteen.



KUVIO 4. Kaikkien rakennukseen kohdistuvien muuttuvien kuormien esittäminen, leikkaus



KUVIO 5. Kaikkien rakennukseen kohdistuvien pysyvien kuormien esittäminen, leikkaus

## 4 KAATUMISVARMUUDEN TARKASTELU

### 4.1 STAATTISEN TASAPAINON RAJATILAEHDOT

Rakenteellisesti betonielementtirakenteista rakennusta pidetään yhtenäisenä, jäykkänä rakenneosien muodostamana kokonaisuutena. Rakennuksen rakenneosat tulee mitoittaa rakennemalleilla, jotka on suunniteltu siten, että rakenneosien, rakenneosakokonaisuuksien ja rakennuksen liike on estetty. Tästä johtuen rakenneosien kestävyuden varmistamiseksi on rakennus suunniteltava siten, ettei kokonaisstabiliteettia menetetä. Tämä varmistetaan estämällä siirtymät ja pitämällä muodonmuutokset sallituissa rajoissa. Rakennuksen menettäessä stabiliteettinsa aiheutuu rakennukselle ennalta arvaamattomia kuormitustilanteita, jotka johtavat kantaviin rakenneosiin kohdistuvien kuormien epäkeskisyyksiin, liitosten kuormitusten vaihteluun sekä kuormien epätasaiseen jakautumiseen rakennuksen läpi.

Kuormitustilanteiden ennalta arvaamaton muuttuminen voi johtaa onnettomuustilanteisiin, jotka puolestaan voivat johtaa yksittäisten rakenneosien kestävyuden pettämiseen, rakennuksen sortumiseen tai muihin vaurioihin.

Myös yksittäisiä rakenneosia mitoitettaessa on otettava huomioon että rakenneosan kestävyuden ollessa riittämätön voi sen vaurioituminen johtaa rakennuksen tai rakenneosakokonaisuuden stabiliteetin menetykseen.

Staattisen tasapainon rajatilaehto:

*(1)P Rakenteen staattisen tasapainon rajatilaa (EQU) tarkasteltaessa tulee osoittaa, että:*

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$



*missä*

$E_{d,dst}$  on tasapainoa heikentävien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo

$E_{d,spb}$  on tasapainoa parantavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo. (SFS-EN + A1 + AC 1990 2006, 78)

Rajatilaehtokaavan perusteella tasapainoa parantavien sekä tasapainoa heikentävien kuormien vaikutukset on määritettävä. Kuormien vaikutusten mitoitusarvot  $E_{d,spb}$  ja  $E_{d,dst}$  saadaan yhdistämällä sellaisten kuormien arvot, joiden katsotaan vaikuttavan samanaikaisesti, ja jotka aiheuttavat epäedullisimman kuormitusyhdistelmän stabiliteetin kannalta.

Rakennuksen staattisen tasapainon toteaminen perustuu tässä tarkastelussa rakennuksen tukipisteillä sijaitsevien tukireaktioiden vertailuun. Rakennuksen stabiliteettia parantavat vaikutukset aiheuttavat tukireaktiovaikutuksia, jotka rakennuksen stabiliteettia heikentävät vaikutukset pyrkivät kumoamaan.

Rakennuksen kokonaisstabiliteettia ei pidetä riittävänä mikäli stabiliteettia heikentävien vaikutuksien aiheuttamat tukireaktiot muodostuvat suuremmiksi kuin stabiliteettia parantavien vaikutuksien tukireaktiot.

## **4.2 STAATTISEN TASAPAINON OSAVARMUUSLUVUT JA YHDISTELYKERTOIMET**

Laskennassa käytettävät mitoitusarvot määritetään ominaisarvoista kertomalla ne SFS-EN + A1 + AC 1990 2006 mukaisilla osavarmuusluvuilla sekä yhdistelykertoimilla. Osavarmuusluvut ovat kertoimia, joilla otetaan huomioon rakenteen mahdollinen epäedullinen poikkeavuus suunnitelmiin nähden. Yhdistelykertoimet ovat pienennyskertoimia, jotka kuvastavat muuttuvien kuormien to-

dennäköisyyttä esiintyä yhtä aikaa. Staattisen tasapainon rajatilan osavarmuusluvut määräytyvät taulukon 5 mukaan:

TAULUKKO 5. Staattisen tasapainon rajatilan kuormien mitoitusarvojen määrittäminen (SFS-EN + A1 + AC 1990 2006, 88)

AC

Taulukko A1.2(A) Kuormien mitoitusarvot (EQU eli staattinen tasapaino) (Sarja A)

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusolot	Pysyvät kuormat		Määräävä muuttuva kuorma (*)	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat	
	Epäedulliset	Edulliset		Pääasiallinen (jos on)	Muut
(Yht. 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Muuttuvia kuormia ovat taulukossa A1.1 mainitut kuormat.					
<p>HUOM. 1 Osavarmuuslukujen <math>\gamma</math> arvot voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Osavarmuusluvun <math>\gamma</math> suositeltavat arvot ovat:</p> <p><math>\gamma_{G,j,sup} = 1,10</math>  <math>\gamma_{G,j,inf} = 0,90</math>  <math>\gamma_{Q,1} = 1,50</math> epäedullisessa tapauksessa (0 edullisessa tapauksessa)  <math>\gamma_{Q,i} = 1,50</math> epäedullisessa tapauksessa (0 edullisessa tapauksessa)</p> <p>HUOM. 2 Tapauksissa, joissa staattisen tasapainon tarkastelu sisältää myös rakenneosien kestävyuden, voidaan vaihtoehtona kahdelle erilliselle, taulukoihin A1.2(A) ja A1.2(B) perustavalle tarkastelulle käyttää kansallisen liitteen niin sallissa yhdistettyä tarkastelua, joka perustuu taulukoon A1.2(A), jolloin käytetään seuraavia suositeltavia arvoja. Kansallisessa liitteessä näistä suositeltavista arvoista voidaan poiketa.</p> <p><math>\gamma_{G,j,sup} = 1,35</math>  <math>\gamma_{G,j,inf} = 1,15</math>  <math>\gamma_{Q,1} = 1,50</math> epäedullisessa tapauksessa (0 edullisessa tapauksessa)  <math>\gamma_{Q,i} = 1,50</math> epäedullisessa tapauksessa (0 edullisessa tapauksessa).</p> <p>Tämä edellyttää, että jos osavarmuusluvun arvoa <math>\gamma_{G,j,inf} = 1,00</math> käytetään sekä pysyvien kuormien edulliselle osuudelle että epäedulliselle osuudelle, niin ei saada epäedullisempaa vaikutusta.</p>					

Taulukon perusteella on huomioitava että muuttuvien kuormien osavarmuusluku edullisissa tapauksissa on 0, toisin sanoen muuttuvia kuormia ei voida hyödyntää rakennetta stabiloivana tekijänä.

Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakennuksessa 2007 sivun 3 taulukko A1.2(A) (FI) ei määrittele eri osavarmuuslukuja edullisten ja epäedullisten tapauksien hyötykuormille staattisen tasapainon murtorajatilassa, toisin sanoen kansallinen liite antaa kaikille muuttuville kuormille osavarmuusluvun 1,5 riippumatta kuorman edullisuuden laadusta. Rakenteellisen varmuuden saavuttamiseksi noudatetaan SFS-EN + A1 + AC 1990 s. 88 (ks. taulukko 5) mukaista menettelyä ja rakenteille edullisten muuttuvien kuormien osavarmuusluvuksi määritetään 0. Puute kansallisessa liitteessä johtunee eurokoodistandardi SFS-EN 1990 korjauksesta A1/AC (SFS-

EN 1990/A1/AC:en 2010), jolle ei ole tehty päivitettyä vastinetta kansalliseen liitteeseen.

Yhdistelykertoimet määräytyvät taulukon 6 mukaan:

TAULUKKO 6. Muuttuvien kuormien yhdistelykertoimet (Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakennuksessa 2007, 2)

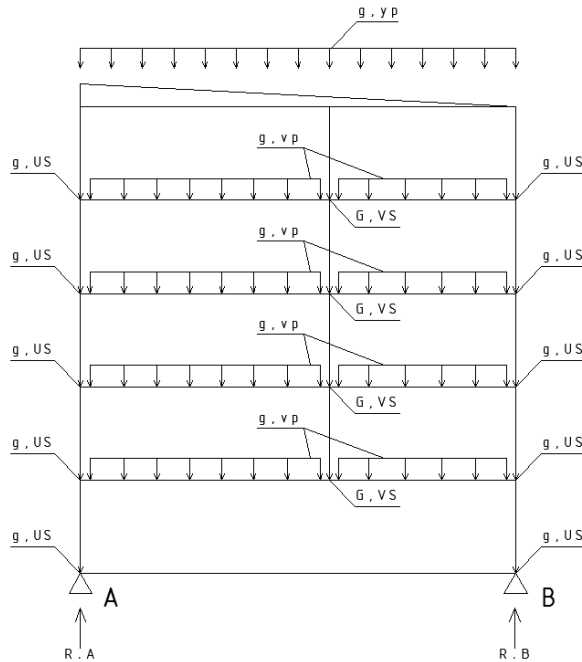
Taulukko A1.1 (FI) Kertoimien  $\psi$  arvot rakennuksille

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuunilat	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 $\leq 30$ 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) <sup>*)</sup> kun $s_k < 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma <sup>**)</sup>	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
<sup>*)</sup> 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 $\psi$ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. <sup>**)</sup> Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.			

### 4.3 BETONIRAKENTEIDEN STABILOIVA VAIKUTUS

Rakennusta stabiloivien kuormien (betonirakenteiden omapainot) jakautuminen on havainnollistettu kuviossa 6. Tämän lisäksi kuvio havainnollistaa staattisen rakennemallin tukipisteet A ja B, joiden avulla kaatumisvarmuus toden-

netaan. Tukipisteet kuvastavat päätyseinillä sijaitsevia ulkoseinä- ja anturalinjoja, joille kuormat ohjataan.



KUVIO 6. Kaatumisvarmuuden staattisen tasapainon rakennemalli, stabiloivat kuormat

Rakennemallissa vaikuttavat tukireaktiot  $R_A$  ja  $R_B$  määritetään staattisten tasapainoehtojen mukaan. Staattiset tasapainoehdot:

$$\sum M_{A, stb, k} = 0 \rightarrow -R_B * a_{RB} + \sum (g_{VP, i} * L_{VP, i} * a_{VP, i}) + \sum (g_{US, i} * a_{US, i}) + \sum (g_{VS, i} * a_{VS, i}) + g_{YP} * L_{YP} * a_{YP} = 0 \quad (4.1)$$

missä

$\sum M_{A, stb, k}$  on voimien aiheuttamien momenttien summa tarkasteltuna momenttikeskiöpiisteestä A

$R_{B, stb, k}$  on tukireaktiovoima pisteessä B

$a_i$  on tarkasteltavan kuorman tai voiman momenttivarsi

- $g_i$  on rakenteen omapainosta aiheutuva kuorma (taulukot 1 ja 2)
- $L_i$  on viivamaisen kuorman kuormitusalueen pituus

Sekä:

$$\sum F_{y, stb, k} = 0 \rightarrow R_A + R_B - \sum g_{US} - \sum g_{VS} - \sum g_{VP} - g_{YP} = 0 \quad (4.2)$$

missä

$\sum F_y$  on pystysuuntaisten voimien summa

Tukireaktio  $R_B$  ratkaistaan ensimmäisestä, momenttien summan, staattisesta tasapainoehdosta. Täten:

$$R_{B, stb, k} = \frac{\sum (g_{VP, i} * L_{VP, i} * a_{VP, i}) + \sum (g_{US, i} * a_{US, i}) + \sum (g_{VS, i} * a_{VS, i}) + g_{YP} * L_{YP} * a_{YP}}{a_{RB}} \quad (4.3)$$

$$R_{B, stb, k} =$$

$$\frac{4 * \left( 6,25 \frac{kN}{m^2} * 8,0 m * 4,0 m \right) + 4 * \left( 6,25 \frac{kN}{m^2} * 6,0 m * 11,0 m \right) + 5 * 17,4 kN/m * 14,0 m + 4 * 23,2 kN/m * 8,0 m + 6,25 \frac{kN}{m^2} * 14,0 m * 7,0 m}{14,0 m}$$

$$R_{B, stb, k} = 332,26 kN/m$$

Tukireaktio  $R_A$  ratkaistaan pystysuuntaisten voimien summan staattisesta tasapainoehdosta ja tukireaktion  $R_B$  arvo sijoitetaan saatuun yhtälöön. Täten:

$$R_{A, stb, k} = \sum g_{US} + \sum g_{VS} + \sum g_{VP} + g_{YP} - R_{B, stb, k} \quad (4.4)$$

$$R_{A,stab,k} = 10 * 17,4 \text{ kN/m} + 4 * 23,2 \text{ kN/m} + 4 * 8,0\text{m} * 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} +$$

$$4 * 6,0\text{m} * 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - R_{B,stab,k} = 284,54 \text{ kN/m}$$

Staattisen tasapainon rajatilan osavarmuusluvut määräytyvät taulukon 5 mukaan. Tasapainoa parantavien pysyvien kuormien osavarmuusluku  $\gamma_{G,j,inf}$  on 0,9. Tukireaktioiden mitoitusarvot, joita verrataan tasapainoa heikentävien voimien mitoitusarvoon:

$$R_{A,stab,d} = \gamma_{G,j,inf} * R_A = 0,9 * R_A = 256,08 \text{ kN/m}$$

$$R_{B,stab,d} = \gamma_{G,j,inf} * R_B = 0,9 * R_B = 299,04 \text{ kN/m}$$

#### 4.4 KAATUMISVARMUUDEN KUORMITUSTAPAUS 1

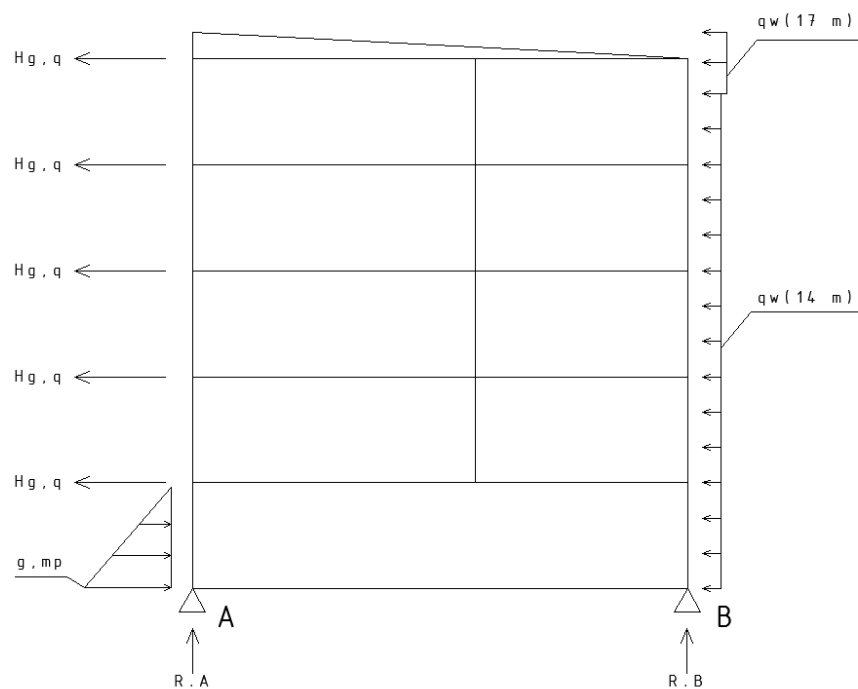
Rakennuksen stabiliteettia heikentäviä määrääviä kuormitustapauksia on kaksi: ensimmäinen, jossa tuulenpaine pyrkii kaatamaan rakennuksen vaikuttamalla oikean puoleiseen ulkoseinälinjaan ja jossa maanpaine toimii stabiloivana tekijänä vasemmalla ulkoseinälinjalla (ks. kuvio 7) sekä toinen jossa tuulenpaine, maanpaine sekä pihan käyttökuorma pyrkivät kaatamaan rakennuksen vaikuttamalla vasempaan ulkoseinälinjaan (ks. kuvio 8).

Molemmissa kuormitustapauksissa omapainojen ja pystysuuntaisten hyötykuormien mittaepätarkkuuksista aiheutuvat lisävoimat aiheuttavat epäedullisen vaikutuksen.

Ensimmäisessä kuormitustapauksessa stabiliteettia heikentävät voimat pyrkivät kumoamaan tukireaktio  $R_B$ :n suuruisen voiman, joka muodostuu betonirakenteiden stabiliteettia parantavan vaikutuksen aiheuttavista voimista sekä

maanpaineesta aiheutuvasta pysyvänä kuormana pidetystä stabiloivasta voimasta.

Mekaaninen tarkastelu suoritetaan siten, että stabiliteettia heikentävien voimien aiheuttamaa momenttia verrataan stabiliteettia parantavien voimien aiheuttamaan momenttiin. Momenttikeskiö, josta eri voimien momenttivarret määritetään, on pisteessä A (ks. kuvio 7). Momenttivarsojen pituudet määritetään rakennuksen mittojen perusteella (ks. kuvio 1). Stabiliteetin menetysmekanismi toimii tuulikuorman pyrkimys nostaa rakennus toiselta reunaltaan irti maasta (seinälinja pisteessä B) ja saada se kaatumaan momenttikeskiönsä ympäri.



KUVIO 7. Kaatumisvarmuuden staattisen tasapainon rakennemalli, ensimmäinen kuormitus-tapaus, stabiliteettia heikentävät kuormat ja stabiliteettia parantava maanpaine

#### 4.4.1 PYSYVÄT KUORMAT

Maanpaineresultantin aiheuttaman stabiliteettia parantavan kolmiokuorman resultantin mitoitusarvo:

$$g_{mp,stab,d} = 0,5 * \gamma * h_{mp}^2 * K_0 * \gamma_{G,j,inf} \quad (4.5)$$

missä

$\gamma$  on maan tilavuuspaino normaalitilassa

$h_{mp}$  on maanpaineen vaikutuskorkeus

$K_0$  on lepopaine kerroin

Täten:

$$g_{mp,stab,d} = 0,5 * 20 \frac{kN}{m^3} * (3,0m)^2 * 0,399 * 0,9 = 32,32 kN/m$$

Maanpaineresultantin momenttivarren pituus momenttikeskiöstä on  $h_{mp} / 3$ .

Maanpaineen aiheuttaman stabiloivan momenttivaikutuksen mitoitusarvo:

$$M_{g_{mp,stab,d}} = \frac{3,0m}{3} * g_{mp,stab,d} = 32,32 kNm/m$$

Tukireaktio  $R_B$ :n stabiloivan momenttivaikutuksen mitoitusarvo:

$$M_{R_b,stab,d} = L * R_B = 14m * 299,04 kN/m = 4186,56 kNm/m$$

Rakennusta stabiloivien voimien yhteisvaikutuksen mitoitusarvo  $E_{d,stab}$  on tässä kuormitusyhdistelmässä maanpaineen mitoitusarvon aiheuttaman momenttivaikutuksen ja tukireaktio  $R_{B,stab,d}$ :n aiheuttaman momenttivaikutuksen summa. Tasapainoa parantavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo kuormitustapauksessa 1:

$$E_{d,stab,KT1} = M_{g_{mp,stab,d}} + M_{R_B,stab,d} = 4218,88 kNm/m$$



Välipohjien ja yläpohjan rakenteiden mittaepätarkkuuksista aiheutuvien epäkeskisyyksien aiheuttamia omapainojen vaakavoimia pidetään stabiliteettia heikentävinä voimina. Näiden voimien momenttivaikutuksen ominaisarvo:

$$M_{H_{g,k}} = \sum(H_{g,k,i} * a_{H_{g,k,i}}) \quad (4.6)$$

missä

$H_{g,k,i}$  on omapainoista aiheutuvan lisävaakavoiman ominaisarvo (ks. taulukko 3)

$a_{H_{g,k,i}}$  on omapainoista aiheutuvan lisävaakavoiman momenttivarsi

Kunkin lisävaakavoiman katsotaan vaikuttavan rakennemallissa epäedullisimmassa kohdassa tarkasteltavaan rakenteeseen nähden. Tässä kuormitus-tapauksessa vaakavoimien vaikutukset asetetaan vaakavoiman aiheuttavien rakenteiden yläpintaan, ts. väli- ja yläpohjien yläpintaan. Laskennan varmuuden lisäämiseksi ulko- ja väliseiniä vaakavoimien katsotaan vaikuttavan niiden yläpuolisen välipohjan tai yläpohjan yläpintaan. Täten:

$$M_{H_{g,k}} = 0,702 \text{ kN/m} * (3,0\text{m} + 6,0\text{m} + 9,0\text{m} + 12,0\text{m}) + 0,324 \text{ kN/m} * 14,0\text{m}$$

$$M_{H_{g,k}} = 25,6 \text{ kNm/m}$$

Stabiliteettia heikentävien pysyvien kuormien osavarmuuskerroin  $\gamma_{G,j,sup}$  on 1,1 (ks. taulukko 5). Mittaepätarkkuuksista aiheutuvien epäkeskisyyksien aiheuttamien omapainojen momenttivaikutuksen mitoitusarvo:

$$M_{H_{g,d}} = M_{H_{g,k}} * \gamma_{G,j,sup} = 28,16 \text{ kNm/m}$$

#### 4.4.2 MUUTTUVAT KUORMAT

Ensimmäisessä kuormitustapauksessa rakennukseen kohdistuu muuttuvina kuormina tuulikuorma sekä mittaepätarkkuuksista johtuvien epäkeskisyyksien aiheuttamat pystysuuntaisten muuttuvien kuormien lisävaakavoimat.

Tuulikuorman aiheuttaman momenttivaikutuksen ominaisarvo:

$$M_{q_{w,k}} = q_{w,k}(14m) * L_{q_{w,k}(14m)} * a_{q_{w,k}(14m)} + q_{w,k}(17m) * L_{q_{w,k}(17m)} * a_{q_{w,k}(17m)} \quad (4.7)$$

$$M_{q_{w,k}} = 1,12 \frac{kN}{m^2} * 14 m * \frac{14 m}{2} + 1,3 \frac{kN}{m^2} * 3 m * \left(14 + \frac{3}{2}\right) m$$

$$M_{q_{w,k}} = 170,21 kNm/m$$

Stabiileetille epäedullisille muuttuville kuormille osavarmuusluku on 1,5 (ks. taulukko 5) niin määräävän kuorman kuin muidenkin samanaikaisesti vaikuttavien kuormien tapauksessa ( $\gamma_{Q,1}$  ja  $\gamma_{Q,i}$ ). Tuulikuorman aiheuttaman momenttivaikutuksen mitoitusarvo ilman yhdistelykerrointa:

$$M_{q_{w,d}} = M_{q_{w,k}} * \gamma_{Q,1} = 255,32 kNm/m$$

Mittaepätarkkuuksista johtuvien epäkeskisyyksien aiheuttamat muuttuvien kuormien lisävaakavoimat jaetaan kolmeen osaan sillä rakennuksessa esiintyy lisävaakavoimia aiheuttavia asuintiloja, lumikuorma sekä varastotila, joille kaikille on oma eurokoodin määrittelemä yhdistelykertoimensa.

Asuintilojen pystysuuntaisten muuttuvien kuormien aiheuttamien lisävaakavoimien momenttivaikutuksen ominaisarvo:

$$M_{H_q,asuintilat,k} = \sum(H_{q,asuintilat,k} * a_{H_q,asuintilat}) \quad (4.8)$$

$$M_{H_q,asuintilat,k} = 0,056 \text{ kN/m} * 3,0 \text{ m} + 0,130 \text{ kN/m} * (6,0 \text{ m} + 9,0 \text{ m} + 12,0 \text{ m})$$

$$M_{H_q,asuintilat,k} = 3,68 \text{ kNm/m}$$

Asuintilojen pystysuuntaisten muuttuvien kuormien aiheuttamien lisävaakavoimien momenttivaikutuksen mitoitusarvo ilman yhdistelykerrointa:

$$M_{H_q,asuintilat,d} = M_{H_q,asuintilat,k} * \gamma_{Q,1} = 5,52 \text{ kNm/m}$$

Varastotiloja esiintyy rakennuksessa vain ensimmäisessä kerroksessa. Varastotilojen aiheuttamien lisävaakavoimien momenttivaikutuksen ominaisarvo:

$$M_{H_q,varastotilat,k} = H_{q,varastotilat,k} * a_{H_q,varastotilat} \quad (4.9)$$

$$M_{H_q,varastotilat,k} = 0,074 \text{ kN/m} * 3,0 \text{ m} = 0,22 \text{ kNm/m}$$

Varastotilojen pystysuuntaisten muuttuvien kuormien aiheuttamien lisävaakavoimien momenttivaikutuksen mitoitusarvo:

$$M_{H_q,varastotilat,d} = M_{H_q,varastotilat,k} * \gamma_{Q,1} = 0,33 \text{ kNm/m}$$

Varastotilojen yhdistelykerroin on 1,0. Tästä johtuen varastotilojen aiheuttaman kuorman mitoitusarvo on sama kuormitusyhdistelmästä riippumatta.

Lumikuorman aiheuttamien lisävaakavoimien momenttivaikutuksen ominaisarvo:

$$M_{H_{q,lumi,k}} = H_{q,lumi,k} * \alpha_{H_{q,lumi,k}} \quad (4.10)$$

$$M_{H_{q,lumi,k}} = 0,103 \text{ kN/m} * 14,0 \text{ m} = 1,44 \text{ kNm/m}$$

Lumikuorman aiheuttaman lisävaakavoiman momenttivaikutuksen mitoitusarvo ilman yhdistelykerrointa:

$$M_{H_{q,lumi,d}} = M_{H_{q,lumi,k}} * \gamma_{Q,1} = 2,16 \text{ kNm/m}$$

#### 4.4.3 KUORMITUSYHDISTELMÄT JA STABILITEETIN TOTEAMINEN

Jotta kuormitustapauksen määräävä stabiliteettia heikentävien kuormien yhdistelmä voidaan määrittää, on kullekin muuttuvalle kuormalle luotava stabiliteettia heikentävien kuormien kuormitusyhdistelmät käyttäen Ympäristöministeriön asetuksen Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakennuksessa mukaisia yhdistelykertoimia (ks. taulukko 6). Yhteisvaikutukseen on myös huomioitava mittaepätarkkuuksista johtuvien epäkeskisyyksien aiheuttamat pysyvien kuormien lisävaakavoimat, joihin eivät vaikuta muuttuvien kuormien yhdistelykertoimet.

Huomioitavaa kuitenkin on, että yhdistelykertoimet eivät voi kasvattaa kuormien vaikutusta. Stabiliteettia heikentävien muuttuvien kuormien ja pysyvien kuormien mitoitusarvojen summa ilman yhdistelykertoimia:

$$E_{d,dst,KT1,0} = \sum M_{d,dst,KT1} = 291,5 \text{ kNm/m}$$

Kun summan arvoa verrataan stabiloivien kuormien momenttivaikutuksen mitoitusarvoon  $E_{d,stab,KT1} = 4218,88 \text{ kNm/m}$ , huomataan, että rakennuksen riittävä

stabiliteetti voidaan todeta ilman yhdistelykertoimiakin. Staattisen rajatilaehdon varmuuden osoittaminen:

$$E_{d,dst,KT1,0} = 291,5 \text{ kNm/m}$$

$$E_{d,spb,KT1} = 4218,88 \text{ kNm/m}$$

$$\rightarrow E_{d,dst} \leq E_{d,spb}$$

Yhdistelykertoimien toiminnan kuvaileminen on kuitenkin tarpeellista. Usean erityyppisen muuttuvan kuorman esiintyessä samassa kuormitustapauksessa pidetään yhtä niistä määräävänä kuormana. Tälle kuormalle ei aseteta yhdistelykerrointa. Muiden samanaikaisesti esiintyvien muuttuvien kuormien mitoitusarvoa pienennetään yhdistelykertoimilla, jotka kuorman laadusta riippuen määritetään taulukon 6 mukaisesti. Jokaista kuormatyyppiä varten muodostetaan kuormitusyhdistelmä, jossa kyseinen kuormatyyppi on määräävä kuorma ja muihin kuormatyyppihin liitetään yhdistelykerroin. Kuormitustapauksen määräävä kuormitusyhdistelmä on se, joka aiheuttaa epäedullisimman vaikutuksen, tässä esimerkissä stabiliteettia heikentävän momenttivaikutuksen.

Kuormitustapauksen muuttuvat kuormat, niiden yhdistelykertoimet ja yhdistelykertoimen sisältävät momenttivaikutusten mitoitusarvot on koottu taulukkoon 7 (pystysuuntaisten kuormien momenttivaikutuksen mitoitusarvot ovat mittapöytä tarkkuuksista johtuvien lisävaakavoimien momenttivaikutuksia):

TAULUKKO 7. Yhdistelykertoimet, momenttivaikutukset, kuormitustapaus 1

Kuorma	Yhdistelykerroin $\Psi_0$	Momenttivaikutuksen mitoitusarvo $M_d$ [kNm/m]
Tuulikuorma	0,7	178,72
Lumikuorma	0,7	1,51
Hyötykuorma (asuintilat)	0,7	2,58
Hyötykuorma (varasto)	1,0	0,33

Stabiliteettia heikentävien kuormien momenttivaikutusten yhteisvaikutukset yhdistelykertoimilla määräävän kuorman mukaan on koottu taulukkoon 7 (kuormat sisältävät omapainojen mittaepätarkkuuksista johtuvat epäkeskisyyksien aiheuttamat lisävaakavoimat):

TAULUKKO 8. Kuormitusyhdistelmät, kuormitustapaus 1

Määräävä kuorma	Momenttivaikutusten mitoitusarvojen summa $E_{d,dst,KT1}$ [kNm/m]
Tuulikuorma	287,9
Lumikuorma	183,79
Hyötykuorma (sisätilat yhteensä)	184,24

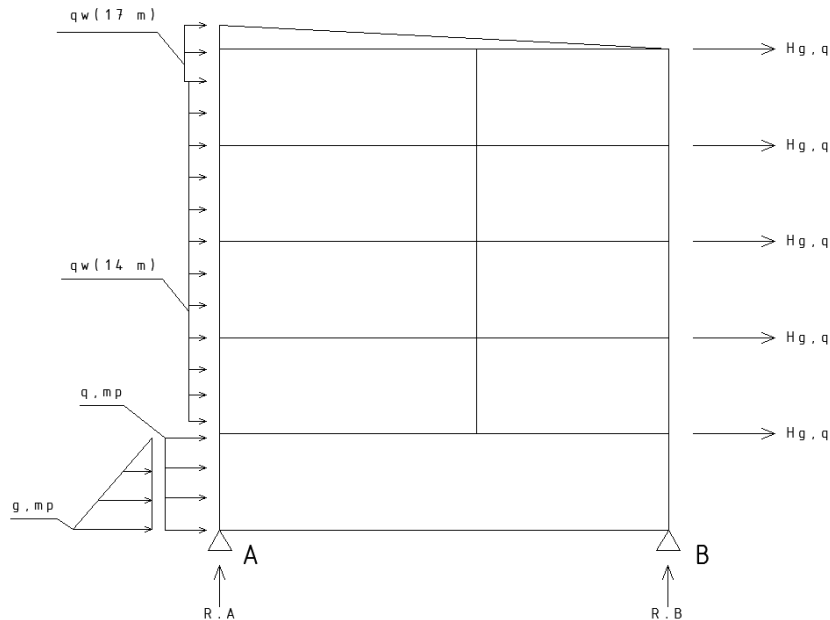
Huomataan, että suurin epäedullinen momenttivaikutus aiheutuu tuulikuorman ollessa määräävä muuttuva kuorma.

Taulukon perusteella voidaan todeta, että stabiliteetin osoittaminen ilman yhdistelykertoimia olisi ollut riittävä, sillä yhdistelykertoimien käyttö johtaa pienempiin momenttivaikutuksiin ja ero yhdistelykertoimettoman kuormitustapausten ja epäedullisimman kuormitusyhdistelmän välillä on häviävän pieni (määrävä kuorma tuulikuorma  $E_{d,dst,KT1,tuuli} = 287,9 \text{ kNm/m}$  vs.  $E_{d,dst,KT1,0} = 291,5 \text{ kNm/m}$ , ero 2%). Lisäksi stabiloivien voimien yhteisvaikutuksen suuruusero on valtava verrattuna stabiliteettia heikentäviin voimien yhteisvaikutukseen ( $E_{d,stab,KT1} = 4218,88 \text{ kNm/m}$  vs.  $E_{d,dst,KT1,tuuli} = 287,9 \text{ kNm/m}$ , stabiliteetin käyttöaste 6,8%).

#### 4.5 KAATUMISVARMUUDEN KUORMITUSTAPPAUS 2

Toisessa kuormitustapauksessa stabiliteettia heikentävät voimat pyrkivät kuomaamaan tukireaktio  $R_A$ :n suuruisen voiman, joka muodostuu betonirakenteiden stabiliteettia parantavan vaikutuksen aiheuttavista voimista.

Mekaaninen tarkastelu suoritetaan siten, että stabiliteettia heikentävien voimien aiheuttamaa momenttia verrataan stabiliteettia parantavien voimien aiheuttamaan momenttiin. Momenttikeskiö, josta eri voimien momenttivarret määritetään, on pisteessä B (kuvio 8). Momenttivarrien pituudet määritetään rakennuksen mittojen perusteella (kuvio 1). Stabiliteetin menetysmekanismi toimii tuulikuorman, maa-aineksen ja pihan käyttökuormasta aiheutuvan maanpaineen pyrkimys nostaa rakennus toiselta reunaltaan irti maasta (seinälinja pisteessä A) ja saada se kaatumaan momenttikeskiönsä ympäri.



KUVIO 8. Kaatumisvarmuuden staattisen tasapainon rakennemalli, toinen kuormitustapaus, stabiilitettä heikentävät kuormat

#### 4.5.1 PYSYVÄT KUORMAT

Rakennukseen kohdistuva maanpaine pyrkii kumoamaan rakennusta sen si-  
jaan, että sillä olisi stabiilitettä parantava vaikutus tuulikuormaa vastaan ku-  
ten kuormitustapauksessa 1. Lisäksi toispuoleisen maanpaineen korkeudelle  
vaikuttaa pihan käyttökuorma. Maanpaineen pysyvien kuormien osuuden re-  
sultantin arvo lasketaan kuten kuormitustapauksessa 1, poislukien osavar-  
muuskerroin ja maa-aineksen tilavuuspaino, jotka määräytyvät stabiilitetille  
epäedullisen tapauksen mukaan  $\gamma_{G,j,sup} = 1,1$  ja  $\gamma_{sat} = 22 \text{ kN/m}^3$ .

$$g_{mp,dst,d} = 0,5 * \gamma_{sat} * h_{mp}^2 * K_0 * \gamma_{G,j,sup} \quad (4.11)$$

$$g_{mp,dst,d} = 43,45 \text{ kN/m}$$



Maanpaineen pysyvien kuormien resultantin korkeusasema on sama kuin kuormitustapauksessa 1. Maanpaineen stabiliteettia heikentävän momentti-vaikutuksen mitoitusarvo:

$$M_{g_{mp,dst,d}} = \frac{3,0m}{3} * g_{mp,stb,d} = 43,45 \text{ kNm/m}$$

Mittaepätarkkuuksista johtuvien epäkeskisyyksien aiheuttamat lisävaakavoimat pysyvien kuormien osalta ovat samat kuin kuormitustapauksessa 1.

$$M_{H_{g,d}} = 28,16 \text{ kNm/m}$$

Rakennusta stabiloivat kuormat ovat tässä kuormitustapauksessa vain rakennuksen omat betonirakenteet. Tällöin stabiloiva momenttivaikutus on tukireaktio A:n suuruinen voima kerrottuna sen momenttivarrella momentin tarkastelupisteeseen B.

$$E_{d,stb,KT2} = M_{R_{A,stb,d}} = L * R_{A,stb,d} = 3585,12 \text{ kNm/m}$$

#### 4.5.2 MUUTTUVAT KUORMAT

Lisävaakavoimien aiheuttamat momenttivaikutukset ovat samat kuin kuormitustapauksessa 1.

$$M_{H_{q,asuintilat,d}} = 5,52 \text{ kNm/m}$$

$$M_{H_{q,varastotilat,d}} = 0,33 \text{ kNm/m}$$

$$M_{H_{q,lumi,d}} = 2,16 \text{ kNm/m}$$

Tuulikuorman vaikutusalue pienenee kuormitustapaukseen 1 verrattuna korkeamman maanpinnan johdosta. Tämä johtaa momenttivaikutuksen pienemiseen. Vaikutusalueen lyheneminen johtaa myös tuulikuorman resultantin korkeusaseman nousuun, joka omalta osaltaan korottaa momenttivaikutusta. Vaikutus koskee vain tuulikuorman alempaa kaistaa. Tuulikuorman momenttivaikutuksen mitoitusarvo ilman yhdistelykerrointa:

$$M_{q_{w,d}} = \left( 1,12 \frac{kN}{m^2} * 11 m * \left( 3 m + \frac{11 m}{2} \right) + 1,3 \frac{kN}{m^2} * 3 m * \left( 14 + \frac{3}{2} m \right) \right) * 1,5 \quad (4.12)$$

$$M_{q_{w,d}} = 185,26 kNm/m$$

Rakennukseen vaikuttaa sen viereisen alueen pihakuorma. Kuorma siirtyy maan leikkauskulman mukaisesti maanpaineisiin vasten. Pihakuorman momenttivaikutuksen mitoitusarvo ilman yhdistelykerrointa:

$$q_{mp,dst,d} = q_{mp,k} * h_{mp} * K_0 * \gamma_{Q,1} \quad (4.13)$$

$$q_{mp,dst,d} = 8,98 kN/m$$

Rakennuksen pihakuorman vaikutuksen resultantti on maanpaineen vaikutusalueen puolivälissä. Pihakuorman stabiileettia heikentävä momenttivaikutus:

$$M_{q_{mp,dst,d}} = \frac{3,0m}{2} * g_{mp,stab,d} = 13,47 kNm/m$$

### 4.5.3 KUORMITUSYHDISTELMÄT JA STABILITEETIN TOTEAMINEN

Rakennusta stabiloiti toisessa kuormitustapauksessa vain rakennuksen rakenteiden omapaino. Stabiloivien voimien mitoitusarvo:

$$E_{d,stab,KT2} = 3585,12 \text{ kNm/m}$$

Stabiliteettia heikentävien muuttuvien kuormien ja pysyvien kuormien mitoitusarvojen summa ilman yhdistelykertoimia:

$$E_{d,dst,KT2,0} = \sum M_{d,dst,KT2} = 327,375 \text{ kNm/m}$$

Täten:

$$\rightarrow E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (\text{Käyttöaste } 9,1\%)$$

Kuten ensimmäisen kuormitustapauksen tarkastelussa todettiin, voivat yhdistelykertoimet vain pienentää muuttuvien kuormien, ts. stabiliteettia heikentävien kuormien, vaikutusta. Yhdistelykertoimien käyttöä voidaan pitää esimerkiksi rakennuksen tapauksessa tarpeettomana stabiliteetin käyttöasteen jäädessä alle kymmeneen prosenttiin. Yhdistelykerroinmenettely on sama kuin ensimmäisessä kuormitustapauksessa.

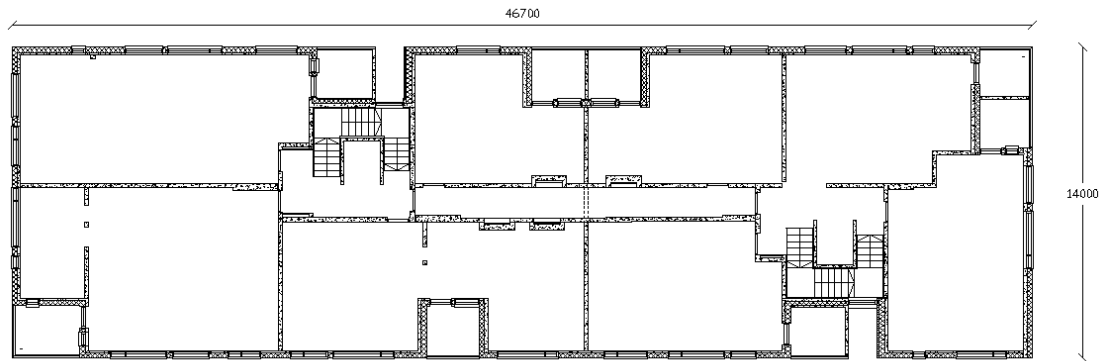
## **5 MUODONMUUTOSTEN ESTÄMINEN**

### **5.1 KUORMIEN JAKAUTUMISEN MÄÄRITYS, RAKENNUKSEN JÄYKISTÄMINEN MASTOSEINILLÄ**

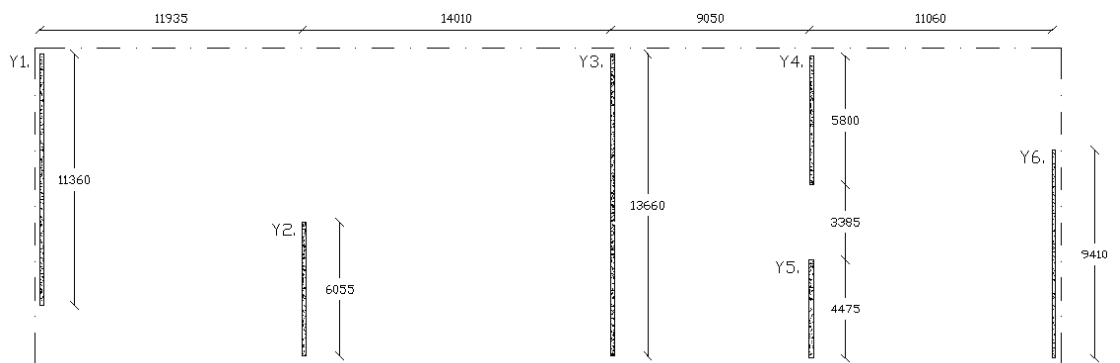
Kuormien oletetaan siirtyvän rakennuksessa jäykkien yhtenäisten ontelolaatta-levykenttien ja teräsbetonelementtiseinälinjojen kautta perustuksille. Rakenteen levymäisyys saavutetaan elementtien välisillä mekaanisilla liitoksilla, saumavaluilla ja rengas- ja saumateräksillä. Rakennemalli edellyttää, että vaakasuuntaiset laattarakenteet siirtävät rasituksia pystyrakenteille. Kunkin rakenneosan, mukaan lukien perustukset ja liitokset, oletetaan kestävän sille aiheutuvat rasitukset ja ne suunnitellaan kuhunkin rakenneosaan soveltuvien menetelmin. Rakennusta pidetään yhtenä jäykkänä kappaleena.

Esimerkkirakennuksen vaakavoimien johtaminen vaakasuuntaisilta laatoilta perustuksille on suunniteltu toimivan jäykistävien ulko- ja väliseinien kautta. Jäykistäviä seiniä pidetään ns. mastojäykisteinä, jotka tukeutuvat perustuksiin.

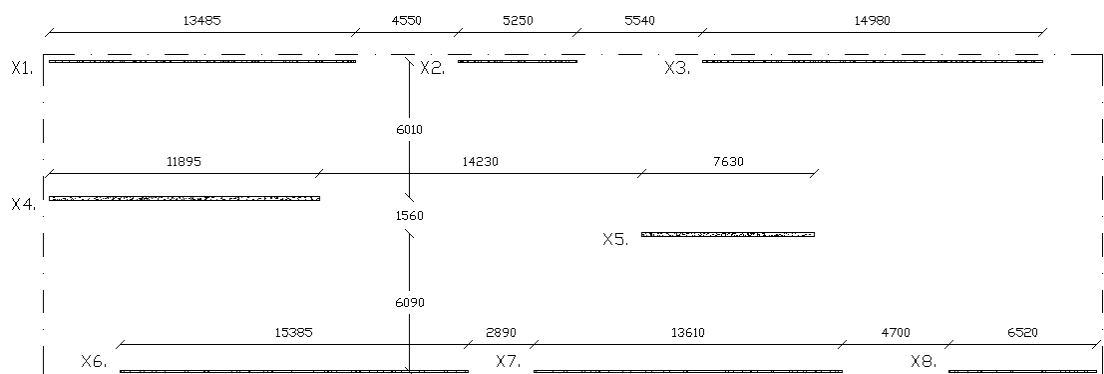
Mikäli jäykistävät mastot suunnitellaan rakennukseen symmetrisesti, ei rakennuksen rungolle aiheudu kiertymävaikutusta. Rakennusten ollessa nykyisin arkkitehtonisesti monimuotoisia ja täten epäsymmetrisiä on symmetrinen jäykistyssuunnittelu hankalaa. Käytännössä jäykistyssuunnittelu määräytyy kunkin rakennuksen osalta yksityiskohtaisesti. Tässä esimerkkirakennuksessa käytetään pohjaratkaisua, joka on epäsymmetrinen ja aiheuttaa laskentaan kiertymävaikutuksen. Esimerkin pohjaratkaisu on esitetty kuviossa 9. Yksinkertaistuksena kukin rakennuksen kerros noudattaa samaa pohjaa. Jäykistävät seinät on esitetty kuvioissa 10 ja 11. Osion esimerkkirakennuksen ulkomuoto ja -mitat ovat kaatumisvarmuuden teoreettisen mallin mukaisia. Tarkastelu suoritetaan rakennuksen hoikempaan suuntaan, mutta sama menettely soveltuu myös toisen suunnan tarkasteluun.



KUVIO 9. Jäykistävien seinien laskennassa käytettävän esimerkkirakennuksen havainnekuva



KUVIO 10. Rakennuksen hoikemmassa suunnassa jäykistävien seinien havainnollistaminen

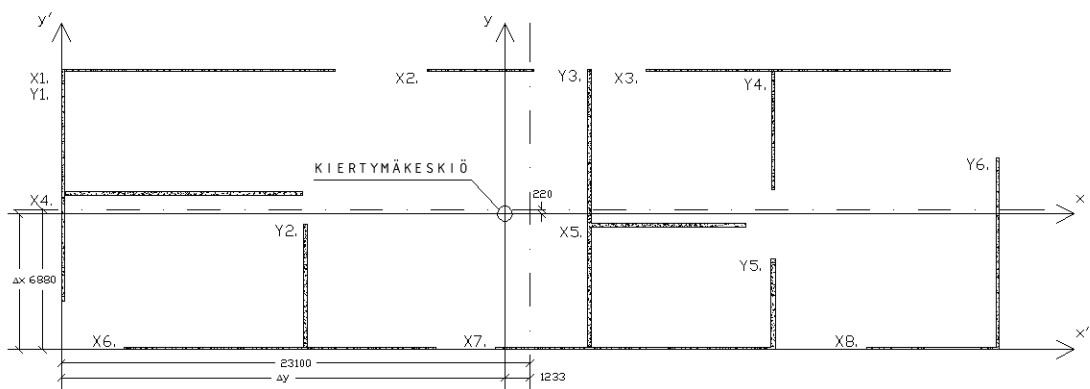


KUVIO 11. Rakennuksen leveämmässä suunnassa jäykistävien seinien havainnollistaminen

Yksinkertaistuksena rakennuksen jäykistävien seinien jäykistävän osan paksuus (betonisandwich-elementeissä betonisisäkuoren poikkileikkaus, väliseinissä betonin poikkileikkaus) ja korkeus on jokaisella seinällä sama. Lisäksi kaikki seinät ovat muodoltaan suorakaidepoikkileikkauksia. Laskennassa käytettävän jäykistykseen osallistuvan seinän betoniosan paksuus on 150 mm, korkeus ja kuormien kertymäalue on kerroskorkeus 3 m.

Kullekin seinälle kohdistuvan taivutusjännityksen suuruus määräytyy seinän jäyhyysmomentin suhteesta kaikkien seinien yhteenlaskettuun kokonaisjäyhyysmomenttiin. Koska laskennassa käytettävien seinien muoto, paksuus ja korkeus ovat samat, voidaan niitä verrata toisiinsa pituuksien suhteessa.

Jäykistävien mastoseinien taivutusjäykkyysvertailussa hyödynnetään koordinaattipohjaista tarkastelua. Alkuperäisen koordinaatiston origo merkitään  $x'$  ja  $y'$  -akselien leikkauskohtaan ja voimien ja seinien jäykkyyksien perusteella ratkaistu kiertokeskiö on akselien  $x$  ja  $y$  leikkauskohdassa. Jäykkää laattarakennetta vääntävä momentti ratkaistaan kiertokeskiön ja stabiliteettia heikentävien voimien ja niiden kiertymäkeskiöön muodostuvan momenttivarren avulla, ja lopulliset seinien kuormat ratkaistaan kiertymän ja sivusiirtymän perusteella (Rakennuksen jäykistykseen laskentaperiaatteet 2010, 26 - 30). Koordinaatit ja kiertymäkeskiö on havainnollistettu kuviossa 12.



KUVIO 12. Koordinaatit ja kiertymäkeskiön havainnollistaminen

## 5.2 VAAKAVOIMIEN JA SUHTEELLISTEN JÄYKKYYSLUKUJEN MÄÄRITÄMINEN

Laskennassa tarkastellaan yhdelle kerrokselle kohdistuvia kaatumisvarmuuden kuormitustapauksen 2 mukaisia kuormia, ja koska kyseessä on rakenteiden muodonmuutostarkasteluun (eli käyttörajatilatarkasteluun) pohjautuva laskentamenettely käytetään kuormien ominaisarvoja. Kuormia ovat tuulikuorma sekä mittaepätarkkuuksista aiheutuvien epäkeskisyyksien muodostamat lisävaakavoimat. Tuulikuorman oletetaan vaikuttavan täydellä voimallaan vain yhdessä suunnassa kerrallaan (merkitty koordinaatistoon y-akselin suuntaisesti) ja sen suuruus määräytyy suurimman vaikutuksen mukaan (rakennuksen tuulikuorman yläkaista). Mittaepätarkkuuksien ennalta-arvattomuuden johdosta niiden aiheuttamien lisävaakavoimien katsotaan vaikuttavan samalla aikaa koordinaatistossa sekä x- että y-suunnassa. Mittaepätarkkuuksista aiheutuvien lisävaakavoimien oletetaan vaikuttavan tasaisesti koko kerroksen alueella ja ne määräytyvät suurimman varmuuden aikaansaamiseksi laskuesimerkissä suurimman kuorman ominaisarvon mukaisesti.

Y-suunnassa vaikuttavat kuormat:

$$F_y = (q_{w,k}(14m) * h_{kerros} + H_{q,k} + H_{g,k}) * L_{rakennus} \quad (5.1)$$

$$F_y = (1,3 \frac{kN}{m^2} * 3m + 0,278kN/m + 0,702kN/m) * 46,705m$$

$$F_y = 227,92 kN$$

missä

$L_{rakennus}$  on rakennuksen pituus

$h_{kerros}$  on kerroksen korkeus

X-suunnassa vaikuttavat kuormat:

$$F_x = (H_{q,k} + H_{g,k}) * b_{rakennus} \quad (5.2)$$

$$F_x = (0,278 \text{ kN/m} + 0,702 \text{ kN/m}) * 14,26 \text{ m}$$

$$F_x = 13,97 \text{ kN}$$

missä

$b_{rakennus}$  on rakennuksen leveys

Seinien keskinäisessä vertailussa tarvittava suhteellinen vertailuarvo, jäykkyysluku, määräytyy kunkin seinän pituuden mukaan. Kunkin jäykistävän seinän jäykkyys poikkisuuntaansa on häviävän pieni joten seinäkohtainen tarkastelu jäykistävään pääsuuntaan on riittävä. Suhteelliset jäykkyysluvut:

$$k_{y1} = l_{y1}^3 = 1466 \text{ m}^3$$

$$k_{y2} = l_{y2}^3 = 222 \text{ m}^3$$

$$k_{y3} = l_{y3}^3 = 2549 \text{ m}^3$$

$$k_{y4} = l_{y4}^3 = 195 \text{ m}^3$$

$$k_{y5} = l_{y5}^3 = 90 \text{ m}^3$$

$$k_{y6} = l_{y6}^3 = 833 \text{ m}^3$$

$$\sum k_y = 5355 \text{ m}^3$$

$$k_{x1} = l_{x1}^3 = 2452 \text{ m}^3$$

$$k_{x2} = l_{x2}^3 = 145 \text{ m}^3$$

$$k_{x3} = l_{x3}^3 = 3362 \text{ m}^3$$



$$k_{x4} = l_{x4}^3 = 1683 \text{ m}^3$$

$$k_{x5} = l_{x5}^3 = 444 \text{ m}^3$$

$$k_{x6} = l_{x6}^3 = 3642 \text{ m}^3$$

$$k_{x7} = l_{x7}^3 = 2521 \text{ m}^3$$

$$k_{x8} = l_{x8}^3 = 277 \text{ m}^3$$

$$\sum k_x = 14526 \text{ m}^3$$

### 5.3 LAATASTON SIIRTYMÄ JA KIERTYMÄ

Jotta kullekin seinälle kohdistuva kuorma voidaan määrittää, on laataston kiertymäkeskiö selvitettävä. Kiertymäkeskiöakselien sijainti määritetään painotulla keskiarvolla, jolla huomioidaan seinien suhteellisen jäykkyyksien ja niiden etäisyyksien suhde alkuperäiseltä koordinaattiakselilta. Kaavat on johdettu Betoniteollisuus ry:n julkaisemista rakennuksen jäykistämisen laskentaperiaatteista 2010, sivut 30 - 31.

Kiertymäkeskiöakselin etäisyys y-akselilta:

$$\Delta x = \frac{\sum(k_{x_i} * x'_i)}{\sum k_x} \quad (5.3)$$

$$\Delta x = \frac{(2452+145+3362)*13,62+1683*7,65+444*6,09}{14526}$$

$$\Delta x = 6,66 \text{ m}$$

Kiertymäkeskiöakselin etäisyys x-akselilta:

$$\Delta y = \frac{\sum(k_{y_i} * y'_i)}{\sum k_y} \quad (5.4)$$

$$\Delta y = \frac{222 \cdot 11,935 + 2549 \cdot 25,945 + (195 + 90) \cdot 34,995 + 833 \cdot 46,055}{5355}$$

$$\Delta y = 21,87 \text{ m}$$

Kiertymäkeskiökoordinaatiston origo sijaitsee x,y -koordinaatiston pisteessä (6,66 m ; 21,87 m).

Kiertymää aiheuttava momentti määritetään x- ja y-suuntaisten voimien resultantin sijainnin ja kiertymäakselien välisen mitan muodostaman momenttivarren ja vaakasuuntaisten voimien tulona. Momentin arvo:

$$M = F_y * \left( \frac{L_{rakennus}}{2} - \Delta y \right) - F_x * \left( \frac{b_{rakennus}}{2} - \Delta x \right) \quad (5.5)$$

$$M = 227,92 \text{ kN} * \left( \frac{46,705 \text{ m}}{2} - 21,87 \text{ m} \right) + 13,97 \text{ kN} * \left( \frac{14,26 \text{ m}}{2} - 6,66 \text{ m} \right)$$

$$M = 331,326 \text{ kNm}$$

Tarkasteltavan kerroksen siirtymätila, eli sivusiirtymät  $v_x$  ja  $v_y$  sekä rakennuksen kiertymä  $\varphi$ , voidaan ratkaista hyödyntäen seuraavia kaavoja; Mitat  $x_i$  ja  $y_i$  ovat kiertymäkeskiökoordinaatiston mittoja:

$$v_x = \frac{F_x}{\sum k_x} = \frac{13,97 \text{ kN}}{14526 \text{ m}^3} = 0,96 \text{ N/m}^3$$

$$v_y = \frac{F_y}{\sum k_y} = \frac{227,92 \text{ kN}}{5355 \text{ m}^3} = 42,56 \text{ N/m}^3$$

$$\varphi = \frac{M}{\sum(k_{x_i} * y_i^2) + \sum(k_{y_i} * x_i^2)} \quad (5.6)$$

$$\begin{aligned} \sum(k_{x_i} * y_i^2) &= (2452 + 145 + 3362) * (7,05 \text{ m})^2 + 1683 * \\ &(0,91 \text{ m})^2 + 444 * (0,53 \text{ m})^2 + (3642 + 2521 + 277) * (6,6 \text{ m})^2 \end{aligned}$$

$$\Sigma(k_{x_i} * y_i^2) = 578222 \text{ m}^5$$

$$\Sigma(k_{y_i} * x_i^2) = 1466 * (21,8\text{m})^2 + 222 * (10,0\text{m})^2 + 2549 * (4,1\text{m})^2 + (195 + 90) * (13,2\text{m})^2 + 833 * (24,2\text{m})^2$$

$$\Sigma(k_{y_i} * x_i^2) = 1299247 \text{ m}^5$$

$$\varphi = \frac{331326 \text{ Nm}}{578222+1299247 \text{ m}^5} = 0,176 \text{ N/m}^4$$

#### 5.4 JÄYKISTÄVIEN SEINIEN KUORMITUKSET

Osamastojen, eli jäykistävien seinien, kuormitukset saadaan siirtymätilan ja suhteellisten jäykkyyslukujen perusteella. Kuormitusten suunta on tarkasteltavan kuormituksen (x- tai y-suunta) suuntainen ja kuormitus sijaitsee tarkasteltavan seinän painopisteessä. Kuormitusten arvot saadaan seuraavilla kaavoilla (Rakennuksen jäykistyksen laskentaperiaatteet 2010, 30):

$$Q_x = k_{x_i} * v_x - k_{x_i} * y_i * \varphi$$

$$Q_y = k_{y_i} * v_y + k_{y_i} * x_i * \varphi$$

missä

$y_i$  on tarkasteltavan seinän painopisteen y-koordinaatti

$x_i$  on tarkasteltavan seinän painopisteen x-koordinaatti

Seinien määrän ollessa suuri on staattinen malli määräämätön. Tämä ja kiertymään vaikuttava seinien epätasainen jäykkyyksien jakautuminen johtavat

lopulliseen voimajakaumaan. Kullekin jäykistävälle seinälle kohdistuvat kuormat ja niiden prosenttiosuus kokonaiskuormasta on esitetty taulukoissa 8 ja 9 ( $v_x = 0,96 \text{ N/m}^3$ ,  $v_y = 42,56 \text{ N/m}^3$ ). Huomataan, että  $\Sigma Q_{xi} = 13,8 \text{ kN} \approx F_x$  sekä  $\Sigma Q_{yi} = 227,94 \text{ kN} \approx F_y$ .

TAULUKKO 8. Jäykistävien x-suuntaisten seinien kuormitukset

Seinän tunnus	$k_{xi} [\text{m}^3]$	$y_i [\text{m}]$	$Q_{xi} [\text{N}]$	%
X1	2452	7,05	-689	4,2
X2	145	7,05	-41	0,4
X3	3362	7,05	-944	5,7
X4	1683	0,96	1331	7,9
X5	444	-0,52	467	2,9
X6	3642	-6,6	7727	45,4
X7	2521	-6,6	5349	31,5
X8	277	-6,6	588	1,7

TAULUKKO 9. Jäykistävien y-suuntaisten seinien kuormitukset

Seinän tunnus	$k_{yi} [\text{m}^3]$	$x_i [\text{m}]$	$Q_{yi} [\text{N}]$	%
Y1	1466	-21,9	56742	24,9
Y2	222	-9,95	9060	4,0
Y3	2549	4,12	110334	48,4
Y4	195	13,2	8752	3,8
Y5	90	13,2	4039	1,8
Y6	833	24,3	39015	17,1

## 5.5 OSAMASTON TAIPUMAN LASKENTA

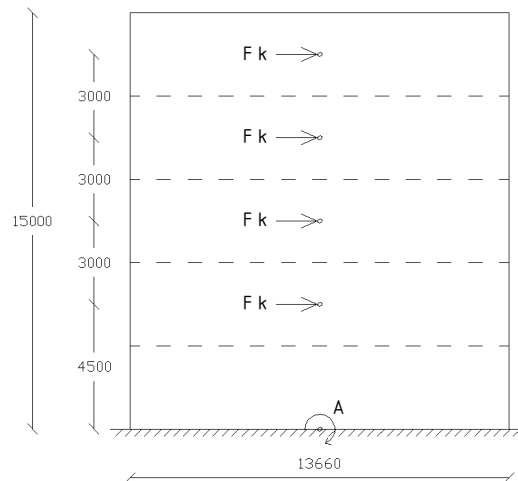
Osamaston kuormat määräytyvät edellä määritettyjen kuormien jakautumisosuuksien mukaan kokonaiskuormasta. Esimerkkinä lasketaan mastoseinän Y3 (ks. kuvio 10) taipuma.

Edellä suoritettu kuormien jakautumisen laskentamenettely määrittä mastoseinän yhden kerroksen kuormituksen käyttörajatilassa. Laskennan suurimman varmuuden saavuttamiseksi käytettiin rakenteelle epäedullisimpia kuormien ominaisarvoja, ja kiertymävaikutuksen ja staattisesti määräämättömän rakennemallin johdosta rakenteelle epäedullisimpien kuormien käyttö myös osamaston rasiusten määrittämisessä on perusteltua. Jäykistävän seinän kerroskohtaisen kuormituksen ominaisarvon  $F_k$  määrä on 110334 N, josta muuttuvien ja pysyvien kuormien osuudet ovat seuraavat:

$$F_{q,k} = \frac{q_{w,k}(14\text{ m}) \cdot 3m + H_{q,k}}{q_{w,k}(14\text{ m}) \cdot 3m + H_{q,k} + H_{g,k}} * 110334\text{ N} = 94462\text{ N} (85,6\%)$$

$$F_{g,k} = 110334\text{ N} - F_{q,k} = 15872\text{ N} (14,4\%)$$

Osamaston staattisessa mallissa jokaiselle rakennuksen kerrokselle kohdistuu sama kuorma. Kuorman sijainti on kerroksittain maston painopisteessä, ts. keskellä. Rakennuksen kokonaiskerrosmäärä on 5 ja kokonaiskorkeus 15 metriä. Kunkin kerroksen korkeus on 3 metriä, ja alimpaan kerrokseen kohdistuu maanpaine. Maanpaine on suunniteltu jäykistettäväksi omalla maanpaineseinällään, eikä se aiheuta rasiusta osamastolle. Osamaston staattinen malli ja staattisen tarkastelun apuna käytettävä momenttikeskiöpiste A on havainnollistettu kuviossa 13. Rakennemalli edellyttää, että rakenne on yhtenäinen liitoksin saavutettu levyäinen rakenne.



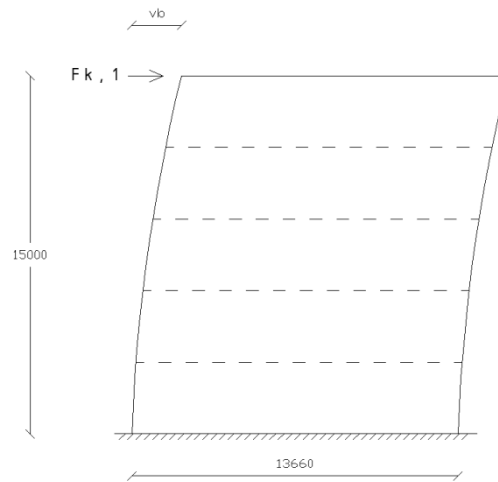
KUVIO 13. Osamaston staattinen malli

Osamastolle kohdistuvat vaakakuormat  $F_k$  aiheuttavat osamastolle momenttirasituksen. Momenttirasituksen suuruus on kunkin voiman arvo kerrottuna momenttivarrella. Momentti pisteessä A:

$$M_A = \sum F_{k_i} * a_i \quad (5.7)$$

$$M_A = 110334 \text{ N} * (4,5\text{m} + 7,5\text{m} + 10,5\text{m} + 13,5\text{m}) = 3972 \text{ kNm}$$

Momenttirasituksen arvo on sama missä tahansa pisteessä osamaston juuressa. Momenttirasitusta voidaan hyödyntää siten, että asettamalla momenttivarreksi rakennuksen kerroskorkeus 15 metriä saadaan osamaston päähän sijoittuvan laskennallisen pistekuorman arvo. Pistekuorman arvon ja rakenteen poikkileikkaussuureiden avulla voidaan yksinkertaistetulla laskentamenetelyllä määrittää rakenteelle aiheutuva muodonmuutoksen suuruus. Lisäksi asettamalla momenttivarset osamaston reunoihin ja huomioimalla rakenteen omapaino saadaan arvio rakenteen aiheuttamasta veto- ja puristusrasituksista perustuksille. Periaate voiman siirtämisestä rakenteen päähän ja taivutuksen aiheuttamasta muodonmuutoksesta on kuvattu kuviossa 14.



KUVIO 14. Periaatekuva taivutuksen aiheuttamasta muodonmuutoksesta osamastoon

Rakenteen päähän sijoittuvan laskennallisen voiman  $F_{k,1}$  suuruus:

$$F_{k,1} = 3972 \text{ kNm} / 15 \text{ m} = 265 \text{ kN}$$

Rakenteen taivutuksesta aiheutuva muodonmuutos  $v_b$  lasketaan seuraavalla kaavalla (Rakennuksen jäykistyksen laskentaperiaatteet 2010, 26):

$$v_b = F_{k,1} * \frac{H^3}{3EI} \quad (5.8)$$

missä

$H$  on rakenteen korkeus

$E$  on rakenteen kimmomoduli

$I$  on rakenteen jäyhyysmomentti

Betonielementtirakenteissa yleisesti käytettävän betonin C40/50 kimmomoduli  $E_{cm}$  on eurokoodin kaavan (5.20) mukaan 29,17 GPa (SFS-EN 1992-1-1 + AC 2006, 68).

Suorakaiderakenteen jäyhyysmomentti lasketaan kaavalla:

$$I = b * h^3 / 12 \quad (5.9)$$

missä

$h$  on rakenteen taivutusrasituksen suuntaisen sivumitan pituus

$b$  on rakenteen taivutusrasituksen poikkisuuntaisen sivumitan pituus

Mastopilariseinän paksuus on 150 mm ja pituus 13660 mm. Osamaston jäyhyysmomentti on täten:

$$I = 150 * 13660^3 / 12 = 31,86 * 10^{12} mm^4$$

Rakenteelle taivutuksen aiheuttaman muodonmuutoksen suuruus:

$$v_b = 265000 N * \frac{(15000 mm)^3}{3 * 29,17 * 10^2 \frac{N}{mm^2} * 31,86 * 10^{12} mm^4} = 3,2 mm$$

Rakenteille yleisesti hyväksytty taipuman yläraja on välillä H/400 ... H/1000.

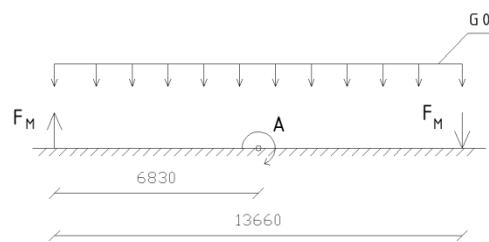
Tässä tapauksessa taipuman ylärajaksi muodostuu 37,5 mm ... 15,0 mm.

Taipuman käyttöasteeksi muodostuu 9 % ... 21 %.



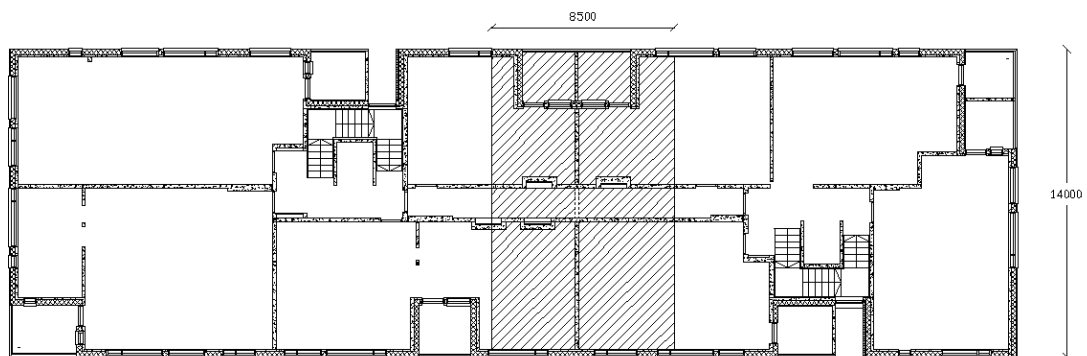
## 5.6 OSAMASTON JUUREN TAIVUTUSRASITUS JA STABILITEETTI

Asettamalla vaakakuormista aiheutuvan momentin momenttivarsi osamaston reunoihin ja huomioimalla rakenteiden omapaino määritetään osamaston juureen ja perustuksille aiheutuvat rasitukset. Osamastolle kohdistuvien vaakavoimien momenttivaikutus pyrkii aiheuttamaan puristusta rakenteen toisessa päässä ja toisessa vetoa. Osamaston ja siihen tukeutuvien rakenteiden aiheuttamat kuormat aiheuttavat stabiliteettia parantavan puristusvaikutuksen, joka estää taivutuksesta aiheutuvaa vetorasitusta. Voimajärjestelmä on havainnollistettu kuviossa 15:



KUVIO 15. Osamaston juuren voimajärjestelmän havainnekuva

Osamaston omapainon lisäksi laskennassa huomioidaan siihen liittyvien rakenteiden kuormat. Laskennassa tarkastellaan mastoseinää Y3 (ks. kuvio 10). Kuormien kerroksittainen kertymäalue on havainnollistettu kuviossa 16:



KUVIO 16. Osamaston kerroksittainen pystysuuntaisten kuormien kertymäalue

Tasomaisten välipohjien ja yläpohjan lisäksi seinään on päätyihin kiinnitetty liitoksin ulkoseiniä sekä sokkeleita. Rakennuksen ulkopintoihin rajoittuvien rakenteiden omapainot toimivat liitoksien välityksellä lähinnä vaakakuormien aiheuttamaa momenttivaikutuksen vetorasitusta vastaan. Ulkoseinä- ja sokkelirakenteet ovat suunniteltu siten, että niiden omapainoista aiheutuva puristus ohjautuu ulkoseinälinjojen omille perustuksille sen sijaan, että ne aiheuttaisivat rasituksia mastopilariseinän perustuksille.

Laskennallisesti sokkelin omapaino on yhtä suuri kuin ulkoseinärakenteen sekä parvekkeen rasituksia pidetään yhtä suurina kuin asuintilojen välipohjarakenteen (ks. taulukko 1). Kuormitusalueen pituus on 8,5 metriä ja leveys 14,0 metriä, joten tasomaisten kuormien kertymäalue on pinta-ala 119 m<sup>2</sup>. Kuormitusalueella on osamasto mukaan luettuna yhteensä 31 juoksumetriä betoniväliseinärakennetta sekä 17 juoksumetriä ulkoseinärakennetta. Kerroskorkeus on 3 metriä. Kuormituksia kertyy jokaiselle rakenteelle viideltä kerrokselta, poislukien yläpohja, jonka kuormat kohdistuvat rakennukseen vain yhdeltä kerrokselta, ja välipohja, jonka kuormat kohdistuvat neljältä kerrokselta. Rakenteiden aiheuttamien pysyvien kuormien ominaisarvot ovat esitetty taulukossa 11:

TAULUKKO 11. Osamastolle kohdistuvien pysyvien kuormien ominaisarvot

Rakenne	Paino [kN/m <sup>2</sup> ]	Kuormitus- alue	Kerros- korkeus [m]	Kerrosten lkm	Kuorman ominaisarvo $g_{0,ki}$ [kN]
Yläpohja	6,25	119 m <sup>2</sup>	-	1	743,75
Ulkoseinä / sokkeli	5,8	17 m	3	5	1479,0
Väliseinä	4,5	31 m	3	5	2092,5
Välipohja	6,25	119 m <sup>2</sup>	-	4	2975,0

Osamastolle kohdistuvien pysyvien kuormien ominaisarvojen summa  $g_{0,k}$  on 7290,25 kN. Rakenteelle edullisien pysyvien kuormien osavarmuusluku  $\gamma_{G,j,inf}$  on 0,9 (ks. taulukko 5). Pysyvien kuormien aiheuttamien stabiloivien voimien mitoitusarvo:

$$g_{d,stab} = g_{0,k} * \gamma_{G,j,inf} = 7290,25 \text{ kN} * 0,9 = 6561,225 \text{ kN}$$

Osamaston stabiliteetti todetaan vertaamalla stabiliteettia parantavien voimien momenttivaikutusta stabiliteettia heikentävien voimien momenttivaikutuksiin. Osamaston stabiliteettia parantavien voimien momenttivaikutus lasketaan seuraavasti:

$$M_{g_{d,stab}} = g_{d,stab} * \frac{L}{2} \quad (5.10)$$

missä

$L$  on mastopilariseinän pituus

$$M_{g_{d,stab}} = 6561,225 \text{ kN} * \frac{13,660 \text{ m}}{2} = 44813,17 \text{ kNm}$$

Osamastoon kohdistuu samat vaakavoimat kuin osamaston taipuman tarkastelussa. Vaakavoimista osamastolle aiheutuvan momenttirasituksen  $M_A$  ominaisarvo on 3972 kNm. Vaakavoimista muuttuvien kuormien osuus on 85,6 % ja pysyvien kuormien osuus on 14,4 %. Epäedullisten muuttuvien kuormien osavarmuusluku  $\gamma_{1}$  on 1,5 ja epäedullisten pysyvien kuormien osavarmuusluku  $\gamma_{G,j,sup}$  on 1,1 (ks. taulukko 5). Stabiliteettia heikentävien kuormien mitoitusarvo:

$$M_{d,dst} = \gamma_{Q,1} * 3972 \text{ kNm} * 0,856 + \gamma_{G,j,sup} * 3972 \text{ kNm} * 0,144$$

$$M_{d,dst} = 5729,21 \text{ kNm}$$

Täten:

$$E_{d,stb} = M_{g,d,stb} = 44813,17 \text{ kNm}$$

$$E_{d,dst} = M_{d,dst} = 5729,21 \text{ kNm}$$

Osamaston stabiiliteetin toteaminen:

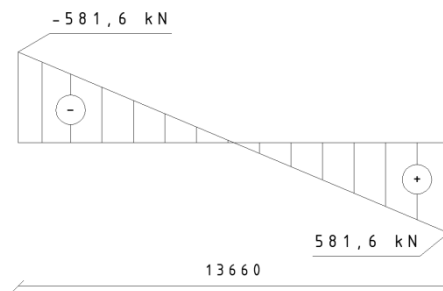
$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad (\text{Käyttöaste: 12,9\%})$$

Osamastolle kohdistuvien vaakavoimien aiheuttama taivutus luo veto- ja puristusrasituksen osamaston juuressa oleville perustuksille ja osamaston ja perustuksien väliselle liitokselle. Jotta rakenteen stabiiliteetti voidaan luotettavasti todeta, on perustukset suunniteltava siten, että ne kestävät nämä rasitukset. Osamaston juureen vaikuttavat vaakavoimista aiheutuvan momenttirasituksen vedon ja puristuksen maksimi-arvot saadaan asettamalla momenttirasituksen tarkastelupiste keskelle seinän juurta ja momenttivarsi seinän pätyyn (ks. kuvio 15). Momenttirasitus aiheutuu samoista vaakavoimista, jotka kohdistuvat osamastoon taipumatarkastelussa, ja momenttirasituksen ominaisarvo  $M_A$  on 3972 kNm. Veto- ja puristusrasitusten maksimi-arvon ominaisarvo:

$$F_{M,k} = \frac{M_A}{L/2} \quad (5.11)$$

$$F_{M,k} = \frac{3972 \text{ kNm} \cdot 2}{13,66 \text{ m}} = 581,6 \text{ kN}$$

Momenttirasituksen aiheuttaman veto- ja puristusrasitusten jännityskuvaaja on esitetty kuviossa 17:



KUVIO 17. Osamaston juuren jännityskuvaaja

Veto- ja puristusrasituksien maksimiarvon ominaisarvon muuttuvien kuormien osuus:

$$F_{M,q,k} = 581,6 \text{ kN} * 0,856 = 497,8 \text{ kN}$$

Veto- ja puristusrasituksien maksimiarvon ominaisarvon pysyvien kuormien osuus:

$$F_{M,q,k} = 581,6 \text{ kN} * 0,144 = 83,8 \text{ kN}$$

Vaakavoimista aiheutuvan puristusrasitukset tulee ottaa huomioon perustuksien mitoituksessa. Vetorasitusta ei tule käyttää perustusten mitoituksessa rakenteiden omapainoja vähentävänä tekijänä; Määrääväksi kuormitustapaukseksi perustuksille tämän laskentaesimerkin vetopuolella muodostuu tilanne, jossa tuuli ja mittaepätarkkuuksista aiheutuvat lisävaakavoimat kuormittavat rakennusta laskuesimerkkiin nähden vastakkaiseen suuntaan, jolloin tarkasteltavan osamaston juureen kohdistuvat vastaavasti vastakkaisuuntaiset jännitykset. Tällöin pohjarakenteille aiheutuu vaakavoimista vedon sijaan puristusta.

Mikäli vaakavoimista aiheutuva vetorasitus osoittautuu suuremmaksi kuin omapainoista aiheutuva puristus, on vetorasituksen maaperään johtamiseen otettava kantaa esimerkiksi suunnittelemalla rakennuksen ankkurointi. Tässä

laskentaesimerkissä tilanne ei osoittaudu kuvaillun kaltaiseksi (ks. osamaston stabiliteetin toteaminen s. 65).

## **6 POHDINTA JA JOHTOPÄÄTÖKSET**

### **6.1 EUROKOODIEN KÄYTÖN HAASTEET SUUNNITTELUTYÖSSÄ**

Opinnäytetyön kenties suurin haaste oli sovittaa ajalliset resurssit riittämään eurokoodien käsittelyyn ja niiden soveltamiseen laskentaohjelmia varten. Eurokoodit itsessään ovat suunnittelumateriaalia, joiden käyttäminen edellyttää usean eri suunnitteluohjeen sisäistämistä, monen asiakokonaisuuden hallitsemista ja tarkkuutta yksityiskohtien läpikäynnissä. Eurokoodien käyttö osoitautui työlääksi ja aikaa vieväksi sen yksityiskohtaisuuden vuoksi.

Eurokoodien liiallinen tarkkuus johti ajatukseen, että ne eivät juuri sovellu käsinlaskentamenettelyihin vaan ainoastaan laskentaohjelmakäyttöön. Tämä asia esiintyi myös toimeksiantajan edustajan ajatuksissa ja opinnäytetyön ohjaajan mietteissä. Eurokoodin liiallinen tarkkuus voi johtaa laskennan epävarmuuteen ja sitoo suuren määrän suunnittelutoimistojen ajallisia resursseja. Pelkästään yhtä rakennetta suunnitellessa on huomioitava useassa suunnitteluoppaassa olevia tietoja. Yhtä tietokokonaisuutta selvittäessä voi kulua huomattava määrä aikaa sen ollessa hajautettu usealle suunnitteluoppaan sivulle, jotka eivät useasti ole johdonmukaisessa järjestyksessä.

Hyvänä esimerkkinä tuulenpaineen laskennassa joudutaan hakemaan tietoa kymmeniltä sivuilta. Osa tiedoista saadaan itse tuulikuormalaskentaohjeesta SFS-EN 1991-1-4, ja laskentaohjeen laskentakaavoihin tarvitaan tietoja erillisistä dokumenteista, SFS-EN 1990 Rakenteiden suunnitteluperusteista sekä Suomen kansallisesta liitteestä. Kansallisen liitteen tarpeellisuudesta ei ole

mitään mainintaa itse eurokoodin laskentakaavojen yhteydessä, johtaen epäselvyyteen laskennan suorittamisessa.

Opinnäytetyön aikainen eurokoodien läpikäynti oli kuitenkin hyödyllistä. Tutkimuksen ja opinnäytetyön luonnin alussa eurokoodit itsessään olivat materiaalia, joka oli pääosin tuntematonta. Opintojen aikana läpikäytiin ainoastaan eurokoodeihin perustuvia suunnitteluohjeita, joissa eurokoodin sisältöä oli selvennetty huomattavasti johdonmukaisempaan muotoon. Tästä johtuen itse eurokoodien tulkitseminen opinnäytetyötä varten oli aluksi työlästä ja sekavaa. Tutkimustyön edetessä kuitenkin eurokoodia ”oppi lukemaan” ja suunnittelu-prosessi selkeytyi.

## **6.2 LASKENTATULOSTEN TULKINTA**

Laskennan tuloksena huomataan, että opinnäytetyön mukaisen esimerkkirakennuksen kaatumisvarmuuden käyttöaste jäi pieneksi. Tästä voidaan vetää johtopäätös, että esimerkkirakennuksen kaatumisvarmuus ei ole kriittinen mitoituskohde.

Osamastoseinien stabiliteetti osoittautui tärkeäksi tarkastelukohteeksi. Vaaka-voimien aiheuttaman momenttivaikutuksen puristusrasitus perustuksille ei suinkaan jää mitättömäksi, ja tiedon pitää olla saatavilla rakennusprojektin perustuksien suunnittelijalla ja geoteknisellä suunnittelijalla. Laskentaprosessi tulisi suorittaa jokaiselle jäykistävälle seinälle vaikka opinnäytetyössä tarkasteltiin vain yhtä jäykistävää mastopilariseinää. Erityisesti hoikkien jäykistävien seinien tapauksessa tulokset ja käyttöasteet voivat muodostua hyvinkin erilaisiksi verrattuna esimerkkiin.

### **6.3 TAVOITTEIDEN TÄYTTYMINEN**

Opinnäytetyön päämäärät täyttyivät hyvin. Controlteam Oy:llä ei ollut aiemmin helppoa ja luotettavaa tapaa todeta tämän kaltaisten rakennusten kokonaisstabiliteettia. Opinnäytetyön tuloksena saatuja tietoja voidaan hyödyntää joko käsinlaskennassa tai tietokonepohjaisten laskentaohjelmien luomisessa. Lisäksi tietoja voidaan soveltaen eurokoodien puitteissa hyödyntää myös muunkaltaisten rakennusten, esimerkiksi siilojen ja hallirakennusten, suunnittelussa.



## LÄHTEET

Faktaa rakentamisesta 1/2006. Ympäristöministeriön tiedote. Viitattu 11.3.2014. <http://www.eurocodes.fi/>, Eurokoodien tilanne nyt.

L 5.2.1999/132. Maankäyttö- ja rakennuslaki. Viitattu 16.4.2014. Oikeudellisen aineiston Internet-palvelu Finlex. <http://www.finlex.fi/fi/>, Ajantasainen lainsäädäntö.

Rakennuksen jäykistyksen laskentaperiaatteet. 2010. Betoniteollisuus ry. Viitattu 15.4.2014. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/>, Rakennejärjestelmät, Rakennuksen jäykistys, Laskentaperiaatteet.

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1990/A1/AC:en. 2010. Eurocode. Basis of structural design. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1991-1-1 + AC. 2002. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1991-1-3 + AC. 2004. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1991-1-4 + A1 + AC. 2011. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-1-1 + AC. 2005. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1997-1 + AC. 2005. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

Suomen rakentamismääräyskokoelma osa B1. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Ympäristöministeriö Viitattu 23.2.2014. <http://www.ym.fi/fi-FI>, Maankäyttö ja rakentaminen, Lainsäädäntö ja ohjeet, Rakentamismääräyskokoelma.

Tietoa eurokoodeista. 2006. Ympäristöministeriö. Viitattu 23.2.2014. <http://www.ym.fi/fi-FI>, Maankäyttö ja rakentaminen, Lainsäädäntö ja ohjeet, Rakentamismääräyskokoelma, Tietoa eurokoodeista.

Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakennuksessa. Ympäristöministeriö. Viitattu 7.4.2014. <http://www.ymp.fi/fi-FI>, Maankäyttö ja rakentaminen, Lainsäädäntö ja ohjeet, Rakentamismääräyskokoelma.

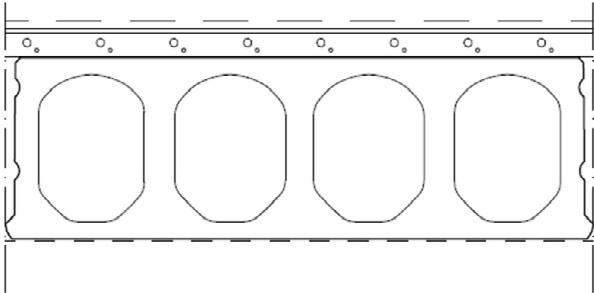
Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista, luonnos 10.10.2013. 2013. Ympäristöministeriö. Viitattu 23.2.2014. <http://www.ymp.fi/fi-FI>, Maankäyttö ja rakentaminen, Lainsäädäntö ja ohjeet, Rakentamismääräyskokoelma, Uudistumassa olevat rakentamismääräyskokoelman osat.

Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista, luonnos 17.4.2013. 2013. Ympäristöministeriö. Viitattu 23.2.2014. <http://www.ymp.fi/fi-FI>, Maankäyttö ja rakentaminen, Lainsäädäntö ja ohjeet, Rakentamismääräyskokoelma, Uudistumassa olevat rakentamismääräyskokoelman osat.

## LIITTEET

### LIITE 1. RAKENNETYYBIT

Rakennuskohde	Sisältö VÄLUPOHJARAKENNE KANTAVA ONTELOLAATASTO + PINTALAATTA		
Suunnittelija	Työ Nro.	VP1	
	Päiväys 3.2.2014		

- Pinnoite Rakennusselesteen ja huonekorttien mukaan (lautaparkentin alla joustava materiaali esim Duplex).
- 5...10 mm Tasoite tarvittaessa, sementtiperusteinen, kaseiiniton, vähäalkalinen. Alkaille herkkien pinnoitteiden kanssa vähimmäispaksuus 5mm.
- 50 mm Pintabetoni, BY 45 luokka A-4-30 (By 45 Betonilattiat 2000) kutistumattomasta massasta. (Valetaan saumavulujen yhteydessä). Betonilustat puhdistettava ja käsiteltävä primerillä ennen saumausta.
- 370 mm Kantava rakenne ontelolaatasto 370mm. Paino saumattuna >500kg/m<sup>2</sup>
- Pinnoite / Alaslaskettu katto Rakennusselesteen ja huonekorttien mukaan.

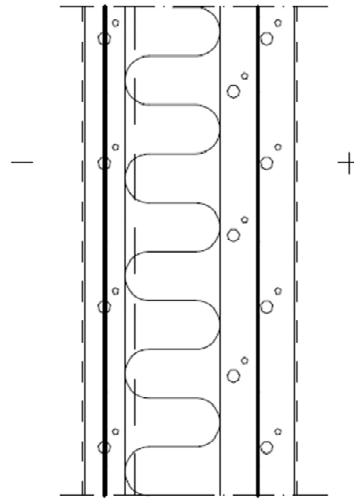
Tasoitettavat pohjat käsitellään tasoitevalmistajan ohjeita noudattaen. Betonin pinta hiotaan auki heti jälkihoidon (7vrk) päätyttyä (laatan kuivuminen). Alusbetonin kosteus ennen pinnoitteen asentamista SisäRYL 2000 ja tuotetoimittajan ohjeen mukaan. Betonilaatan ja pystyrakenteiden välissä 5mm umpisolunauha ja elastinen kitti rakennedetaljen mukaan. Ontelolaatan saumoissa huolellisesti tiivistetty saumavulu väh. K30-2. Ontelolaatan saumaan saa asentaa korkeintaan kolme sähköputkea.

Palonkestoluokka: REI60

Ilmääneneristävyyys: >60dB

Aseläänitulosluku: 45...50dB pintamateriaalin mukaan

Rakennuskohde	Sisältö ULKOSEINÄRAKENNE, KANTAVA SANDWICH-ELEMENTTI	
Suunnittelija	Työ Nro.	US1
	Päiväys 3.2.2014	



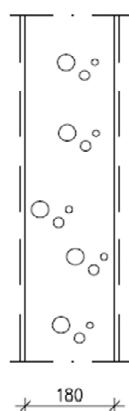
- Pinnote Rakennusselosteen mukaan.
- 80 mm Ulkokuori teräsbetoni K35-2 (By 50 2004). Rauditus erillisten rakennesuunnitelmien mukaan, rasitusluokka XC3,4. Betonin pintaluokka PIN-PESH-A käsittely maalausloustaksi (By 40 2003).
- 190 mm Lämmöneriste Paroc COS 5gt 190 mm.
- 150 mm Kantava teräsbetoneinö K30-2 (By 50 2004). Rauditus erillisten rakennesuunnitelmien mukaan, rasitusluokka XC1. Betonin pintaluokka PESH-A (käsittely tasoitealoustaksi By 40 2003).
- Tasoite, sementtiperusteinen, kaseiiniton, vähäalkalinen.
- Pinnote Rakennusselosteen ja huonekorttien mukaan.

Liittymät huoneistoja erottaviin rakenteisiin tehdään ääni- ja palotekniset vaatimukset täyttäväksi. Kts. Rakennedetailit. Ikkuna- ja oviaukoissa kestopuu.

Lämmönläpäisykerroin: 0,21 W/m<sup>2</sup>K

Palonkestoluokka: REI90

Rakennuskohde	Sisältö VÄLSEINÄRAKENNE HUONEISTOJEN VÄLSEINÄT BETONIELEMENTTI	
Suunnittaja	Työ Nro.	VS1
	Päiväys 3.2.2014	



- Pinnöite Rakennussesteen ja huonekorttien mukaan.
- Tasoite, sementtiperusteinen, kaseiiniton, vähäalkalinen.
- 180 mm Kantava teräsbetoniseinä K30-2 (By 50 2004) Rauditus rakennesuunnitelmien mukaan, rasitusluokka XC1. Pintojen Laatu luokka PESH-A käsittely tasoitealustaksi (By40 2003)
- Tasoite, sementtiperusteinen, kaseiiniton, vähäalkalinen.
- Pinnöite Rakennussesteen ja huonekorttien mukaan.

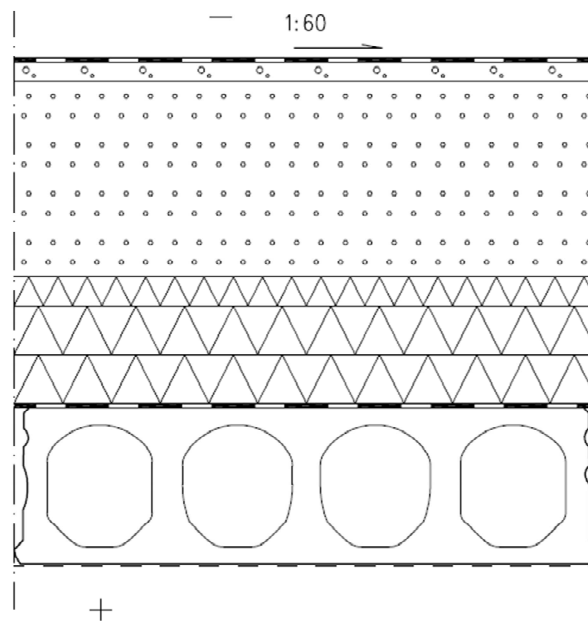
Elementtien ja paikallavalujen toleranssiluokka N (By47 2007)

Liittymät huoneistoja erottaviin rakenteisiin tehdään ääni- ja palotekniset vaatimukset täyttäväksi. Liikuntasamat ja detaljit erillisten suunnitelmien mukaan

Ääneneristävyys:  $R'w = 55$  dB

Palonkestoluokka: REI180

Rakennuskohde	Sisältö YLÄPOHJARAKENNE ONTELOLAATTA BITUMI VESIKATTO		
Suunnittaja	Työ Nro.	YP1	
	Päiväys		
	3.2.2014	PR	



- Vedeneriste VE80 kumibitumikermit TL2 + TL2 Esim: Kerabit 3000 U + Kerabit 4000
- 40 mm Tasausbetoni/vesikatteen alusta betonilaatta K20/2 puuhiertopinnalla 40mm.
- 300...500 mm Lisäeriste/tuuletustila Kevytsora KS820 keskimäärin 400mm ja min 300mm. Kallistukset myös järeissä min 1:80
- 260 mm Lämmäneristys 260 mm EPS 100S Katto (200+60mm).
- Höyrynsulku / ilmasulku bitumikermi K-EL50/2200 AL 0,08.
- 320 mm Kantava rakenne ontelolaatatasto 320 mm. Paino saumattuna >400 kg/m2
- Pinnoite / Alaslaskettu katto Rakennuslaseen ja huonekorttien mukaan.

Vesikattotyö ja kattoen yksityiskohdat tehdään RT 85-10851 annettujen ohjeiden mukaisesti. Kanavat ja viemärit kevytsorassa eristettävä kuten kylmissä tiloissa. Katon höyrynsulun läpimenot tehdään huolellisesti, ettei rakenteisiin jää ilmavuotokohtia. Kattovarusteet rakennuslaseen ja vesikattopiirustuksen mukaan. Tuuletusraot räystäällä vähintään 30 mm. Kaikissa tuuletusraoissa 0,5#10 rst-verkot.

U-arvo: 0,09 W/m²K

Palonkestoluokka: REI60

Sisäkaton pintaluokka A1-s1,d0