



UUTTOHALLIN RUNKORAKENTTEEN ESISUUNNITTELU

Ilkka Luukkonen

Opinnäytetyö
Joulukuu 2011
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Talonrakennustekniikka
Tampereen ammattikorkeakoulu

TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU
Tampere University of Applied Sciences

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Talonrakennustekniikan suuntautumisvaihtoehto

LUUKKONEN, ILKKA: Uuttohallin runkorakenteen esisuunnittelu

Opinnäytetyö 66 s., liitteet 19 s.
Joulukuu 2011

Opinnäytetyön tavoite oli selvittää kustannustehokkain kestävä runkorakenne uuttohallille. Kohteen esisuunnittelu vaati kemiallisesti rasiutettujen ja suuria palokuormia kestävien rakenteiden tutkimista ja vertailua. Rakenteellisen toimivuuden lisäksi esisuunnittelua ohjasivat uuttoprosessin vaatimat tilan toiminnalliset tavoitteet ja tekniset laitteet. Edullisin rakenne uuttohallille valittiin lakien, normien, esimitoituksen ja kustannusten perusteella.

Uuttohallin haasteellinen ympäristö teki hyvän palokuorma- ja kemiallisen rasiutuskestävyuden omaavasta teräsbetonista selkeästi edullisimman materiaalivaihtoehdon hallin kantaviin rakenteisiin. Hyvän lopputuloksen ja pitkän käyttöiän kannalta oli myös tärkeä tutkia rakenteita, joilla detaljitason rakentaminen tulee mahdollisimman helpoksi. Yksinkertaiset detaljiratkaisut vähentävät rakennusvirheiden mahdollisuutta ja siten ne eivät heikennä rakenteen kestävyyttä. Esisuunnittelua tehtäessä oli tärkeä keskittyä nopeasta rakennuksen muutostahdistista johtuen kokonaisvaltaisiin ratkaisuihin ja jättää tarkka pohdinta lopulliseen suunnitteluun, jolloin rakennuksen käyttötarkoituksen mukainen laitteistosuunnittelu on lopuillaan. Opinnäytetyön tulokset esiteltiin tilaajalle ja tilaajan valitsemalle rakennesuunnittelijalle, jotka jatkoivat rakennushankkeen toteuttamista esisuunnittelun tuottaman tiedon pohjalta.

Esisuunnittelulla on erityinen asema rakennushankkeen alkuvaiheessa, jolloin on tärkeää saada tilaajan käyttöön sopiva, edullinen ja toimiva runkorakennevaihtoehto. Alustavan mitoituksen perusteella saatu kustannusarvio tuottaa suuntaa-antavan kokonaiskustannuksen rakenteille ja ohjaa rakenteiden jatkosuunnittelua. Voidaan siis todeta, että onnistunut esisuunnittelu auttaa tilaajaa hankesuunnittelussa ja pitää rakennushankkeen kustannukset hallinnassa.

Avainsanat: Esisuunnittelu, runkorakenne, teollisuushalli, uuttorakennus.

ABSTRACT

Tampere University of Applied Sciences
Degree Programme in Civil Engineering
Option of Building Construction

LUUKKONEN, ILKKA: The Pre-Design of the Frame Structure of the Extraction Hall

Bachelor's thesis 66 pages, appendices 19 pages.
December 2011

The purpose of this bachelor's thesis is to find the most cost-effective and durable frame structure for chemically stressed and great fire loads enduring extraction hall. The frame structure is selected using Finnish construction legislations, Eurocode, pre-design and cost estimate of structure based on pre-design.

Reinforced concrete is proved to be the most effective construction material in terms of chemical stress resistance and load bearing capacity under fire load. For well working and long lasting frame it was important to select structures which were simple to build on detail level. Easy building solutions decrease the construction errors and increase the durability of frame structure. The fast changing facility design affected greatly on the shape and placing of structural elements, so it was extremely important not to use too much time on details but to focus on comprehensive design. The results of this thesis were presented to the client and the structural designer appointed by the client.

The pre-design takes important role in the initial stage of building project, when the priority is to find the most suitable, cost-effective and functioning frame structure solution for client. Cost estimate of frame directs the total cost estimate and final structural design. The conclusion of thesis indicates great use for pre-design in cost-control and project management on client level.

Keywords: Pre-design, frame structure, industry hall, extraction building

ALKUSANAT

Haluan esittää kiitokseni Norilsk Nickelille erityisestä mahdollisuudesta tehdä opinnäytetyö vaativiin olosuhteisiin toteutettavan rakennuksen parissa. Erityiskiitokset opinnäytetyön teettäjän edustajalle Kari Virtaselle, joka ohjasi opinnäytetyön aiheen valintaa ja laitosteknistä puolta sekä Outotecin Jari Syystölle, joka ohjasi rakenneteknistä puolta opinnäytetyöstä. Lisäksi haluan kiittää opinnäytetyötä ohjannutta opettajaa, Jorma Kylläistä mielenkiinnosta ja tarkkaavaisuudesta tutkintotyöni suhteen.

Lisäksi kiitän perhettä sekä ystäviä koko opiskeluajan kestäneestä tuesta ja kannustuksesta. Opinnäytetyön oikoluvusta ja kieliasua koskevasta kommentoinnista kiitän siskoani, Henna.

Tampereella marraskuussa 2011

Ilkka Luukkonen

SISÄLTÖ

1 JOHDANTO	7
2 KOHTEEN LÄHTÖTIEDOT	8
2.1 Rakennuksen geometria	8
2.2 Rakennuksen sijainti	9
2.3 Rakennuksen suunnittelukäyttöikä.....	9
2.4 Lämmöneristysvaatimukset	9
2.5 Paloluokkavaatimukset	10
2.6 Kemialliset rasitukset	11
3 RASITUKSET JA KUORMITUKSET	12
3.1 Pysyvät kuormat.....	12
3.2 Hyötykuormat	13
3.3 Lumikuorma.....	14
3.3.1 Ominaisarvo	15
3.3.2 Katon muotokertoimet	16
3.3.3 Lumikuorman laskenta.....	17
3.4 Tuulikuorma.....	20
3.4.1 Tuulikuorma uuttohallin seinille	21
3.4.2 Tuulikuorma ilmanvaihtohuoneelle	26
4 RUNKORAKENNEVAIHTOEHTOJEN ALUSTAVA MITOITUS.....	30
4.1 Alustavan mitoituksen periaatteet	30
4.2 Ilmanvaihtokonehuone	31
4.2.1 Kattolevyt.....	32
4.2.2 Kattopalkit.....	35
4.2.3 Pilarit	36
4.2.4 Seinäelementit	37
4.3 Sekundäärikattokannattajat	39
4.3.1 Ontelolaatta	41
4.3.2 TT-laatta.....	42
4.3.3 Laataston paino	43
4.4 Primäärikattokannattajat	43
4.4.1 Esijännitetty I-palkki	44
4.4.2 TT-laatta ja esijännitetty teräsbetonipalkki	46
4.4.3 Ontelolaatta ja esijännitetty teräsbetonipalkki	46
4.4.4 Ontelolaatta ja deltapalkki.....	47
4.5 Seinäelementit	48
4.5.1 Terässandwich -paneelielementit	48
4.5.2 Betonisandwich -elementit.....	51

4.6 Pilarit	51
4.6.1 Kuormitukset	51
4.6.2 Mitoitus	52
4.7 Lattia	54
4.8 Perustukset ja sokkeli	56
4.8.1 Perustukset	56
4.8.2 Sokkeli	57
5 RAKENTEIDEN KUSTANNUSARVIO	58
5.1 Arviointiperiaate	58
5.2 IV-konehuone	58
5.3 Uuttohallin kattorakenteet	59
5.4 Seinäelementit	60
5.5 Pilarit	60
5.7 Perustukset	61
5.8 Runkorakenteen kokonaiskustannus	61
6 JOHTOPÄÄTÖKSET JA POHDINTA	62
LÄHTEET	64
LIITE 1: 1 (2)	67

1 JOHDANTO

Nikkelikemikaalien ja -metallien valmistaja Norilsk Nickel Harjavalta Oy laajentaa toimintaansa uudella prosessilla, joka edellyttää täysin uuden tilan suunnittelua ja rakentamista olemassa olevien teollisuusrakennusten läheisyyteen. Harjavallan Suurteollisuuspuistoon rakennettava nikkelisulfaatin kemialliseen puhdistukseen tarkoitettu prosessirakennus vapauttaa puhdistusprosessirakennuksen sisälle voimakkaasti rakenteita kemiallisesti rasittavia aineita, jotka vaikuttavat käytettyihin rakenneratkaisuihin säilyvyyksineen. Rakennuskohteen runkorakenteen kustannustehokas ja kestävä valinta todettiin tärkeäksi, joten aiheesta päätettiin teettää edellä mainittuihin asioihin kantaa ottava opinnäytetyö.

Opinnäytetyön tavoite on selvittää kustannustehokkain runkorakenne uuttohallille, kun erityistä huomiota joudutaan kiinnittämään rakenteiden kemialliseen kestävyteen ja palonkestoon. Erilaisten rakennemateriaalien ja valmiselementtien soveltuminen kohteeseen sekä niiden käyttömahdollisuuksien selvittäminen ovat työn peruslähtökohtia. Rakennevalinnoissa pyritään helposti toteutettaviin sekä toimiviksi todettuihin ratkaisuihin, jotta poikkeukselliset olosuhteet eivät aiheuttaisi yllättäviä tilanteita uusien tekniikoiden kanssa.

Kohteeseen tehdään runkorakenteen esisuunnittelu eurokoodien ja rakentamismääräyskokoelman mukaisesti ennalta määrättyjen asematietojen, tilatarpeiden, prosessissa käytettävien altaiden sijoittelun ja ilmanvaihtoputkitustietojen perusteella.

Työn tavoitteen mukaisesti suunnittelu rajattiin esisuunnitteluun, jonka perusteelta määritettiin kohteelle runkorakenteen kustannusarvio.

2 KOHTEEN LÄHTÖTIEDOT

2.1 Rakennuksen geometria

Rakennuksen geometria määräytyy Norilsk Nickelin nikkelin puhdistusprosessissa tarvitsemien tilojen mukaisesti. Suunnittelun geometrian lähtötiedoiksi annettiin liitteen 1 kuvat. Liitteet on muokattu selkeämmiksi rakenteellisia seikkoja ajatellen, sekä niihin on lisätty jälkikäteen sovittuja ja rakenteen mitoituksen kannalta oleellisia asioita. Rakenteelle on määrätty ulkomitoiksi pidemmälle sivulle 21 m ja lyhyemmälle sivulle 14 m. Hallitilan vapaakorkeus siltanosturiin on noin 6,6 m. Katon muotona on pulpettikatto 3,5° kaltevuudella.

Esimitoituksessa käytetään seuraavia modulilinjoi: pitkällä sivulla A, B, C ja D sekä lyhyellä sivulla 1, 2, 3. Modulilinjat on valittu kulkemaan pilarien keskilinjojen kautta, koska pilarien paikkojen oletetaan olevan vakiot, vaikka koot määritetäänkin vasta esimitoituvaiheessa.

Lattialle on sijoitettu nikkelin puhdistuksessa käytettäviä altaita, joilta välittyy piste- ja neliökuormia laittaan. Lattian liikuntasaumoihin ei oteta kantaa esisuunnitteluvaiheessa. Opinnäytetyössä lattia mitoitetaan tasavahvana, maanvaraisena laattana.

Katolle tulevan ilmanvaihtohuoneen mitat ovat noin 10 m pidemmälle sivulle, 6 m lyhyemmälle sivulle ja huoneen kattokorkeuden tulee olla vähintään 4 m. Lopulliset mitat selviävät vasta laitteita valittaessa. Ilmanvaihtohuone sijoitetaan laskennassa keskeisesti hallin katolle. Mitoituksessa katon ajatellaan olevan tasakatto, mutta katto voidaan tehdä myös pulpettikatoksi ilman, että rasitukset kasvavat merkittävästi.

2.2 Rakennuksen sijainti

Kohde sijaitsee länsirannikolla Harjavallan Suurteollisuuspuistossa. Kyseessä on avara tehdasalue, jossa tuuli kuormittaa rakennusta avoimesti lounaasta. Muista ilmansuunnista rakennus on osittain suojattu olemassa olevien rakennusten takia. Rakennus rakennetaan kiinni itäisivulla olevaan rakennukseen siten, ettei kyseiselle sivulle tarvita erillistä ulkoseinärakennetta. Rakennusalueelle on alustavien tietojen mukaan tehty syvätiivistys, joten maan kantavuuden oletetaan olevan hyvä.

2.3 Rakennuksen suunnittelukäyttöikä

Uuttohallissa työskentelee yhtäaikaisesti vain pieni määrä ihmisiä eikä hallin rakenteellisesta hajoamisesta aiheudu merkittävää haittaa ympäristölle sen alle rakennetun suoja-altaan takia. Taloudelliset vahingot sortumatilanteessa ovat merkittäviä. Edellä mainittujen asioiden perusteella rakennus kuuluu Eurokoodien osan EN 1990 liitteen B mukaan seuraamusluokkaan CC2. Kohteen rakenteet suunnitellaan 50 vuoden käyttöiälle. (SFS-EN 1990 2002, 92)

2.4 Lämmöneristysvaatimukset

Rakennus on RakMK C3:n määritelmän mukaisesti puolilämmin tila, jonka lämpötila on keskimäärin vähintään +5 °C ja enintään +17 °C, ilman tuotantoprosessin luovuttamaa lämpöä. (C3 Suomen rakentamismääräyskokoelma 2008)

Puolilämpimän tilan lämpöläpäisykertoimet:

- seinä $U = 0,26 \text{ W/m}^2\text{K}$
- yläpohja ja ulkoilmaa rajoittava alapohja $U = 0,14 \text{ W/m}^2\text{K}$
- ikkunat ja ovet $U = 1,4 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Hallin lämpötila pyritään pitämään kaikissa tilanteissa alle +55 °C, joten hallia jäähdytetään käytännössä ympäri vuoden. Koska ulkolämpötila on siis aina sisälämpötilaa alempi, on myös järkevämpää valita puolilämpimän tilan lämpöläpäisykertoimet lämpimän tilan kertoimien sijasta.

Alustavasti rakenteet mitoitetaan puolilämpimän tilan lämpöläpäisykertoimen perusteella, mutta suuren jäädytystarpeen takia rakennesuunnittelua varten anotaan poikkeuslupaa käyttää suurempia lämpöläpäisykertoimia. Hallin alle tehdään routimaton maatyttö, joten routaeristystä ei tarvita.

2.5 Paloluokkavaatimukset

Rakennuksen kantaviin ja osastoiviin rakenteisiin sekä niille asetettuihin vaatimuksiin otetaan kantaa Suomen rakentamismääräyskokoelman osissa E1 Rakennusten paloturvallisuus ja E2 Tuotanto- ja varastorakennusten paloturvallisuus. Rakennusmääräyskokoelman mukaisesti kohteeseen tulee määrittää paloluokka, paloturvallisuusluokka, suojaustaso sekä kantavien rakenteiden luokkavaatimukset.

Uusi uuttohalli on yksikerroksinen rakennus, jonka tulee kestää palossa sortumatta, joten kohde kuuluu RakMk E1 mukaisesti paloluokkaan P1. Tällöin myöskään rakennuksen kokoa tai siellä työskentelevää henkilömäärää ei tarvitse rajoittaa. Rakennuskohteessa käsitellään kuumia, tulenarkoja ja räjähdysherkkiä aineita, joten RakMk E2 määrittää rakennuksen kuuluvan paloturvallisuusluokkaan 2. Uuttohallin suojaustasoksi valitaan 3, koska tila varustetaan automaattisella sprinkleri-laitteistolla. Kohteen sisälle ei tarvitse tehdä erillistä palo-osastointia, mutta olemassa olevaan uuttohalliin liittyvän seinän on täytettävä RakMk E2 taulukon 2 mukaisesti EI-M 60 -vaatimus. (Rakentamismääräyskokoelma E1 2011, Rakentamismääräyskokoelma E2 2005)

Kantavien rakenteiden palonkestoluokka valitaan RakMk E1 taulukon 6.2.1 mukaisesti. On todennäköistä, että uuttohallissa tapahtuva tulipalo kuormittaisi rakennuksia yli 1200 MJ/m²:in palokuormalla, joten valitaan kantavien rakenteiden paloluokaksi R120. (Rakentamismääräyskokoelma E1 2011)

2.6 Kemialliset rasitukset

Uuttohallissa käsitellään erilaisia ympäristölle haitallisia kemikaaleja, joten lattiarakenteen tulee olla sellainen, ettei vuototilanteessa kemikaaleja pääse luontoon. Useimmat käytetyistä kemikaaleista ovat myrkyllisiä hengittää, jonka takia uuttohalliin sijoitetaan ilmanvaihtojärjestelmä. Rakenteiden kannalta merkittävimmät rasitukset ovat Shellsol kemikaalin räjähdys- ja palovaarallisuus sekä Acipro-rikkihapon syövyttävyys. (Acipro-rikkihappo käyttöturvallisuustiedote 2010, Shellsol D100 käyttöturvallisuustiedote 2009)

TAULUKKO 1. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 2003, 5)

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm)								
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä ¹⁾	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5
RakMK B4 1-rakenneluokka	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

Taulukossa 1 esitettyjen minimi betonipeitevaatimusten lisäksi betonipeitteen nimellisarvoa määritettäessä asetetaan suojabetonietäisyydelle sallittu mittapoikkeama, joka yleisesti on 10 mm. Valitaan liitteen 6 mukaan XA1 ja XC3 rasitusluokat täyttävä betoni. Suomen kansallinen liite eurokoodin standardiin SFS-EN 206-1 määrittää XA1 rasitusluokassa olevan rakenteen betonin minimilujuudeksi K40, joka vastaa eurokoodeissa betonia C32/40. Rasitusluokat XA1-3 vaativat sulfaatinkestävän betonin. Nimelliseksi betonipeitteeksi valitaan taulukosta poiketen 35 mm aikaisempien uuttohallien betonin säilyvyyskokemusten perusteella. (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 206-1, 2005)

3 RASITUKSET JA KUORMITUKSET

3.1 Pysyvät kuormat

Rakennekohtaisiin pysyviin kuormiin kuuluvat kaikki kiinteät ja pysyvät rakenteet. Laskennalliset arvot esitetään mitoitusvaiheessa, jolloin rakennetta kuormittavat yläpuoliset rakenteet ovat selvillä. Alle on listattu rakennekohtaisesti vaikuttavat pysyvät kuormat.

Ilmanvaihtuhuone:

- omapaino.

Kattorakenne:

- omapaino
- ilmanvaihtokonehuoneen rakenteet ja kuormat.

Pilarit:

- omapaino
- ilmanvaihtokonehuoneen rakenteet ja kuormat
- kattorakenteet
- nosturin kiskosto.

Anturat:

- omapaino
- ilmanvaihtokonehuoneen rakenteet ja kuormat
- kattorakenteet
- pilarit
- nosturin kiskosto
- sokkeli ja ulkoseinäelementit.

Lattian mitoitussarvot esitetään yllä olevasta poikkeavasti jo tässä kappaleessa. Uuttohallin lattialla on pyöreitä altaita, joiden kuorma välittyy lattialle neliökuormana sekä nelikulmaisia altaita, joiden kuormat välittyvät lattiaan jalkojen kautta pistekuormina. Neliökuormat ovat 25 kN/m^2 ja pistekuormat 50 kN suuruisia. Altaiden ulkopuolella ajatellaan vaikuttavan kappaleessa 3.2 määritetyt hyötykuormat.

3.2 Hyötykuormat

Muuttuviin kuormiin ja hyötykuormiin lukeutuvat kaikki hyötykuormat ja työnaikaisesti rakennetta kuormittavat kuormat. Alle on listattu rakennekohtaisesti vaikuttavat muuttuvat kuormat.

Ilmanvaihtuhuone:

- lumikuorma
- tuulikuorma
- hyötykuorma.

Kattorakenne:

- lumikuorma
- ilmanvaihtuhuoneen hyötykuorma.

Pilarit:

- lumikuorma
- tuulikuorma
- nosturin liikkeestä johtuvat kuormat.

Anturat:

- yläpuolisten rakenteiden kautta tulevat hyötykuormat.

Kuten pysyvissä kuormissa, myös tässä kappaleessa listataan poikkeuksellisesti lattian kuormat. Altaiden ulkopuolelle jäävien alueiden tulee kestää RIL 201-1-2008 teollisuuskäytössä olevien tilojen suositusten mukaisesti $7,5 \text{ kN/m}^2$ neliökuormaa ja 7 kN pistekuormaa. Käytännössä hyötykuormat ovat pienet suhteessa pysyviin kuormiin,

joten lattia mitoitetaan altainen neliö- ja pistekuormille altainen tiheän sijoittelun takia.
(RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, 2008, 67)

3.3 Lumikuorma

Katon karakteristinen lumikuorma määritetään seuraavan yhtälön mukaisesti:

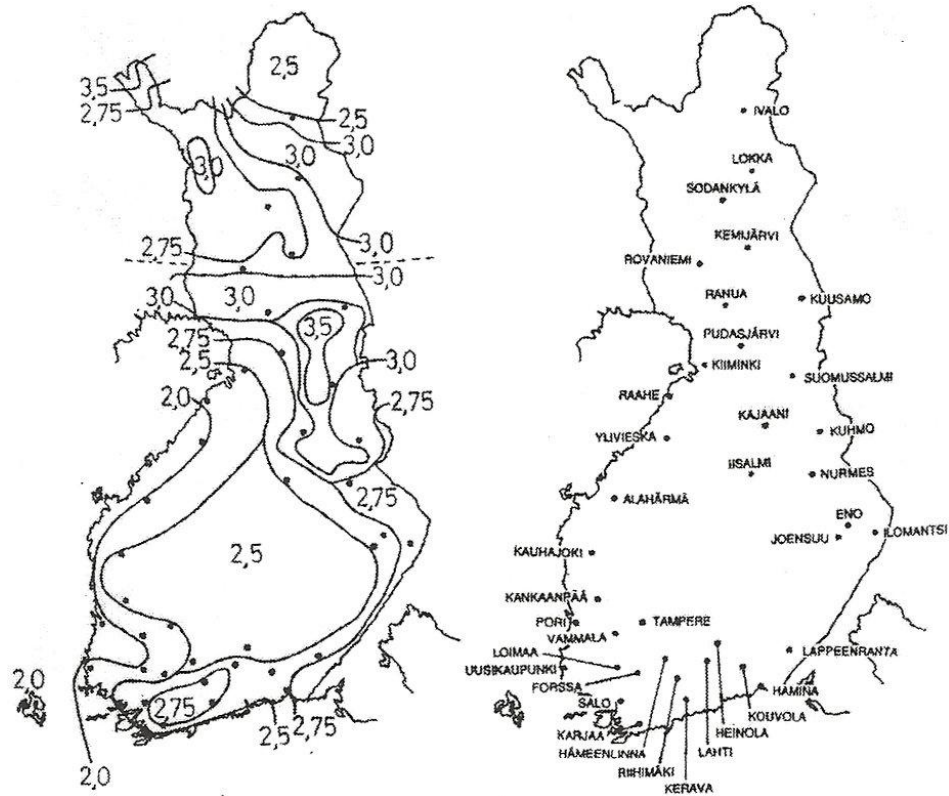
$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (1)$$

μ_i	lumikuorman muotokerroin
C_e	tuulensuojaisuuskerroin (ei huomioida näissä laskelmissa)
C_t	lämpökerroin (ei huomioida näissä laskelmissa)
s_k	lumen ominaisarvo maassa.

(RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2008, 94)

3.3.1 Ominaisarvo

Harjvallassa maassa olevan lumen ominaisarvo s_k saadaan kuviosta 1.



KUVIO 1. Ominaislumikuorma maassa s_k [kN/m^2] (RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, Kuva 4.1(FI) 2008, 92)

3.3.2 Katon muotokertoimet

Käsiteltävässä tapauksessa kyseessä on pulpettikatto, jonka kaltevuuskulma α on noin $3,5^\circ$. Katon keskellä on ilmanvaihtohuone. Itäpuoleinen reuna rajautuu olemassa olevaan rakennukseen. Edellä mainittujen rakenteiden takia katolle tulee laskea tuulesta johtuvan kinostuvan lumikuorman muotokerroin μ_w yhtälön (2) mukaisesti. Katto on jaettu kuormituksen määrittämistä varten alueisiin A, B, C, D ja E kuvion 2 mukaisesti. Lumen kinostuspituus l_s lasketaan yhtälön (3) mukaisesti.

Kuvion 1 perusteella ominaislumikuorma $s_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

$$\mu_w = \frac{(b_i + b_j)}{2h} < \frac{\gamma h}{s_k} \quad (2)$$

$$l_s = 2h; 2\text{m} \leq l_s \leq 6\text{m} \quad (3)$$

Kuitenkin $0,8 \leq \mu_w \leq 2,5$, kun alemman katon pinta-ala on yli 6m^2 .

b_i ja b_j rakennusten osien pituus

h kattojen tasoero

γ Lumen tilavuuspaino

s_k ominaislumikuorma maan pinnalla.

(RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2008, 99)

Muotokerrointa μ_s ei tarvitse määrittää, koska laskettavan kattotason yläpuoliset tasot ovat tasakattoja, eikä täten lunta pääse liukumaan laskettavalle alueelle.

3.3.3 Lumikuorman laskenta

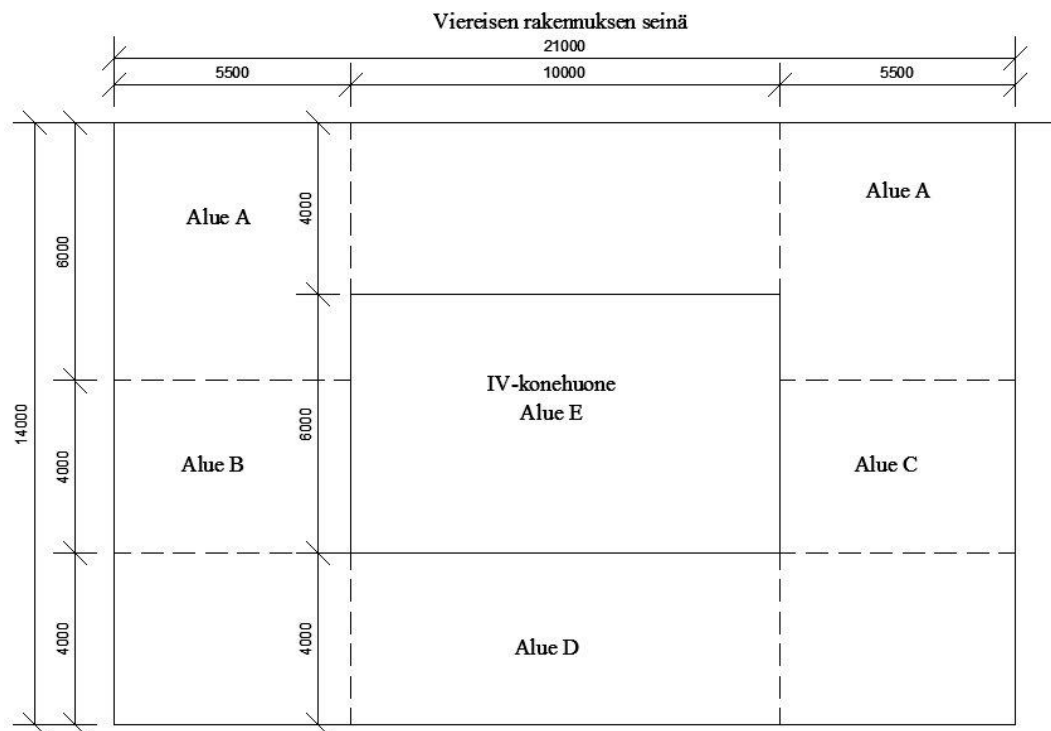
Lumikuorman perusarvo uuttohallille lasketaan yhtälön 1 mukaan seuraavasti:

Muotokerroin $\mu_1 = 0,8$ saadaan taulukosta 2.

$$s = \mu_1 C_e C_t s_k = 0,8 * 1 * 1 * 2 \text{ kN/m}^2 = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

TAULUKKO 2. Lumikuorman muotokertoimet katon kaltevuuskulman mukaan (SFS-EN 1991-1-3 2003, 30)

Katon kaltevuuskulma α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–



KUVIO 2. Lumikuormien arvioidut alueet ylhäältä päin kuvattuna

Kuviossa 2 nimettyjen alueiden ulkopuolilla kinostuma vaikuttaa vain nurkka-alueilla. Määrävä lumikuorma löytyy siis kinostumisalueilta, joten muiden alueiden kuormia ei lasketa. Kinostuma-alueilla lasketaan kinostuvaa seinää vasten tuleva suurin lumikuorma.

Valitaan lumen tilavuuspainoksi γ taulukon 2 mukainen määrän lumen tilavuuspaino 4 kN/m^3 . Lumikuorman muotokerrointa rajoittaa siis seuraava yhtälön 2 mukainen laskenta:

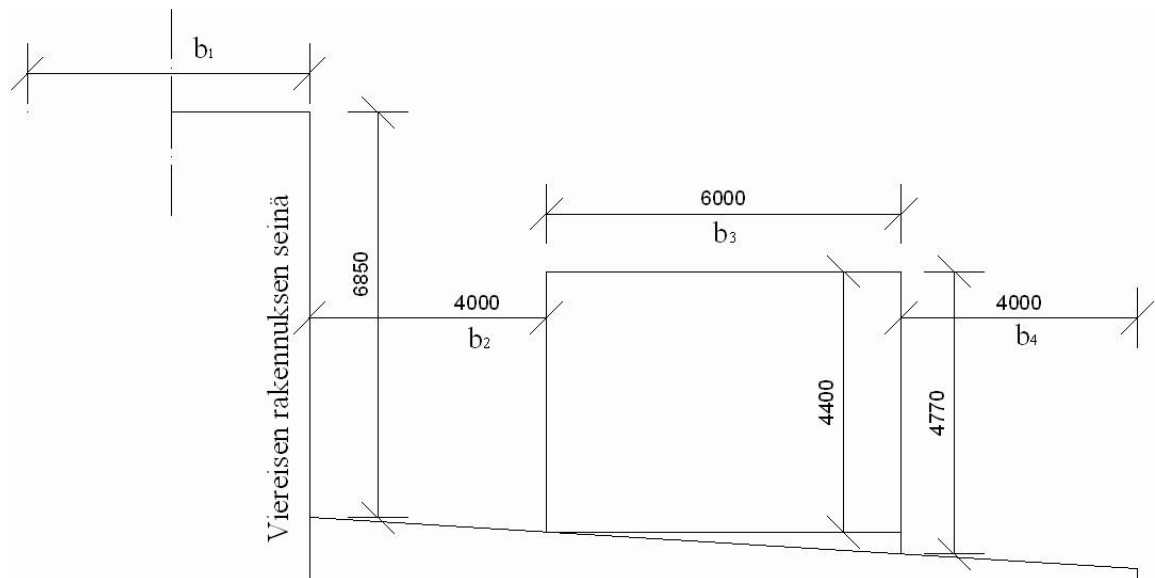
$$\frac{\gamma h}{s_k} = \frac{4 \text{ kN/m}^3 * 4,77 \text{ m}}{2 \text{ kN/m}^2} = 9,54$$

Ehtoa ei tarkastella myöhemmin, koska μ_w rajoittava arvo 2,5 on tässä tapauksessa aina pienempi kuin tilavuuspainon ja tasojen korkeuseron tuottaman rajoittava arvo.

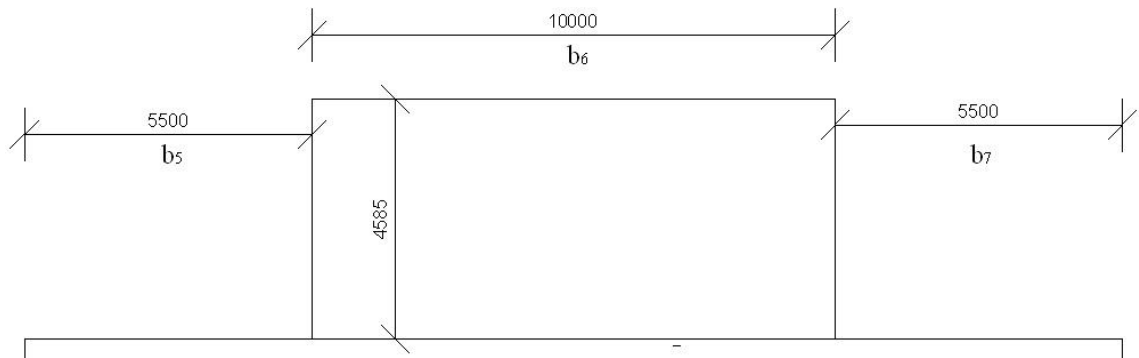
TAULUKKO 3. Lumen tilavuuspaino (SFS-EN 1991-1-3 LIITE E 2003, 78)

Type of snow	Bulk weight density [kN/m ³]
Fresh	1,0
Settled (several hours or days after its fall)	2,0
Old (several weeks or months after its fall)	2,5 - 3,5
Wet	4,0

Rakennuksen osien pituudet ja tasojen korkeuserot on havainnollistettu kuvioissa 3 ja 4.



KUVIO 3. Lumen kasautumisen määrittämiseksi tarvittavat mitat rakennuksen sivulta kuvattuna



KUVIO 4. Lumen kasautumisen määrittämisen tarvittavat mitat rakennuksen päädyistä kuvattuna

Alue A:

$$\mu_{w,A} = \frac{(b_1 + b_2)}{2h} = \frac{(35 \text{ m} + 14 \text{ m})}{2 * 6,85 \text{ m}} = 3,58 \Rightarrow \text{arvoksi valitaan siis ylärajan arvo 2,5.}$$

$$s = \mu_i C_e C_t s_k = 2,5 * 1 * 1 * 2 \text{ kN/m}^2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$l_s = 2h = 2 * 6,85 \text{ m} = 13,7 \text{ m} \Rightarrow \text{valitaan arvoksi yläraja 6 m.}$$

Alue A laajenisi laskennallisesti 2 m alueen E puolelle, mutta käytännössä oletetaan, että lumi kertyy nimenomaan korkeampaa seinää vasten, eikä ilmanvaihtohuoneen katolle.

Alue B ja C:

$$\mu_{w,B\&C} = \frac{(b_5 + b_6)}{2h} = \frac{(10 \text{ m} + 5,5 \text{ m})}{2 * 4,585 \text{ m}} = 1,96$$

$$s = \mu_2 C_e C_t s_k = 1,96 * 1 * 1 * 2 \text{ kN/m}^2 = 3,92 \text{ kN/m}^2$$

$l_s = 2h = 2 * 4,585 \text{ m} = 9,17 \text{ m} \Rightarrow$ valitaan arvoksi yläraja 6m. Alue B ja C ovat kuitenkin vain 5,5 m pitkiä, joten kinostuman pituus on 5,5 m.

Alue D:

$$\mu_{w,D} = \frac{(b_3 + b_4)}{2h} = \frac{(6 \text{ m} + 4 \text{ m})}{2 * 4,77 \text{ m}} = 1,05$$

$$s = \mu_2 C_e C_t s_k = 1,05 * 1 * 1 * 2 \text{ kN/m}^2 = 2,1 \text{ kN/m}^2$$

$l_s = 2h = 2 * 4,77 \text{ m} = 9,54 \text{ m} \Rightarrow$ valitaan arvoksi yläraja 6 m. Alue D on kuitenkin vain 4 m pitkä, joten kinostuman pituus on 4 m.

Alue E:

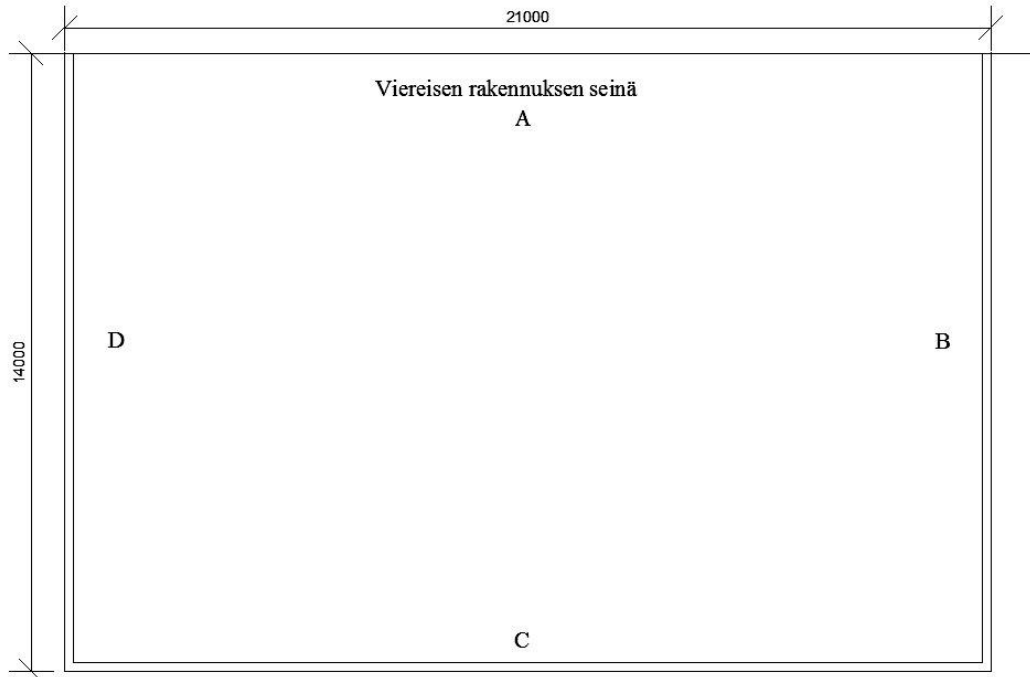
Kyseessä olevalle tasakattoalueelle ei tarvitse laskea muotokerrointa μ_w , koska IV-konehuoneen vieressä ei ole korkeampaa kattotasoa. Myöskään kinostuspituutta ei tarvitse määrittää. Lumikuorman laskennassa käytetään arvoa μ_1 , joka saadaan taulukosta 2.

3.4 Tuulikuorma

Tuulikuorma mitoitetaan RIL 205-1-2009 ja RIL 205-2-2009 lyhennelmän Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetyn suunnitteluohjeen yksinkertaistetun mallin mukaisesti. Yksinkertaistetun mallin tarkkuus riittää esisuunnittelussa, koska rakenne ei ole poikkeuksellisen korkea eikä ulkomuodossa ole erikoisuuksia. Tuulikuorma uuttohallin kattorakenteelle on lähes merkityksetön raskaiden betonirakenteiden takia, joten tuulikuormat lasketaan vain hallin seinärakenteille ja ilmanvaihtohuoneelle.

3.4.1 Tuulikuorma uuttohallin seinille

Rakennuksen seinämät on jaettu kuvion 5 mukaan tuulikuorman laskentaa varten.



KUVIO 5. Tuulen laskennassa käytetyt seinämien symbolit.

Laskennassa käytetään tilanteita, joissa tuulee kohtisuorasti joko sivulta B, C tai D. Seinälle A ei tuule, koska seinä on kiinni olemassa olevassa rakenteessa. Laskelmissa selvitetään ensin kokonaistuulikuorman voimaresultantti, jonka jälkeen ratkaistaan tuulen aiheuttama osapinnan nettopaine. Tuulikuorman voimaresultantin määrittämisessä käytetään rakennuksen korkeutena 14,5 m, jolloin myös IV-huoneen vaikutus tulee huomioitua

Vaakasuuntainen kokonaistuulikuorman voimaresultantti rakenteelle:

$$F_{w,k} = c_f q_k(h) A_{ref} \quad (4)$$

c_f rakenteen voimakerroin, taulukko 4.

$q_k(h)$ rakennuksen korkeutta h vastaava nopeuspaine, kuvio 6.

A_{ref} rakenteen tuulta vastaan kohtisuora pinta-ala.

(Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje, toinen painos 2011, 13)

Kokonaistuulikuorman voimaresultantti $F_{w,k}$ vaikuttaa korkeudella 0,6h ja sitä käytetään runkorakenteen kokonaistabiliteetin määrittämisessä.

Tuulen aiheuttama osapinnan nettopaine neliökuormana rakenteelle:

$$q_{w,k} = c_{p,net} q_k(h) \quad (5)$$

$c_{p,net}$ osapinnan nettotuulenpaine kerroin, taulukko 5.

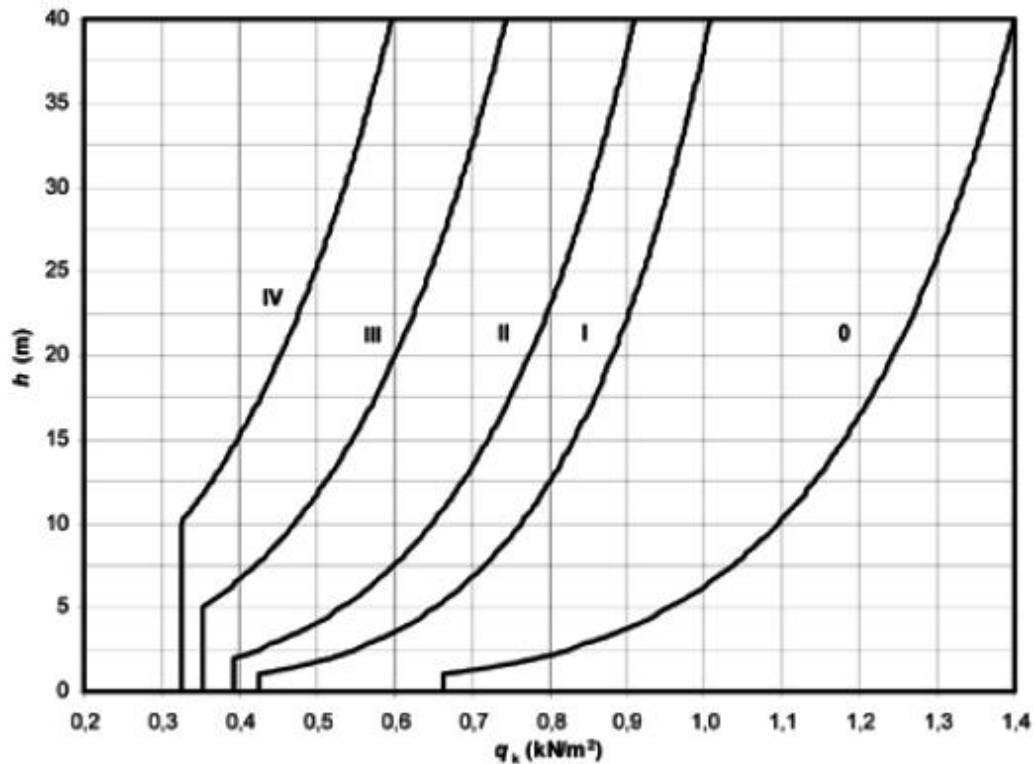
$q_k(h)$ rakennuksen korkeutta h vastaava nopeuspaine, kuvio 6.

(Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje, toinen painos 2011, 13)

Positiivinen nettopaine rakenteelle on työntävää kuormaa ja negatiivinen nettopaine imukuormaa. Kuormat ovat aina kohtisuorassa rakennetta vasten.

TAULUKKO 4. Voimakertoimen c_f taulukoidut arvot (Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje, toinen painos 2011, 13)

Kuvaus	c_f
Umpinainen rakennus yleensä	1,3
Pulpettikattoinen umpinainen rakennus tarkasteltaessa kattolapteen suuntaista tuulta, kun katon kaltevuus on 5°...40° (toisessa suunnassa $c_f = 1,3$)	1,5
Osittain avoin rakennus, kun tuulen puoleisella sivulla olevien aukkojen pinta-ala on enintään 30 % rakennuksen ulkoseinien kokonaispinta-alasta.	1,6
Erillinen seinämä	2,1



KUVIO 6. Tuulen nopeuspaine (Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje, toinen painos 2011, 13)

TAULUKKO 5. Ulkoseinän paikallisen tuulenpaineen nettopainekertoimet. (Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje, toinen painos 2011, 14)

Ulkoseinät	suurin imu nurkka-alueilla ¹⁾		suurin imu keskialueilla		suurin paine sisäänpäin	
	$A \geq 10$	$A \leq 1 \text{ m}^2$	$A \geq 10$	$A \leq 1 \text{ m}^2$	$A \geq 10$	$A \leq 1 \text{ m}^2$
$c_{p,net}$	-1,5	-1,7	-1,1	-1,4	+1,1	+1,3

Tuulikuormien alueet jakautuvat seuraavasti:

Nurkka-alue on $e/5$, jossa etäisyys $e = \min(b; 2h)$. Muuttuja h on rakennuksen korkeus ja muuttuja b on rakennuksen suurempi sivumitta. Kohteessa $b = 21 \text{ m}$ ja $h = 10,2 \text{ m}$, tällöin valitaan siis arvoksi $e = 21 \text{ m}$

(RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2008, 14)

Muihin alueisiin käytetään keskialueen suurinta imupainekuormaa.

$$e/5 = (21 \text{ m})/5 = 4,2 \text{ m}$$

Käytännössä siis nurkka-alueen kuorma tulee mitoittavaksi, kun tarkastellaan nurkka-alueen levittymistä pilarien suhteen.

3.4.1.1 Tuulen aiheuttamat kuormat tuullessa suunnasta B tai D

Seinällä ei ole aukkoja, joten voimakerroin taulukon 4 mukaan:

$$c_f = 1,3$$

14,5 m korkeutta vastaava nopeuspaine luetaan kuviosta 6:

$$q_k(14,5) = 0,54 \text{ kN/m}^2$$

B ja D puolen seinien kokonaisala mukaan lukien IV-huoneen ala:

$$A_{ref} = 164 \text{ m}^2$$

Tuulikuorman voimaresultantti yhtälön 4 perusteella:

$$F_{w,k} = c_f q_k(h) A_{ref} = 1,3 * 0,54 \text{ kN/m}^2 * 164 \text{ m}^2 = 115 \text{ kN}$$

Osapinnan nettopaineet ratkaistaan sivuille B ja C, kun tuulee suunnasta B ja sivuille D ja C kun tuulee suunnasta D. Sivua A ei huomioida, koska rakenne on kiinni olemassa olevassa rakenteessa.

Nettopaineekerroin seinille B ja D taulukon 5 mukaan, tarkasteltava pinta-ala $> 10 \text{ m}^2$:

$$c_{p,net} = 1,1$$

Nopeuspaineekerroin luetaan kuviosta 6 osapinnan nettopaineen ratkaisua varten rakennuksen korkeuden 10,2 m mukaan:

$$q_k(10,2) = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

Osapinnan nettopaine yhtälön 5 perusteella:

$$q_{w,k} = c_{p,net} q_k(h) = 1,1 * 0,48 \text{ kN/m}^2 = 0,53 \text{ kN/m}^2$$

Imukuorma seinälle C:

Nettopainekertoimet taulukon 5 mukaan:

- Nurkka-alueelle $c_{p,net} = -1,5$
- Keskialueelle $c_{p,net} = -1,1$.

Imukuorma yhtälön 5 perusteella nurkka-alueelle:

$$q_{w,k} = c_{p,net} q_k(h) = -1,5 * 0,48 \text{ kN/m}^2 = -0,72 \text{ kN/m}^2$$

Imukuorma yhtälön 5 perusteella keski-alueelle:

$$q_{w,k} = c_{p,net} q_k(h) = -1,1 * 0,48 \text{ kN/m}^2 = -0,53 \text{ kN/m}^2$$

3.4.1.2 Tuulen aiheuttamat kuormat tuullessa suunnasta C

Laskennan tulokset ovat listattu taulukossa 6. Laskenta suoritettu kohdan 3.4.1.1 vastaavalla tavalla.

TAULUKKO 6. Tuulikuormat hallin seinärakenteille tuullessa suunnasta C

Tuullessa suunnasta C					
Seinä	c_f	$A_{ref} \text{ (m}^2\text{)}$	$F_{w,k} \text{ (kN)}$	$C_{p,net}$	$q_{w,k} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
C	1,6	274	237	1,1	0,53
B & D				-1,5	-0,72

3.4.2 Tuulikuorma ilmanvaihtohuoneelle

Oletetaan, että ilmanvaihtohuoneen seinämiin tuulee kaikista suunnista. Tuulen suunnat jaetaan kuten hallirakennuksessa kuvion 5 mukaisesti. Laskennassa ilmanvaihtohuoneen korkeutena käytetään 4,4 m. Laskelmissa selvitetään vain osapinnan nettopaine. Kokonaistuulikuorman voimaresultanttia ei tarvitse määrittää ilmanvaihtohuoneelle, koska kiinnityksiin ja ankkurointeihin ei oteta kantaa mitoituksessa ja ilmanvaihtohuoneen vaikutus kokonaisstabiliteettiin on laskettu aiemmin.

3.4.2.1 Tuulen aiheuttamat kuormat tuullessa suunnasta A tai C

Ilmankuormituksen korkein kohta on noin 14,3 m etäisyydellä maan pinnasta, jonka perusteella valitaan tuulen nopeuspaineen kuviosta 6.

$$q_k(14,3) = 0,53 \text{ kN/m}^2$$

Osapinnan nettopaineet ratkaistaan sivuille A, B ja D, kun tuulee suunnasta A sekä C, B ja D kun tuulee suunnasta C.

Nettopainekerroin seinille A ja C taulukon 5 mukaan, tarkasteltava pinta-ala $> 10 \text{ m}^2$:

$$c_{p,net} = 1,1$$

Osapinnan nettopaine yhtälön 5 perusteella:

$$q_{w,k} = c_{p,net} q_k(h) = 1,1 * 0,53 \text{ kN/m}^2 = 0,583 \text{ kN/m}^2$$

Imukuorma seinälle B ja D:

Nettopaine kertoimet taulukon 5 mukaan:

- Nurkka-alueelle $c_{p,net} = -1,5$
- Keskialueelle $c_{p,net} = -1,1$.

Imukuorma yhtälön 5 perusteella nurkka-alueelle:

$$q_{w,k} = c_{p,net} q_k(h) = -1,5 * 0,53 \text{ kN/m}^2 = -0,795 \text{ kN/m}^2$$

Imukuorma yhtälön 5 perusteella keski-alueelle:

$$q_{w,k} = c_{p,net} q_k(h) = -1,1 * 0,53 \text{ kN/m}^2 = -0,583 \text{ kN/m}^2$$

3.4.2.2 Tuulen aiheuttamat kuormat tuullessa suunnasta B tai D

Laskennan tulokset ovat listattu taulukossa 7. Laskenta suoritettu kohdan 3.4.2.1 vastaavalla tavalla.

TAULUKKO 7. Tuulikuormat ilmanvaihtokonehuoneen seinärakenteille tuullessa suunnasta B tai D

Tuullessa suunnasta B tai D		
Seinä	$C_{p,net}$	$q_{w,k}$ (kN/m ²)
B & D	1,1	0,583
B & D	-1,5	-0,795

3.4.2.3 Tuulen aiheuttamat kuormat ilmanvaihtohuoneen katolle

Katon tuulikuorman laskennassa tuulen suunnalla ei ole merkitystä, vaan eri suunnista puhaltavan tuulen vaikutukset huomioidaan määrittämällä reuna- ja nurkka-alueet sekä muut alueet. Kuormitusalueet asetetaan kuitenkin sellaisiksi, että tuulikuorma tulee huomioiduksi joka sivulta.

Tuulen katolle aiheuttaman osapinnan nettopaineen ratkaisussa käytetään seinien nettopaineiden ratkaisuun käytettyä yhtälöä 5. Osapinnan nettopaine kertoimet saadaan taulukosta 8. Vaikka rakennuksessa on pulpettikatto, käytetään silti tasakaton imukuormia, koska kattokaltevuus on alle 5°.

TAULUKKO 8. Kattojen nettopainekertoimia suurimmalle paikalliselle tuulen imulle. (Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje, toinen painos 2011, 14)

kattotyyppi	katon kaltevuus ¹⁾	nurkka-alueet ²⁾			reuna-alueet ³⁾			muu alue ⁴⁾	
		A _{≥10}	A _{≤1}	räys-täs	A _{≥10}	A _{≤1}	räys-täs	A _{≥10}	A _{≤1}
Tasakatto	< 5°	-2,1	-2,8	-3,5	-1,5	-2,3	-3,0	-1,0	-1,5
Pulpettikatto	5°...15°	-2,7	-3,2	-3,9	-2,2	-2,8	-3,5	-1,2	-1,5
	≥ 30°	-2,4	-3,2	-3,9	-1,8	-2,3	-3,0	-1,3	-1,6
Harjakatto	5°...15°	-2,0	-2,8	-3,5	-1,6	-2,3	-3,0	-1,0	-1,5
	≥ 30°	-1,4	-1,8	-2,5	-1,7	-2,3	-3,0	-1,2	-1,5

Tuulikuormien alueet jakautuvat seuraavasti:

Etäisyys $e = \min(b; 2h)$. Ilmanvaihtohuoneen $b = 10$ m ja $h = 4,4$ m, valitaan arvoksi $e = 10$ m.

Nurkka-alue ulottuu nurkasta etäisyydelle $e/4$.

Reuna-alue ulottuu $e/10$ etäisyydelle ulkoseinälinjalta, muttei kuitenkaan nurkka-alueelle.

Muut alueet ovat edellä mainittujen alueiden ulkopuolille jäävät alueet.

Nurkka-alue:

$$e/4 = (10 \text{ m})/4 = 2,5 \text{ m}$$

Reuna-alue:

$$e/10 = (10 \text{ m})/10 = 1 \text{ m}$$

Nettopainekertoimet taulukon 8 mukaan:

- Nurkka-alueille $c_{p,net} = -2,1$
- Reuna-alueille $c_{p,net} = -1,5$
- Muut alueet $c_{p,net} = -1,0$.

Tuulen nopeuspaineenarvo on sama kuin seinille:

$$q_k(10,2) = 0,53 \text{ kN/m}^2$$

Imukuorma yhtälön 5 perusteella nurkka-alueille:

$$q_{w,k} = c_{p,net} q_k(h) = -2,1 * 0,53 \text{ kN/m}^2 = -1,11 \text{ kN/m}^2$$

Imukuorma yhtälön 5 perusteella reuna-alueille:

$$q_{w,k} = c_{p,net} q_k(h) = -1,5 * 0,53 \text{ kN/m}^2 = -0,8 \text{ kN/m}^2$$

Imukuorma yhtälön 5 perusteella muille alueille:

$$q_{w,k} = c_{p,net} q_k(h) = -1,0 * 0,53 \text{ kN/m}^2 = -0,53 \text{ kN/m}^2$$

4 RUNKORAKENNEVAIHTOEHTOJEN ALUSTAVA MITOITUS

4.1 Alustavan mitoituksen periaatteet

Kuormitusyhdistelmät muodostetaan eurokoodiin kuormitusperusteiden mukaisesti. Rakenteiden painoja laskettaessa pyritään käyttämään sellaisia massoja, joilla mahdollisimman monen valmistajan tuotteet sopivat mitoitettuun rakenteeseen. Mitoituksessa tarkastellaan erilaisia hallin käyttötarkoitukseen sopivia rakenteita. Uuttohallin rakenteilta vaaditaan hyvää tulipalon ja korroosion kestoa, joten normaalit teräsrakenteet on rajattu pois tilaajan huonojen kokemusten perusteella. Itse mitoitus suoritetaan tuotevalmistajien taulukoilla, Jigi 2010 laskentaohjelmalla tai ComCol-liittopilari -ohjelmalla.

Murtorajatilan kuormitusyhdistelmä:

$$q_d = 1,15K_{FI}G_{k,j} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum \psi_0 Q_{k,i} \quad (6)$$

K_{FI} seuraamusluokasta johtuva kuormakerroin, joka seuraamusluokka CC2:den mukaan on 1,0.

$G_{k,j}$ epäedulliset pysyvät kuormat

$Q_{k,1}$ määräävä muuttuvakuorma

$Q_{k,i}$ muut muuttuvat kuormat

ψ_0 yhdistelykerroin, ei käytetä esisuunnittelussa

(RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2008, 38)

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmä:

$$q_d = G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_0 Q_{k,i} \quad (7)$$

$G_{k,j}$ epäedulliset pysyvät kuormat

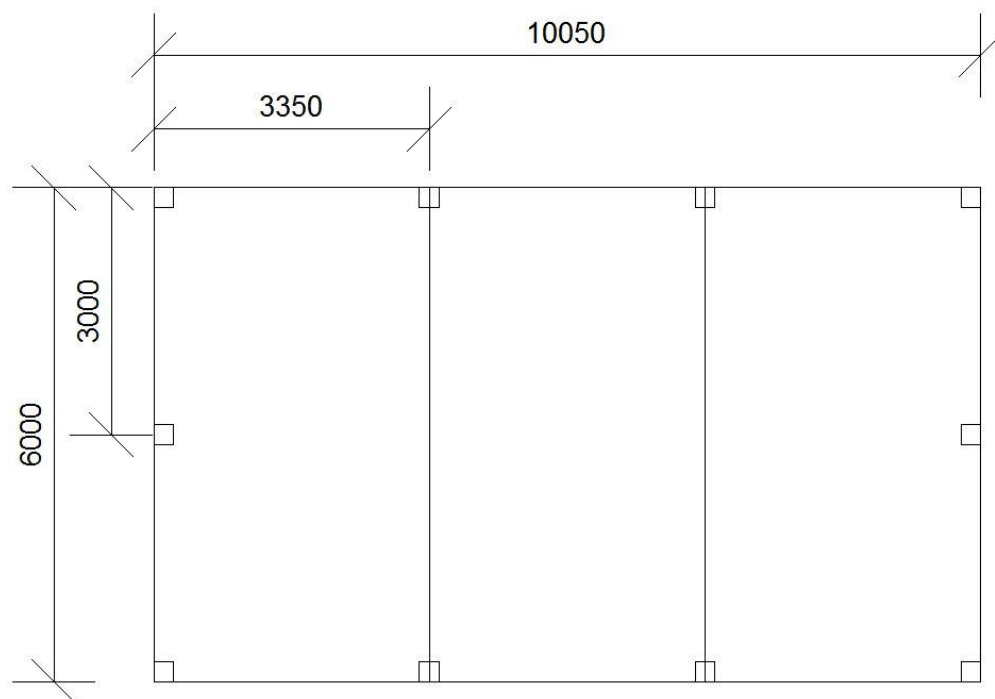
$Q_{k,1}$ määräävä muuttuvakuorma

$Q_{k,i}$ muut muuttuvat kuormat

ψ_0 yhdistelykerroin, ei käytetä esisuunnittelussa
(RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2008, 41)

4.2 Ilmanvaihtokonehuone

Tilaajan toiveesta IV-huoneen runko tehdään teräksestä ja seinäelementteinä käytetään haponkestäviksi ulkopuolelta pinnoitettuja teräs-sandwichelementtejä, jotta IV-huoneen painosta kuormat hallin runkorakenteelle jäävät mahdollisimman pieniksi. Alustavaan mitoituseseen IV-huoneen pilaripalkkijaoksi valitaan 3,35 m pitkälle sivulle ja 3 m lyhyelle sivulle. Pilarien arvioitu korkeus on 4 m. Kattorakenteena on poimulevy, kova villaeriste ja kumibitumikermi. Kuviossa 7 on selvennetty pilari-palkkijako.



KUVIO 7. Ilmanvaihtokonehuoneen pilari-palkkijaon periaatekuva.

Nykyisillä villaeristeillä kappaleessa 2.4 esitettyyn katon U-arvovaatimukseen päästään n. 280 mm eristepaksuudella. Eriste koostuu kahdesta osasta, pohjimmainen eriste on paksumpi ja kevyempi eriste, jonka päälle laitetaan ohut esimerkiksi 50 mm isompaa kuormaa kestävä kova villaeriste. Eristeiden painot vaihtelevat kantavuuden mukaisesti, esimerkiksi alakerroslevyn Paroc ROS 40:en laskentapainoksi on ilmoitettu $<150 \text{ kg/m}^3$ ja pintakerroslevyn Paroc ROB 60 laskentapainoksi 175 kg/m^3 (Paroc ROS ja ROB

tuote-esitteet). Käytetään laskentapainona 175 kg/m^3 , jolloin eristevalintaan jää pelivaraa. Riittävän vedeneristyksen takaamiseksi kattorakenteen pinta huovitetaan kaksinkertaisella kumibitumikermillä. Katolle soveltuu esimerkiksi Icopal PintaPolar kumibitumikermi, jonka yhden kerroksen paino on noin 4 kg/m^2 , käytetään kuitenkin arvoa 5 kg/m^2 , jotta myös raskaammat kermit ovat mahdollisia lopullisia tuotteita valittaessa. (Icopal PintaPolar tuoteseloste 2008)

4.2.1 Kattolevyt

Kattolevyä kuormittaa lumikuorma, tuulen imukuorma sekä villasta ja kumibitumikermistä aiheutuva kuorma. Poimulevyt mitoitetaan neliökuormalle sekä murto- että käyttörajatilassa. Kuormitusyhdistelmissä ei huomioida poimulevyn omapainoa, sillä se on huomioitu mitoitustaulukoissa. Mitoitetaan kattolevy katon lumikuormalle, eli kappaleessa 3.3 esiintyneen alueen E lumikuormalle $1,6 \text{ kN/m}^2$, joka vaikuttaa 2m etäisyydellä IV-huoneen reunasta. Katto täytyy mitoittaa myös tuulen imukuormalle, joka on laskettu kappaleessa 3.4.2.3.

Rannilan kattolevyjen mitoituksessa kuormitusyhdistelmät poikkeavat siten kappaleessa 4.1 esitetyistä kuormitusyhdistelmistä, että pysyvän kuorman varmuuskerroin on 1,2. Käytetään varmuuskerrointa 1,2 myös Plannjan kattolevylle. Rannilan kattolevy mitoitetaan kolmiaukkoisena rakenteena, jolloin yhdellä levyllä saadaan katettua koko katto pituussuunnassa. Plannjan levyt on suunniteltu käytettäväksi vain kaksiaukkoisina, jolloin levyä joudutaan jatkamaan kerran katon pituuden suunnassa. Kattolevyjen taipumarajaksi käyttörajatilassa asetetaan $L/200$.

Murtorajatilan kuormitusyhdistelmä muodostuu yhtälön 6 mukaan seuraavasti:

$$q_d = 1,2 * (0,28 \text{ m} * 1,750 \text{ kN/m}^3 + 2 * 0,050 \text{ kN/m}^2) + 1,5 * 1,6 \text{ kN/m}^2 = 3,2 \text{ kN/m}^2$$

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmä muodostuu yhtälön 7 mukaan seuraavasti:

$$q_k = (0,28 \text{ m} * 1,750 \text{ kN/m}^3 + 2 * 0,050 \text{ kN/m}^2) + 1,6 \text{ kN/m}^2 = 2,2 \text{ kN/m}^2$$

Tuulen imukuorma lasketaan ilman päällisrakenteen painoa kestäväksi esimerkiksi asennusaikaisen kuorman. Määrävä imukuorma nurkka-alueella:

$$q_d = -1,5 * -1,1 \text{ kN/m}^2 = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

Imukuorma on pienempi kuin rakenteiden taivutuskuorma ja levyllä on lähes sama kestävyys molempiin taivutussuuntiin, joten voidaan todeta, ettei imukuorman aiheuttamien rasitusten tarkastelua tarvitse jatkaa pidemmälle.

Eristetyn katon levyvaihtoehtoina on RANNILA 70 -levy, RANNILA 113 -levy ja Plannja 111 -levy.

TAULUKKO 9. RANNILA 70, 3-aukkoinen rakenne, kapea laippa tukea vasten. Murtorajatila (Rannila Kantavat poimulevyt 2001, muokattu)

t mm	Murtorajatilan mukainen kuorma (g+q) _{kd} (kN/m ²), tukileveys 100 mm							
	2,0	2,4	2,7	3,2	3,6	4,0	4,4	
0,6	3900 C4	3510 C4	3200 C4	2950 C4	2750 C4	2580 C4	2420 C4	
0,7	4670 C4	4210 C4	3860 C4	3560 C4	3330 C4	3120 C4	2950 C4	
0,8	5240 C4	4740 C4	4350 C4	4020 C4	3760 C4	3540 C4	3340 C4	
0,9	5780 C4	5240 C4	4810 C4	4470 C4	4180 C4	3940 C4	3720 C4	
1,0	6250 C4	5670 C4	5220 C4	4850 C4	4550 C4	4290 C4	4070 C4	

Taulukon 9 mukaan RANNILA 70 t = 0,7 mm kestää murtorajatilan kuorman q_d jänneväliä 3,35 m.

TAULUKKO 10. RANNILA 70, 3-aukkoinen rakenne, kapea laippa tukea vasten. Käyttörajatila (Rannila Kantavat poimulevyt 2001, muokattu)

t mm		Käyttörajatilan mukainen kuorma (g+q) _{sk} (kN/m ²)							
		1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	2,75	3,0	3,25
0,6	L/150	4060	3860	3710	3570	3450	3340	3250	3160
	L/200	3690	3510	3370	3240	3130	3040	2950	2880
	L/250	3430	3260	3130	3010	2910	2820	2730	2670
	L/300	3230	3070	2940	2830	2730	2660	2580	2510
0,7	L/150	4330	4130	3960	3800	3680	3570	3460	3380
	L/200	3930	3740	3590	3460	3340	3240	3150	3070
	L/250	3660	3480	3330	3210	3100	3010	2920	2850
	L/300	3440	3270	3130	3020	2920	2830	2750	2680
0,8	L/150	4580	4360	4180	4030	3890	3770	3660	3570
	L/200	4160	3960	3790	3650	3530	3420	3330	3240
	L/250	3860	3670	3520	3390	3280	3180	3090	3010
	L/300	3630	3460	3310	3190	3090	2990	2910	2840
0,9	L/150	4790	4570	4380	4220	4080	3950	3840	3740
	L/200	4350	4150	3970	3830	3700	3590	3490	3400
	L/250	4040	3860	3690	3560	3440	3340	3240	3160
	L/300	3800	3630	3470	3340	3230	3140	3050	2970

RANNILA 70 t = 0,7 mm levy kelpaa myös käyttörajatilan puolesta taulukon 10 perusteella.

TAULUKKO 11. RANNILA 113, 3-aukkoinen rakenne, keape laippa tukea vasten. Murtorajatila (Rannila Kantavat poimulevyt 2001, muokattu)

t mm	Murtorajatilan mukainen kuorma (g+q) _{Ed} (kN/m ²), tukileveys 100 mm							
	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	4,4	
0,6	4790 C4	4300 C4	3900 C4	3590 C4	3330 C4	3110 C4	2920 C4	
0,7	5840 C4	5260 C4	4790 C4	4430 C4	4120 C4	3860 C4	3630 C4	
0,8	6560 C4	5930 C4	5430 C4	5020 C4	4680 C4	4390 C4	4150 C4	
0,9	7200 C4	6520 C4	5980 C4	5550 C4	5180 C4	4880 C4	4610 C4	
1,0	7760 C4	7050 C4	6480 C4	6020 C4	5640 C4	5310 C4	5030 C4	
1,1	8290 C4	7540 C4	6940 C4	6460 C4	6060 C4	5720 C4	5420 C4	
1,2	8760 C1	7990 C4	7370 C4	6870 C4	6450 C4	6090 C4	5780 C4	

Taulukon 11 mukaan RANNILA 113 t = 0,6 mm kestää murtorajatilan kuorman q_d jännevälillä 3,35 m.

TAULUKKO 12. RANNILA 113, 3-aukkoinen rakenne, keape laippa tukea vasten. Käyttörajatila (Rannila Kantavat poimulevyt 2001, muokattu)

t mm		Käyttörajatilan mukainen kuorma (g+q) _{sk} (kN/m ²)								
		1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	2,75	3,0	3,25	3,5
0,6	L/150	5640	5360	5150	4950	4790	4640	4510	4390	4290
	L/200	5120	4880	4670	4500	4350	4210	4090	4000	3900
	L/250	4760	4530	4340	4180	4040	3920	3810	3710	3620
	L/300	4470	4260	4080	3930	3800	3690	3580	3490	3400
0,7	L/150	6010	5720	5480	5290	5110	4960	4820	4690	4580
	L/200	5460	5200	4990	4800	4640	4500	4370	4260	4160
	L/250	5070	4830	4620	4460	4310	4170	4060	3960	3870
	L/300	4770	4550	4360	4200	4060	3930	3820	3730	3640

RANNILA 113 t = 0,6 mm levy pysyy taipuman suhteen sallituissa rajoissa taulukon 12 mukaisesti kuormalla q_k.

TAULUKKO 13. Plannja 111 pikavalintataulukko (Plannja kantavat profiilit, 15, muokattu)

Kuormankantokyky (kN/m ²) murto- ja käyttörajatilassa	Jänneväli (m)					
		t (mm)	4,5	4,8	5,1	5,4
2-aukkoinen rakenne						
Kuorma alaspäin	0,65	2,43	2,19	1,98	1,80	
Taipuma L / 200		3,45	2,84	2,37	2,00	
Kuorma ylöspäin		3,11	2,73	2,42	2,16	
Kuorma alaspäin	0,72	2,91	2,62	2,37	2,16	
Taipuma L / 200		3,85	3,18	2,65	2,23	
Kuorma ylöspäin		3,66	3,22	2,85	2,54	
Kuorma alaspäin	0,85	3,82	3,43	3,10	2,81	
Taipuma L / 200		4,60	3,79	3,16	2,66	
Kuorma ylöspäin		4,76	4,18	3,70	3,30	

Taulukossa 13 ei ole jänneväliä 3,35 m, mutta voidaan olettaa, että Plannja 111 t = 0,72 mm kestää taivutuksen yli metrin lyhyemmällä jännevälillä, kun jännevälillä 4,5 m kestävyyttä on 2,91 kN/m².

Levyjen painot ovat seuraavat:

- RANNILA 70, t = 0,7 mm 8 kg/m²
- RANNILA 113, t = 0,6 mm 7,8 kg/m²
- Plannja 111, t = 0,85 mm 8,8 kg/m².

(Teräsrakenne CD-rom RANNILA 70 ja RANNILA 113 tuotekortit, Plannja kantavat profiilit 2010, 13)

Lasketaan siis kattolevyjen paino raskaimman, eli Plannja 111 mukaisesti. Jos hintatarkasteluissa tuotteiden hinnat osoittautuvat lähes samoiksi, niin on taloudellisesti järkevä valita RANNILA 113 pienimmän neliöpainonsa vuoksi.

4.2.2 Kattopalkit

Mitoitetaan kattopalkit keskimmäisten palkkien mukaan, jolloin yhdelle palkille tulee kuormaa siis palkin suuntaisesti 3,35 m levyiseltä alueelta. Kattorakenteen paino raskaimman poimulevyn kanssa on g_k . Palkin pituutena laskennassa käytetään 6 m.

$$g_k = (0,15 \text{ m} * 1,750 \text{ kN/m}^3 + 2 * 0,050 \text{ kN/m}^2 + 0,088 \text{ kN/m}^2) * 3,35 \text{ m} = 1,51 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lumikuorma } Q_{k,\text{lumi}} = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

Suurin sallittu taipuman arvo kattokannattajalle on $L/300$, eli $6000 \text{ mm} / 300 = 20 \text{ mm}$. (Ympäristöministeriön asetus Eurocode –standardien soveltamisesta talonrakentamisessa liite 9 2007, 5)

Jigi 2010 laskentaohjelmalla laskettaessa taipuma oli mitoittava arvo. Taipumaraja täyttyy IPE 200 palkilla, taipuman ollessa tällöin 13,8 mm. Laskentaohjelmalla saatujen tulosten yhteenveto liitteessä 2. IPE 200 paino myöhempiä laskentaa varten on 0,224 kN/m. (Teräsrakenne CD-rom)

4.2.3 Pilarit

Ilmanvaihtohuoneen pilarit kuormittuvat palkeilta tulevasta kuormasta ja tuulikuormasta. Ulkoseinäelementit suunnitellaan itsestään kantavina, joten ne eivät aiheuta laskennassa huomioitavia kuormia tuulikuorman lisäksi. Tuulikuormaa pitkillä sivuilla kertyy 3,35 m leveydeltä ja lyhyillä sivuilla 3 m leveydeltä yhdelle pilarille. Mitoitetaan molempien sivujen pilarit pitkän sivun mukaan. Kuormat annetaan ominaiskuormina ComCol-liittopilari -laskentaohjelmaan. Pilarien korkeutena käytetään 4 metriä.

Pysyväkuorma pilarille määritetään seuraavasti:

$$N_k = (0,28 \text{ m} * 1,750 \text{ kN/m}^3 + 2 * 0,050 \text{ kN/m}^2 + 0,088 \text{ kN/m}^2) * 3,35 \text{ m} * 3 \text{ m} + 3 \text{ m} * 0,224 \text{ kN/m} = 7,5 \text{ kN}$$

Tuulikuorma pilarille kappaleessa 3.4.2 tuulen nettopaineen perusteella muodostetaan seuraavasti:

$$q_{k,\text{tuuli}} = 0,583 \text{ kN/m}^2 * 3,35 \text{ m} = 1,96 \text{ kN/m}$$

Lumikuorma määritetään pistekuormana pilarille seuraavasti:

$$q_{k,lumi} = 1,6 \text{ kN/m}^2 * 3,35 \text{ m} * 3 \text{ m} = 16,1 \text{ kN}$$

ComCol-liittopilari -laskentaohjelmalla laskettuna RR100x100x4 kestää rasitukset. Pienemmillä pilariprofiileilla kattopalkin tuenta pilariin tulee hankalammaksi, joten valitaan RR100x100x4. Laskennan yhteenveto on liitteessä 3. RR100x100x4 paino myöhempää laskentaa varten on 0,117 kN/m. (Teräsrakenne CD-rom)

4.2.4 Seinäelementit

Seinäelementit mitoitetaan kappaleessa 2.4 esitetyn U-arvon perusteella sekä tuulen aiheuttamaa taipumaa vastaan. Elementit mitoitetaan yksiaukkoisina rakenteina, jolloin pisin jänneväli 3,35 m on IV-huoneen pitkällä sivulla. Vaadittu U-arvo täyttyy 150 mm paksulla Paroc AST S paneelilla sekä Ruukin SPA S paneelilla. Tukipinta on 50mm luokkaa, kun ilmanvaihtohuoneen pilarit ovat 100x100x4 putkiprofiilia. (Paroc PS Suunnitteluohje 2010, Ruukki SPA Tuoteseloste 2010)

Tuulenpaineen mitoitussarvo Paroc elementtien mitoitusta varten lasketaan seuraavasti:

$$q_{d,tuuli} = 1,5 * 0,583 \text{ kN/m}^2 = 0,9 \text{ kN/m}^2$$

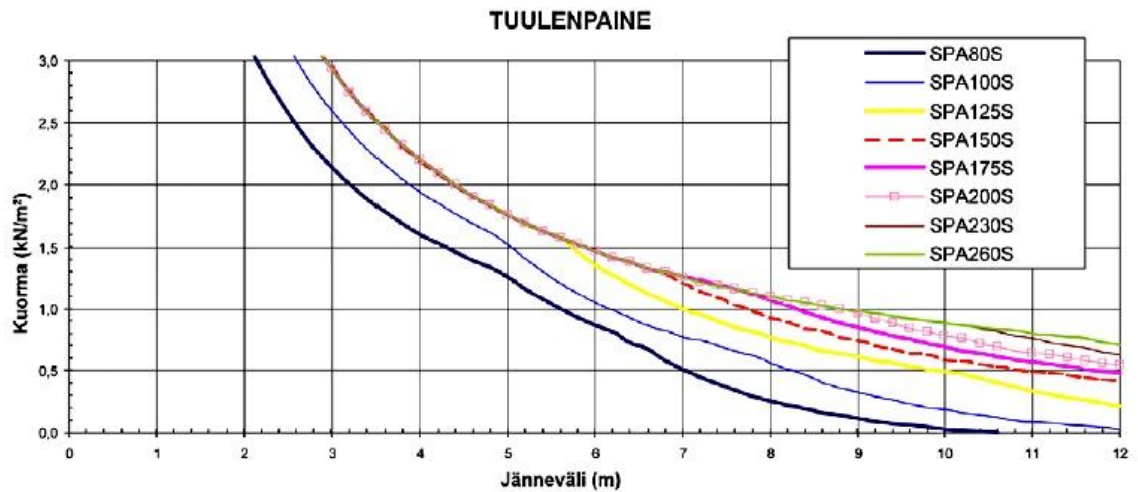
Tuulenimun nurkka-alueen mitoitussarvo Paroc elementtien mitoitusta varten lasketaan seuraavasti:

$$q_{d,tuuli,imu} = 1,5 * -0,8 \text{ kN/m}^2 = -1,2 \text{ kN/m}^2$$

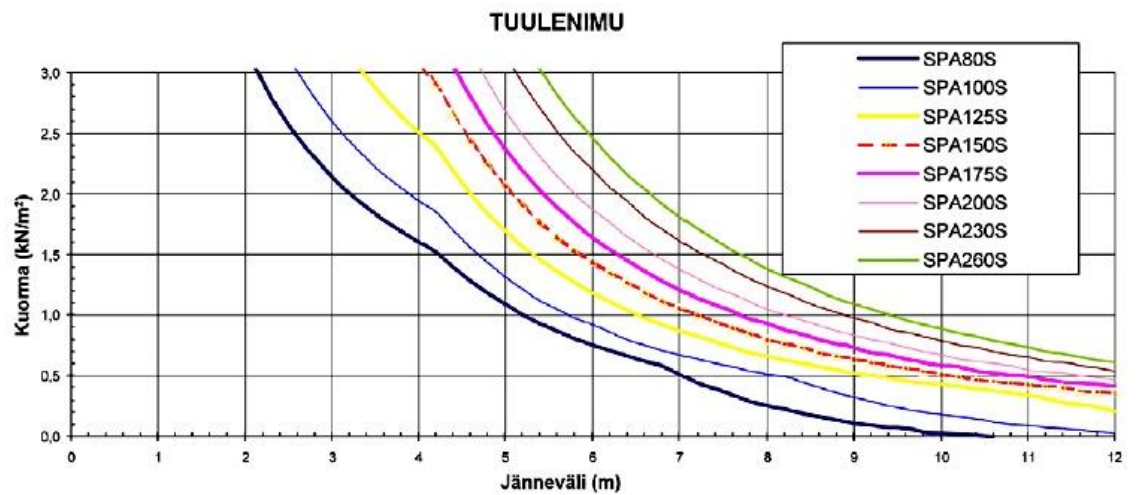
Tuulenpaineen ja imun ominaisarvot Ruukin elementtien mitoitusta varten:

$$q_{k,tuuli} = 0,583 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,tuuli,imu} = -0,8 \text{ kN/m}^2$$

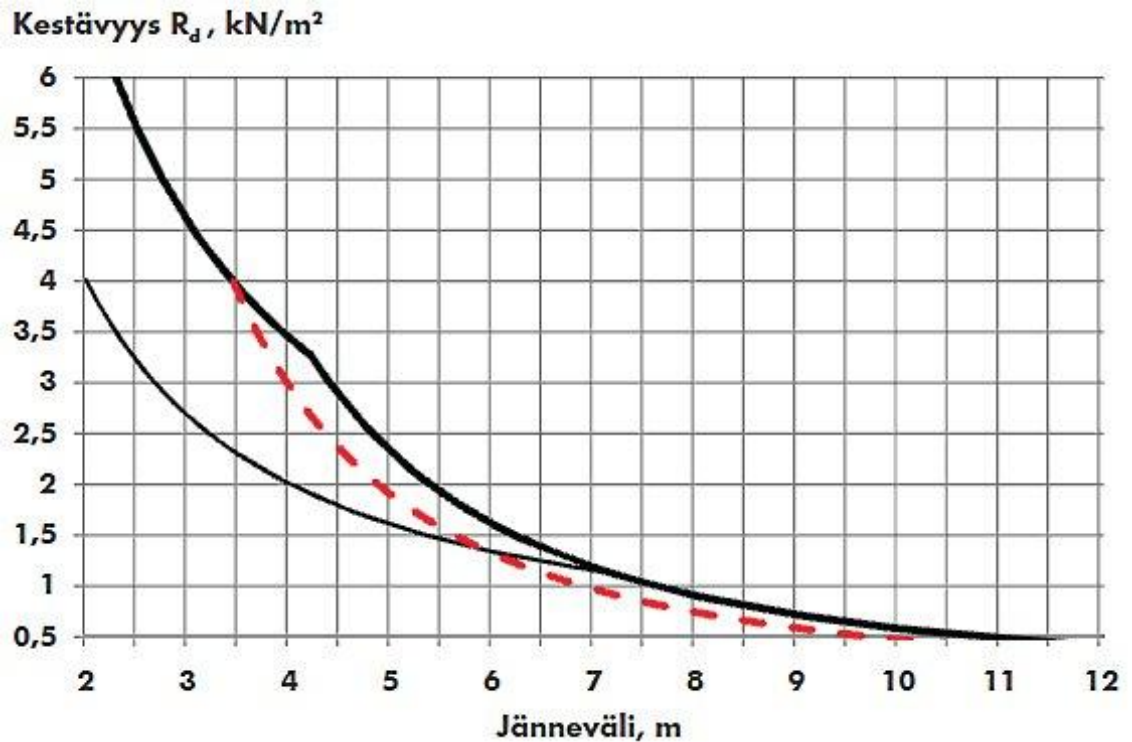


KUVIO 8. Ruukki SPA S levyn mitoituskäyrästä tuulenpainelle. Kuormat ominaisarvoina (Ruukki SPA Tuoteseloste 2010, 12)



KUVIO 9. Ruukki SPA S paneelin mitoituskäyrästä tuulenimulle. Kuormat ominaisarvoina (Ruukki SPA Tuoteseloste, 12)

Kuviosta 8 voidaan todeta, että SPA 150S levy kestää tuulenpaineen jännevälillä 3,3 m. Paneeli kestää myös imupaineen kuvion 9 perusteella.



KUVIO 10. Paroc AST S 150 paneelin mitoituskäyrästä tuulikuormalle. Viivojen selitteet: paksu mustaviiva on 0,6 mm vahvuisen teräslevyn kestävyys, punainen katkoviiva on 0,5 mm vahvuisen teräslevyn kestävyys ja ohut musta viiva on 50 mm tukileveydellä saatava kestävyys (Paroc PS Suunnitteluohje 2010, 18)

Kuviosta 10 voidaan todeta Paroc AST S 150 mm paneelin kestävän sekä tuulenpaineen että tuulenimun jännevälillä 3,35 m.

Elementtien painot laskentaa varten:

- Ruukki SPA S 150 mm 29,7 kg/m²
- Paroc AST S 150 mm 23 kg/m².

(Ruukki SPA Tuoteseloste 2010, 5, Paroc PS Suunnitteluohje 2010, 7)

Käytetään laskennassa elementtien painona 30 kg/m².

4.3 Sekundäärikattokannattajat

Sekundäärikattokannattajia käytetään, kun primäärikattokannattajana on esijännitetty I-palkki. Kattokannattajat sijoitetaan pituussuuntaisesti hallin kattorakenteeseen, josta ne siirtävät kattorakenteeseen kohdistuvat voimat primäärikattokannattajille. Pisimmillään

kuormaa kertyy modulilinjan B vasemmanpuoleisille kannattajille, jotka ovat noin 8 m pitkiä. Mitoituksessa jännevälinä käytetään 8 metriä.

Opinnäytetyössä tarkastellaan seuraavia sekundäärikattokannattajia:

- Ontolelolaatta
- TT-laatta.

Esivalintakäyrästöillä laatat mitoitetaan neliökuormalle. Kuormaa sekundäärikannattajille kertyy yläpuolisilta rakenteilta ja lumikuormasta. Käytetään pintarakenteen painoa g_k , jota käytettiin aikasemmin IV-huoneen katon pintarakennekuorman laskennassa.

$$g_k = (0,28 \text{ m} * 1,750 \text{ kN/m}^3 + 2 * 0,050 \text{ kN/m}^2) = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

Lumikuorma on suurimmillaan lumen kasautumisen takia katon ja vanhan uuttohallin liitoksen puoleisella reunalla. Lumikuorma $q_{k,lumi}$ on laskettu kappaleessa 3.3.3.

$$q_{k,lumi} = 5 \text{ kN/m}^2$$

Ominaiskuorma on siis yhdistettynä seuraava:

$$q_k = 5 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \text{ kN/m}^2 = 5,6 \text{ kN/m}^2$$

Ilmanvaihtohuoneen rakenteet ja ilmanvaihtohuoneelle kertyvä lumi aiheuttavat kattorakenteelle pistekuorman pilarin kautta. Kun IV-huone liitetään kattorakenteeseen sokkelilla, pistekuorman aiheuttama lävistysvoimaa pienenee voiman jakautuessa laattaan sokkelin kautta. Terässandwich -elementtien aiheuttamat kuormitukset ovat niin pieniä verrattuna lumikuormaan, että voidaan olettaa laattaelementtien kestävän teräspaneelien aiheuttaman kuorman. Ilmanvaihtohuoneen laitteistoa ei ole vielä määritelty, mutta oletetaan, että laskettu katon kuorma $5,6 \text{ kN/m}^2$ on enemmän kuin IV-huoneen laitteiston ja hyötykuorman kuormat.

Suurimmillaan ilmanvaihtohuoneelta tuleva pistevoima on siis:

$$P_k = (0,28 \text{ m} * 1,750 \text{ kN/m}^3 + 2 * 0,050 \text{ kN/m}^2 + 0,088 \text{ kN/m}^2) * 3,35 \text{ m} * 3 \text{ m} + 3 \text{ m} * 0,224 \text{ kN/m} + 1,6 \text{ kN/m}^2 * 3,35 \text{ m} * 3 \text{ m} + 0,117 \text{ kN/m} * 4 \text{ m} = 24,1 \text{ kN}$$

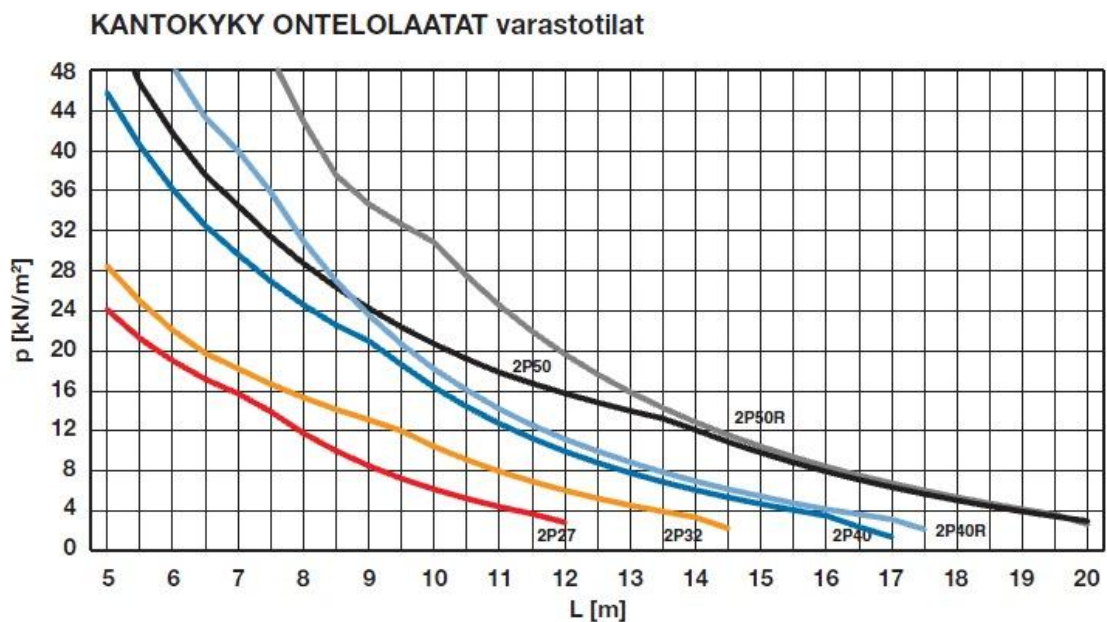
4.3.1 Ontelolaatta

Ontelolaatat esimitoitetaan kattorakenteeseen kohdistuvalle pistekuormalle ja neliökuormalle taulukoiden perusteella.

Laatta- tyyppi	Kuormittavan pinnan halkaisija		
	Ø 50	Ø 100	Ø 200
P18, P20	20	30	
P27	40	60	
P32		45	65
P37, P40, P40R,		60	80
P50, P50R		60	80

KUVIO 11. Ontelolaattojen käyttötilan pistekuormat ilman pintabetonia (Parma ontelolaatatot suunnitteluohje 2010, 17)

Kuvion 11 perusteella voidaan todeta, ontelolaatat kestävät pistekuormat ilman pintabetonia, kun pistekuorma välittyy 100x100 pilarin kautta.

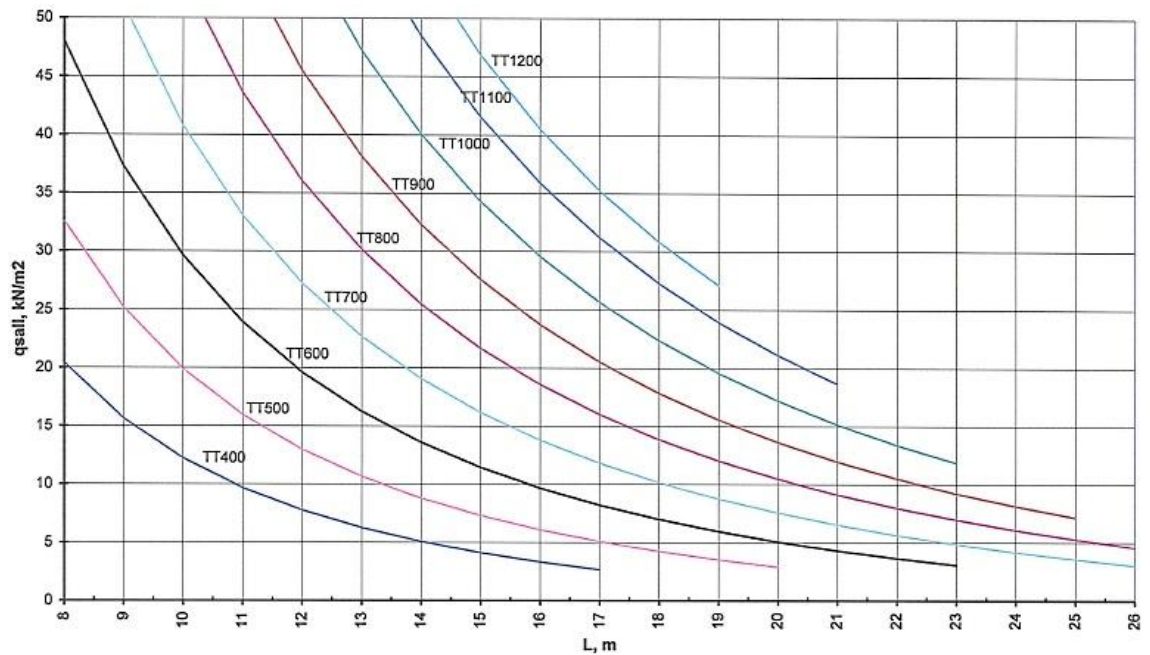


KUVIO 12. Parman ontelolaattojen kantokykykäyrästä. Betoni C40/50, teräs st. 1630/1860, alkujännitys 1000 MN/m², paloluokka R120, rasitusluokka XC1, kuormat ominaiskuormina (Parma ontelolaatatot suunnitteluohje 2010, 8)

Kuvion 12 perusteella esivalitaan ontelolaataksi 2P27. Käyrästä on tarkoitettu rasiusluokan XC1 rakenteille, mutta voidaan olettaa sen kuitenkin pitävän paikkansa myös voimakkaammin rasitetuille rakenteille, sillä ontelolaatoissa käytetty betoni on vaadittua korkeampaa lujuutta.

4.3.2 TT-laatta

TT-laatoissa palonkestoa kasvatetaan ripaleveyttä suurentamalla. Ripaleveydellä 240 saadaan kohteessa vaadittu 120 minuutin palonkesto aika. (Parma TT-, TEK-, KTT- ja HTT-laatat, suunnitteluohje 2004, 17) Ripaleveyden kasvattamisen ansiosta teräksille tulee myös enemmän suojabetonia korroosiovaikutuksia vastaan.



KUVIO 13. TT-240, tasainen kuorma EC pohjainen mitoituskäyrästä, kuormat hyötykuormina (TT-laattojen mitoituskäyrät, Elementtisuunnittelu.fi)

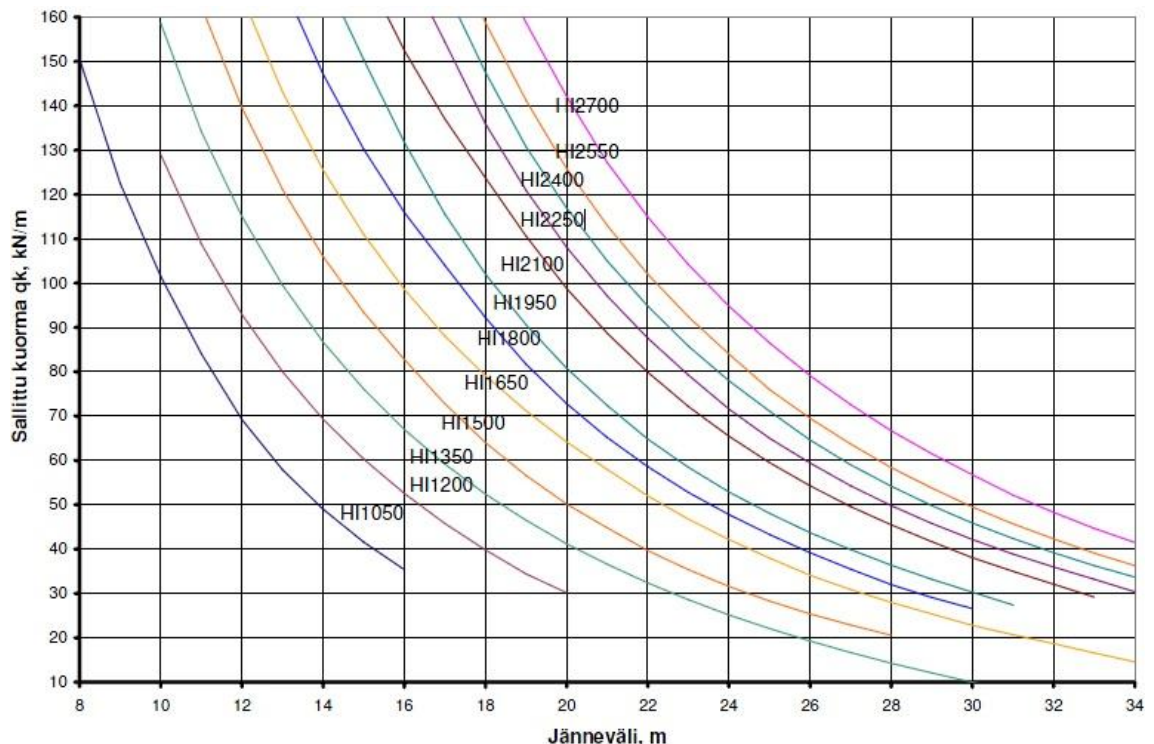
TT-240/400 kestää tasaisen kuorman jännevälillä 8 m kuvion 13 perusteella. Laatan pistekuormakestävyys on selvítettävä erikseen tehtaan suunnittelijoiden kanssa. On todennäköistä, että laatussa joudutaan käyttämään pintavalua. Elementtisuunnittelu sivuston ohjeistuksessa pintavalun tulisi olla ≤ 100 mm, joten valitaan 50 mm pintavalu TT-laatan päälle, jolloin mahdollisen rakenteen paino tulee huomioitua. Oletetaan pintavalun painoksi 25 kN/m^3 (EN 1991-1-1 Liite A).

4.4.1 Esijännitetty I-palkki

I-palkissa tarkastetaan ensiksi palkin minimikoko, kun uuman läpi viedään kaksi noin 600 mm ilmastointiputkea. Liitteessä 4 on HI-palkin rei'itysohje, jota voidaan soveltaa I-palkille, koska kyseessä on toiminnallisesti sama rakenne. Lähin ilmanvaihtoputkien vaatima vakiokoon pyöreä reikä on 700 mm. Palkin keskialueelle saa tehdä H/3 halkaisijalla olevia pyöreitä reikiä, joten palkin korkeuden tulee olla reiän kohdalla vähintään 2100 mm. Palkin keskialue alkaa rei'itysohjeen mukaisesti noin 4,7 metrin etäisyydeltä palkin reunasta. Elementtien kaltevuus on 1:16, joten keskialueelta reunoille korkeuseroa on noin 440 mm. Palkkivaihtoehdot rajautuvat suurien reikien takia 480 mm laippaleveyden omaaviin palkkeihin.

Palkille tulee lumikuormaa ja yläpuolisten rakenteiden kuormaa noin 8 m leveydeltä. Käytetään kuormalle nimitystä $q_{k,katto}$.

$$q_{k,katto} = (5 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \text{ kN/m}^2 + 4,1 \text{ kN/m}^2) * 8 \text{ m} = 77,6 \text{ kN/m}$$



KUVIO 14. HI 480 palkkien kantokykykäyrästä (Elementtisuunnittelu.fi)

Kuviossa 14 on kuvattu HI 480 palkkien kantavuutta jännevälin ja kuorman suhteessa. Pulpettimalliseen I-palkkiin voidaan soveltaa kyseistä käyrästä, koska kaltevuuskulma

on sama sekä harja- että pulpettikatossa. Valitaan siis reikätietojen ja kuvion 14 perusteella palkin keskiosan korkeudeksi 2100 mm. Tällöin ensimmäinen reikä sijoitetaan keskeisesti palkkiin ja toinen reikä palkin kasvavan korkeuden puolelle. HI- ja I-palkkien painoja ei ilmoiteta mitoitusohjeissa, mutta arvioidaan paino ottamalla 70 % samankokoisen suorakaiteen muotoisen poikkileikkauksen painosta. Koska palkki on epäsymmetrinen, lasketaan paino puolivälin molemmille puolille palkkien mitoitusta varten. Palkin keskikorkeus modulilinjan 1 puolella on siis 1880 mm ja modulilinjan 3 puolella 2320 mm.

$$g_{k,op,1} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,7 * 1,88 \text{ m} * 0,48 \text{ m} = 15,8 \text{ kN/m}$$

$$g_{k,op,3} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,7 * 2,1 \text{ m} * 0,48 \text{ m} = 19,5 \text{ kN/m}$$

4.4.2 TT-laatta ja esijännitetty teräsbetonipalkki

Tässä rakennevaihtoehdossa TT-laatta kantaa katon lumikuorman ja yläpuoliset rakenteet ilman sekundäärikannattajaa. Mitoitusjänneväli on noin 13,5 metriä ja kuormitus $q_{k,katto}$.

Mitoittava kuorma TT-laatalle muodostuu katon pintarakenteesta ja lumesta seuraavasti:

$$q_{k,katto} = 5 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \text{ kN/m}^2 = 5,6 \text{ kN/m}^2$$

Kappaleessa 4.3.2 esitetyn kuvion 13 mukaan TT-240/500 kestää katon kuormat jännevälillä 13,5 m. Kuten sekundäärikattokannattajia laskettaessa todettiin, TT-laatta vaatinee pintavalun suuren pistekuorman takia. Laatan paino myöhempää laskentaa varten on $3,3 \text{ kN/m}^2$ ja pintavalun paino $1,25 \text{ kN/m}^2$. Yhteensä kuorma on siis $4,55 \text{ kN/m}^2$. (Parma TT-, TEK-, KTT- ja HTT-laatat, suunnitteluohje 2004, 10)

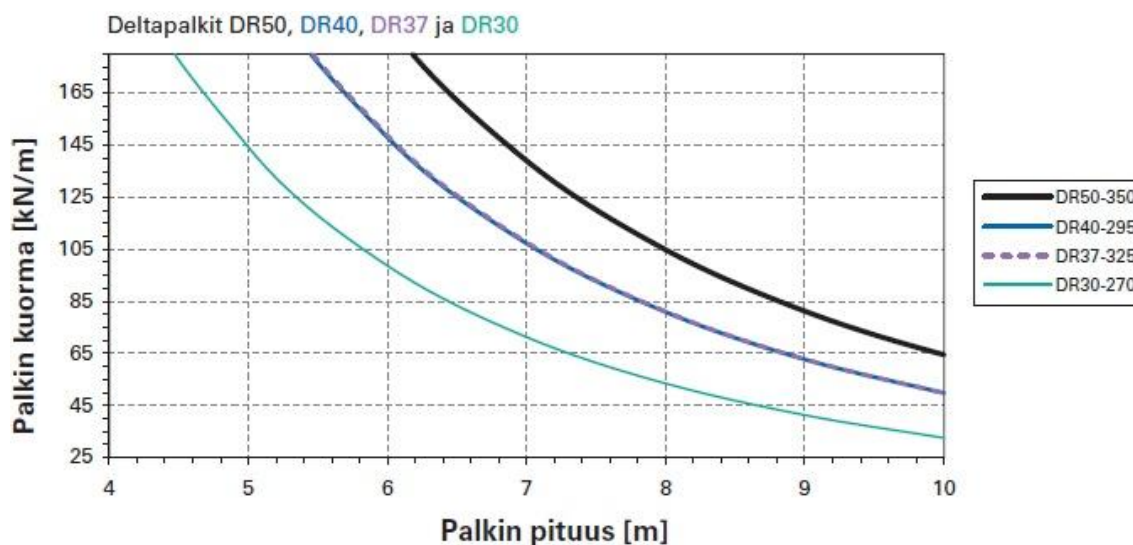
4.4.3 Ontelolaatta ja esijännitetty teräsbetonipalkki

Ontelolaatalle aiheutuva kuormitus on sama kuin kappaleen 4.4.2 $q_{k,katto}$. Kappaleessa 4.3.1 esitetyn kuvion 12 mukaan ontelolaatta 2P40R kestää kuormituksen siten, että pieniä muutoksia, kuten reikiä varten jää vielä hieman varaa kantokykyyn. Ontelolaatan paino myöhempää laskentaa varten on $5,05 \text{ kN/m}^2$. (Parma ontelolaatatot suunnitteluohje 2010, 7)

4.4.4 Ontelolaatta ja deltapalkki

Ontelolaatta on sama kuin kappaleen 4.4.3 tilanteessa, esimitoitetaan siis deltapalkki metrikuormalle $q_{D,delta}$. Metrikuormaa kertyy katon puolesta välistä palkin reunaan.

$$q_{D,delta} = (1,15 * (1,5 \text{ kN/m}^2 + 5,05 \text{ kN/m}^2) + 1,5 * 5 \text{ kN/m}^2) * 7 \text{ m} = 105,2 \text{ kN/m}$$



KUVIO 15. Deltareunapalkin mitoituskäyrästä (Peikko, Deltapalkki 2007, 7)

Reunapalkki DR50-350 on rajoilla kestävyyspuolesta kuvion 15 mukaan. Kuviossa 15 mitoitusnormi on rakennusmääräyskokoelman mukainen, mutta mitoitus siirtyy eurokoodien mukaiseksi 1.6.2011. Kestävyyksissä ei pitäisi Peikon mukaan olla suuria muutoksia, joten käytetään käyrästä esimitoituksessa. Käyrästä on käytetty C25/30 betonia ja teräslajina S355J2. DR50-350 deltareunapalkin korkeus on 500 mm, joten pilareita tarvitsee maksimissaan korota muutamia kymmeniä senttejä IV-putkien takia. (Deltapalkki esite 2007) Peikolta tiedusteltiin puhelimitse deltapalkin paino ja samalla varmistettiin, että palkki kestäisi kuormat. Deltapalkin paino myöhemmää laskentaa varten kysyttiin puhelimitse Peikolta. Käytetään painona 1,2 kN/m.

4.5 Seinäelementit

Uuttohallin terässandwich -seinäelementit mitoitetaan kappaleessa 2.4 esitetyn U-arvon perusteella sekä tuulen aiheuttamaa taipumaa vastaan. Teräsbetoniset sandwich-elementit esivalitaan U-arvon perusteella, jonka jälkeen kustannusarviot pyydetään mittatietojen ja laskettujen kuormitusten perusteella. Elementtitehtaan suunnittelijat siis mitoittavat tarvittavat elementit. Elementit mitoitetaan yksiaukkoisina rakenteina, jolloin pisin levyn pituus on 8 m modulivälillä A-B, kun huomioidaan myös tukipinta. Suurin jänneväli on 7,5 m, jota käytetään mitoituksessa. Elementtivaihtoehtoina on haponkestävä terässandwich -paneelielementti ja betonisandwich -elementti.

4.5.1 Terässandwich -paneelielementit

Mitoituskäyrästöt ovat tarkoitettu käytettäväksi Paroc elementeillä 55 °C ja Ruukin elementeillä 50 °C lämpötilaeroilla ulko- ja sisätilan välillä. (Paroc PS Suunnitteluohje 2010) Vaikka uuttohallin lämpötilaerot ovat suurempia, niin käytetään taulukkoja kuitenkin esimitoituksessa. Lopullisessa mitoituksessa laskentatiedot tulee lähettää tuotevalmistajille, jossa he tekevät tarkemmat laskelmat vastaaman uuttohallin korkeampia lämpötilaeroja.

Vaadittu U-arvot täyttyvät Ruukin SPA F 175 elementillä ja Paroc AST F 175 elementillä. (Paroc PS Suunnitteluohje 2010, 7, Ruukki SPA Tuoteseloste 2010, 5)

Tuulenpaineen mitoitussarvo Paroc elementtien mitoitusta varten lasketaan seuraavasti:

$$q_{d,tuuli} = 1,5 * 0,53 \text{ kN/m}^2 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

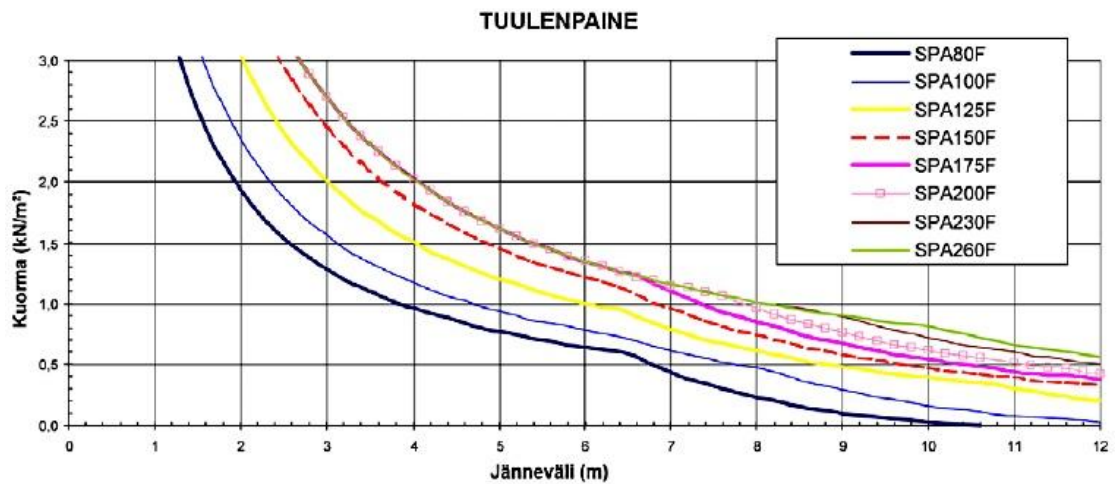
Tuulenimun nurkka-alueen mitoitussarvo Paroc elementtien mitoitusta varten lasketaan seuraavasti:

$$q_{d,tuuli,imu} = 1,5 * -0,72 \text{ kN/m}^2 = - 1,1 \text{ kN/m}^2$$

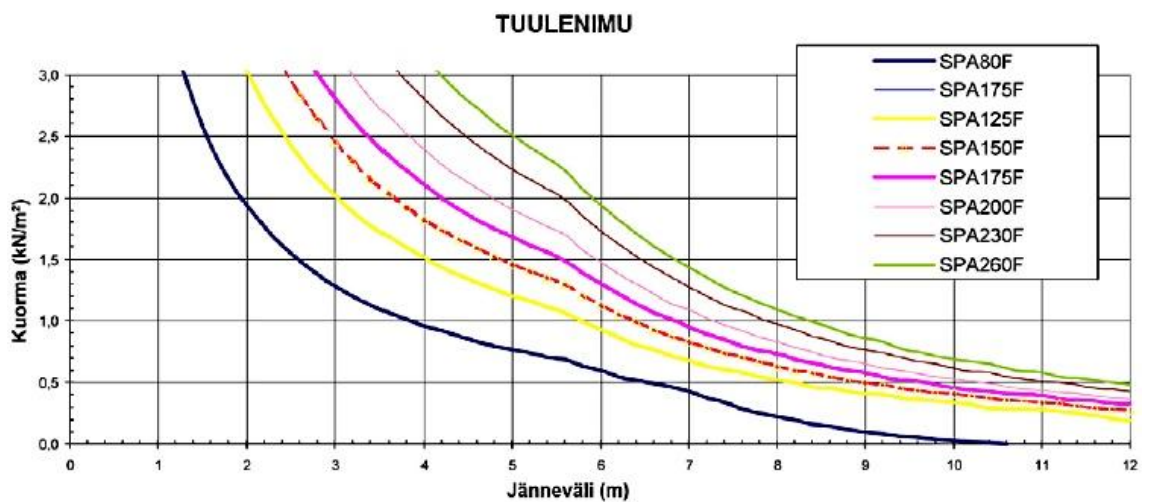
Tuulenpaineen ja imun ominaisarvot Ruukin elementtien mitoitus varten:

$$q_{k,tuuli} = 0,53 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,tuuli,imu} = -0,72 \text{ kN/m}^2$$

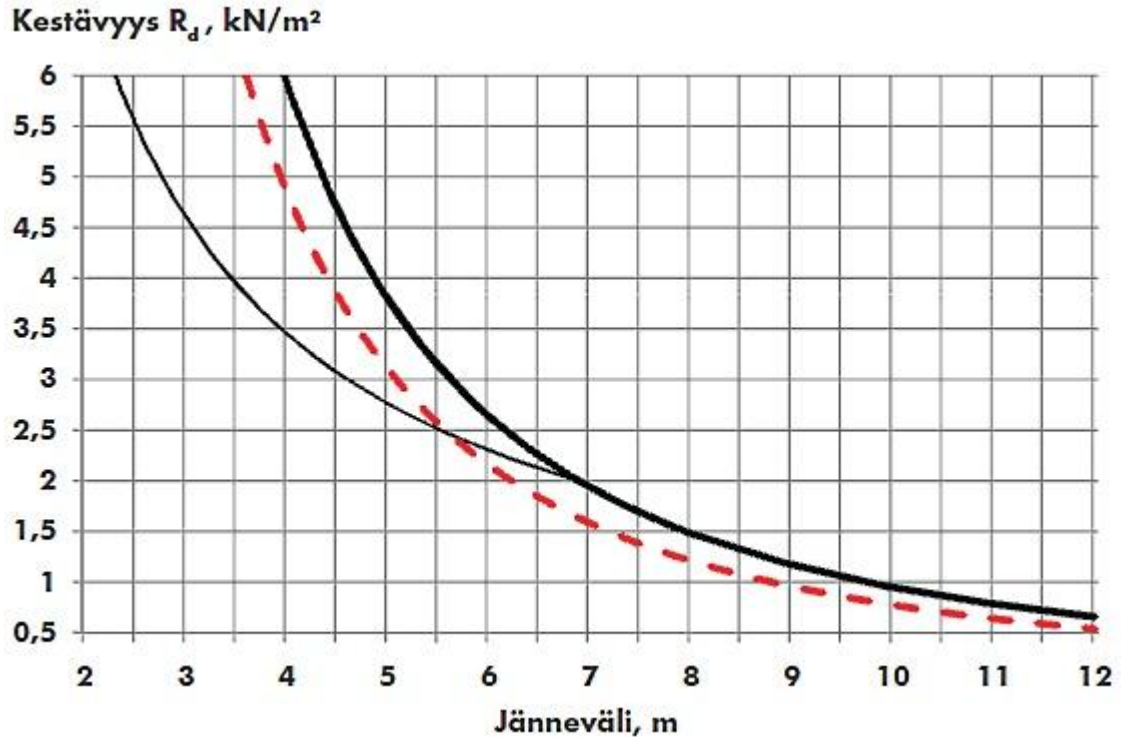


KUVIO 16. Ruukki SPA F levyn mitoituskäyrästä tuulenpainelle. Kuormat ominaisarvoina (Ruukki SPA Tuoteseloste, 11)



KUVIO 17. Ruukki SPA F levyn mitoituskäyrästä tuulenimulle. Kuormat ominaisarvoina (Ruukki SPA Tuoteseloste, 11)

Kuviosta 16 voidaan lukea, että SPA 175F levy kestää tuulenpaineen jännevälillä 8 m. Paneeli kestää juuri ja juuri imupaineen kuvion 17 perusteella, joten valitaan paneeliksi SPA 200F. Paksumman paneelin valinnalla kompensoidaan myös mitoituskäyrästä esitettyä lämpötilaeroa suurempaa lämpötilaeroa.



KUVIO 18. Paroc AST F 200 paneelin mitoituskäyrästä tuulikuormalle. Viivojen selitteet: paksu mustaviiva on 0,6 mm vahvuisen teräslevyn kestävyys, punainen katkoviiva on 0,5 mm vahvuisen teräslevyn kestävyys ja ohut musta viiva on 50 mm tukilevydellä saatava kestävyys (Paroc PS Suunnitteluohje 2010, 20)

Myös Paroc AST F 200 ulkoseinäpaneeli kestää tuulen rasituksen kuvion 18 mukaan siten, että kestävyyskapasiteettiä jää vielä hieman jäljelle tasaamaan korkeammasta lämpötilaerosta johtuvia rasituksia.

Elementtien painot laskentaa varten:

- Ruukki SPA F 200 mm 35,5 kg/m²
- Paroc AST F 200 mm 33 kg/m².

(Ruukki SPA Tuoteseloste 2010, 5, Paroc PS Suunnitteluohje 2010, 7)

Käytetään laskennassa elementtien painona 36 kg/m².

4.5.2 Betonisandwich -elementit

Kuormat ovat melko pieniä ja betonisandwich –elementtien koot sekä rauditus ovat vakioituneita. Selvitetään hinta kustannusarvioon 3 m korkeasta, 7,5 m leveästä elementistä, jonka sisäkuori on 120 mm, eriste 150 mm ja ulkokuori 80 mm. Tällä rakenteella puolilämpimän tilan lämmöneristysvaatimus täyttyy.

4.6 Pilarit

Uuttohallin pilarit mitoitetaan kestämään kattorakenteiden omapainot, nosturin kuormat, lumikuorma, tuulikuorma ja hallin palokuormat. Tarkastellaan pilarien kestävyyttä erilaista kattorakennevaihtoehtojen kanssa, jotta voidaan arvioida myös kevyemmän rakenteen vaikutuksia kokonaiskustannuksiin. Eri modulilinjojen pilareilla kuormat ovat erilaiset rakenteista, tuulikuormasta ja lumikuormasta johtuen. Mitoittava tilanne pilarilinjan B pilareilla, jotka keräävät kuormaa katolta noin 53 neliön alueelta. Käytetään esimitoituksessa pilarien korkeutena 8,3 m. Pilarit ovat nurjahdustuettu hallin leveämmän sivun suunnassa, yläpään kiinnitys on nivel ja alapään kiinnitys jäykkä. Pilarit ja modulilinjat löytyvät liitteen 1 kuvista.

4.6.1 Kuormitukset

Kattorakenteiden painot $N_{k,katto}$ pistekuormina pilarille:

- esijännitetty I-palkki, jonka päällä laatasto
- modulilinja 1 304 kN
- modulilinja 3 330 kN
- TT-laatta ja esijännitetty teräsbetonipalkki 262 kN
- ontelolaatta ja esijännitetty teräsbetonipalkki 288 kN
- ontelolaatta ja deltapalkki 255 kN.

Lumikuorma pistekuormana modulilinjojen 1 ja 3 pilareille lasketaan seuraavasti:

$$N_{k,lumi,1} = 53 \text{ m}^2 * 4 \text{ kN/m}^2 = 212 \text{ kN}$$

$$N_{k,lumi,3} = 53 \text{ m}^2 * 5 \text{ kN/m}^2 = 265 \text{ kN}$$

Tuulikuorma viivakuormana modulilinjojen 1 ja 2 pilareille on seuraava:

$$q_{k,tuuli} = 7,5 \text{ m} * 0,53 \text{ kN/m}^2 = 4 \text{ kN/m}$$

Nosturi aiheuttaa pilareihin konsolin kautta puristuskuormaa, taivutusta ja horisonttaalista kuormaa. Liitteessä 5 on Satateräksen 2,5 tonnin SWF krantechnik nosturin pyöräkuormakaavio. Alkuperäisen suunnitelmasta poiketen halliin asennetaan 5 tonnin nosturi, jolloin voidaan olettaa, että liitteessä 5 esitetyt kuormat kaksinkertaistuvat.

Nosturin kuormat pilarille:

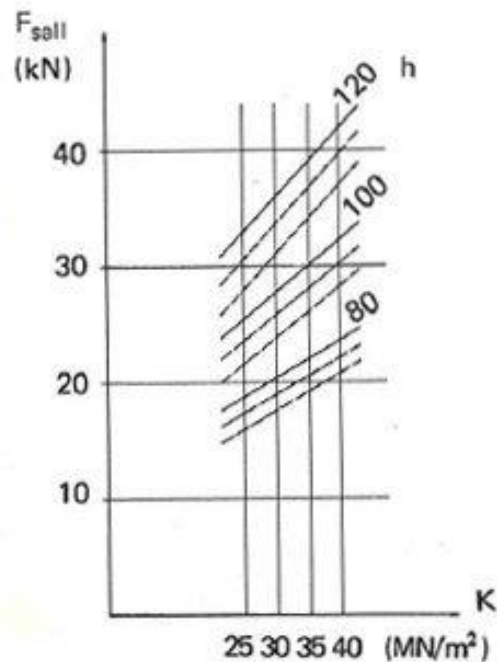
- | | |
|---|--------|
| - pysyvä pystykuorma, epäkeskisyys 100 mm | 40 kN |
| - muuttuva pystykuorma, epäkeskisyys 100 mm | 44 kN |
| - vinokuorma | 20 kN. |

4.6.2 Mitoitus

Mitoitus tehtiin ComCol-liittopilariohjelmalla, jolla voidaan laskea sekä teräsbetoni-että liittopilareita. Pilarien mitoitus tulokset ovat liitteessä 7 järjestettynä sivujen mukaan alla olevissa luetteloissa.

4.7 Lattia

Uuttohallissa on maanvarainen lattia, johon kohdistuu piste ja neliökuormia uuttoaltaista kappaleen 3.1 ja 3.2 mukaisesti.



Kuva 9.42 b). Laatan sallittu pistekuorma, alusrakenne 2). Rakenneluokka 2.

KUVIO 19. Maanvaraiselle laatalle sallittu pistekuorma, kun lattian alla on tiivistettyä soraa tai vastaavaa vähintään 300mm. Ylimmällä viivalla lattian ja maan välissä on kaksi muovikalvoa, keskimmaisella 1 ja alimmalla ei käytetä muovikalvoa. (Betonirakenteiden perusteiden oppikirja BY203, neljäs paino 1995, 228)

Lattialle kohdistuva suurin pistekuorma on 50 kN, jonne asti taulukon 19 mitoituskäyrä ei aivan yllä. K40 betonilla kahden muovikalvon kanssa 120 mm laatta kestää yli 40 kN pistekuorman, joten oletetaan, että 200 mm laatta kestää pistekuorman helposti. Myös pistekuormien tiheä sijoittuminen tukee vahvemman laatan valintaa, jotta laattaan syntyvät vetorasitukset saadaan hallittua kevyellä raudoituksella.

Taulukko 9.1. Maanvaraisen laatan raudoitus.

Tunnus	Verkkotyyppi (teräs B500K)
A	10/8 – 200/200
B	9/7 – 200/200
C	8/6 – 200/200
D	6/6 – 200/200

q_k (kN/m ²)	h (mm)	Verkkotyypit		
		$\mu = 1,0$	$\mu = 1,5$	$\mu = 2,0$
2	80	D (D)	C (D)	C (D)
	100	D (D)	C (D)	C (C)
	120	C (D)	C (C)	B (C)
5	80	D (D)	C (D)	C (C)
	100	D (D)	C (D)	B (C)
	120	C (D)	C (C)	B (C)
10	80	D (D)	C (D)	C (C)
	100	C (D)	C (C)	B (C)
	120	C (D)	B (C)	A (C)
15	80	C (D)	C (C)	B (C)
	100	C (D)	C (C)	A (C)
	120	C (D)	B (C)	A (B)
20	80	C (D)	C (C)	B (C)
	100	C (D)	B (C)	A (B)
	120	C (C)	B (C)	A (B)
25	80	C (D)	B (C)	A (B)
	100	C (C)	B (C)	A (B)
	120	C (C)	A (B)	– (A)
30	80	C (C)	B (C)	A (B)
	100	C (C)	B (B)	– (A)
	120	C (C)	A (B)	– (A)

Suluissa oleva tunnus ilmoittaa verkkotyypin kaistalle, jonka pituus < 20 m.

KUVIO 20. Maanvaraiselle laatalle sallittu neliökuorma. Kahdella muovikalvolla $\mu = 1,0$. (Betonirakenteiden perusteiden oppikirja BY203, neljäs paino 1995, 230)

Altaiden aiheuttama neliökuorma laatalle on 25 kN/m², jolle kuvion 20 mukaisesti riittäisi kaikki paksuudet taulukoiduista laatoista T6 K200 verkon kanssa. Laatan vahvuutena käytetään pistekuorman perusteella määritettyä 200 mm paksuutta, mutta valitaan T8 K200 raudoiteverkko kustannuslaskentaa varten.

4.8 Perustukset ja sokkeli

4.8.1 Perustukset

Perustusten tehtävä on välittää rungon kuormat maaperään siten, ettei hallin asema muutu. Esisuunnittelussa arvioidaan anturoiden koko Erik W. Erikssonin TAMK:lle harjoitustyönä tekemällä anturanmitoitushjelmalla. Alueelle on alustavien tietojen mukaan tehty syvätiivistys, joten oletetaan maan geotekniseksi kantavuudeksi 200 kN/m^2 . Lopullista rakennesuunnittelua varten tulee kuitenkin selvittää maan todellinen kantavuus. Anturoiden päälle tulee peruspilari, joka on kokoluokkaa $0,7\text{m} \times 0,7\text{m} \times 0,6\text{m}$ (h).

Kuormat anturoille tulevat rakenteiden omasta painosta, lumikuormasta ja tuulikuormasta. Anturoiden kuormituksessa käytetään aikaisemmissa kappaleissa laskettujen kuormien ominaisarvoja pyöristettynä seuraavasti:

Pitkän sivun anturat

- Pystykuorma 655 kN
- Momentti 140 kNm
- vaakakuorma 35 kN .

Pitkän sivun anturoiden kooksi tulee $2,2 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$.

Päädyn anturat

- Pystykuorma 60 kN , pelkkä omapaino
- Momentti 140 kNm
- Vaakakuorma 35 kN .

Päädyn anturan alustavaksi kooksi valitaan $3 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 0,8 \text{ m}$. Antura on selvästi pitkän sivun anturoita isompi, koska päädyn anturoille ei kohdistu vastaavanlaisia tuulikuormaa tasapainottavia pystykuormia.

Tarkastetaan myös koko rakenteen stabiliteetti tuulen kaatavaa voimaa vastaan. Kappaleessa 3.4.1 on laskettu kaatavat tuulikuormat seinille B, C ja D. Käytännössä

riittää, että anturat mitoitetaan suunnan C kaatavalle voimalle, koska vaakavoimat suunnassa B ja D ovat puolet pienempiä ja ne välittyvät runkoa pitkin C sivun anturoille. Momentti lasketaan modulilinjaan 3 ympäri.

Sivun C kaatava momentti laskennassa käytettävän rakennuksen korkeuden 14,5 m perusteella. Tasapainottavan momentin vartena käytetään $b = 13$ m.

$$M_{kaatava} = F_{w,k} * h = 237 \text{ kN} * 14,5 \text{ m} = 3440 \text{ kNm}$$

Pelkästään anturoiden tasapainottava momentti on seuraava:

$$M_{anturat} = 4 * g_{op,betoni} * V_{antura} * b = 4 * 25 \text{ kN/m}^2 * 2,2 \text{ m} * 1,5 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 13 \text{ m} = 2145 \text{ kNm}$$

$$M_{pilarit} = 4 * N_{op} * b = 4 * 58 \text{ kN} * 13 \text{ m} = 3016 \text{ kNm}$$

Tulosten perusteella voidaan todeta, että pelkästään pilarien ja anturoiden omapaino riittää tasapainottamaan tuulen kaatavan voiman.

4.8.2 Sokkeli

Teräsbetonisandwich -rakenteessa ei tarvita varsinaista sokkeliä, vaan alin elementti korvaa sokkelin. Terässandwich -rakennetta käytettäessä käytetään betonista sokkeliä, joka on korkeudeltaan 1,2 m. Rakenteena käytetään teräsbetonisandwichin rakennevahvuuksia, eli 120 mm sisäkuorta, 150 mm eristevahvuutta ja 80 mm ulkokuorta.

5 RAKENTEIDEN KUSTANNUSARVIO

5.1 Arviointiperiaate

Runkorakenteen esivalintaprosessissa kustannusten haarukoiminen ja kustannusarvion antaminen ovat toimivan rakennevaihtoehdon ohella esivalinnan teettäjän kannalta oleelliset asiat. Tilaaja laatii koko rakennuksesta oman kustannusarvionsa käyttäen esisuunnittelua rakenteiden hinnan arvioinnissa. Esimitoituksessa valittiin rakennekategoriakohtaisesti muutamia toisiaan vastaavia vaihtoehtoja kustannusvertailua varten. Elementtien hinnoissa ei otettu huomioon asennustyötä ja kaikki hinnat ovat arvonlisäverottomia. Hinnat ovat suuntaa antavia ja lopulliset kustannukset määräytyvät vasta virallisten tarjousten perusteella. Betoniosissa materiaali on laskentatietojen mukaisesti vähintään lujuusluokkaa K40 ja sulfaatinkestävää betonia.

5.2 IV-konehuone

Ilmanvaihtokonehuoneessa ei varsinaista vertailtavaa juurikaan ole, joten hinta on järkevä koota yhdeksi kokonaisuudeksi ja verratta sitä koko rakennuksen kustannuksiin.

Halvin mitoituksessa valittu kantava kattopeltiprofiili Ruukin hinnaston mukaan on T130 t = 0,65 mm, jonka hinta on 17,10 €/hm². Laskennassa käytettiin Rannilan T113 profiilia, jota T130 profiili tuli korvaamaan alkuperäisen tuotteen poistuessa markkinoilta. Paino pysyy myös laskennassa käytetyissä rajoissa. Yhteensä tuotetta on siis 60m², joten kokonaishinnaksi muodostuu 1026 €. (Ruukki, Tukkuhinnasto 2011, 23)

Kattorakenteeseen tulee n. 280mm villaa, jonka hinnaksi arvioidaan Rakennuslehden verkkosivuilla olevan Rakentamisen kustannukset osion perusteella 10,5 €/m². Kokonaishinnaksi tulee siis noin 630 €. (Rakentamisen kustannukset 2/2010, 2010)

Pilarien ja palkkien kustannusarvioon sopii myös Rakennuslehden rakentamisen kustannukset taulukko. Pohjamaalatuille rakennusteräkselle on annettu hinnaksi 1,75 €/kg. Pilareita on yhteensä 10 kpl ja yhden paino on 46,8 kg. Yhteensä hintaa kertyy siis 819 €. Palkkeja on 4 kpl ja yhden paino on 134,4 kg. Yhteensä hinta on siis 941 €. (Rakentamisen kustannukset 2/2010, 2010)

Seinäpaneeliksi edullisin vaihtoehto on Parocin AST S 150 mm terässandwich -paneeli, jonka Parocilta tiedusteltu yksikköhinta haponkestävällä ulkokuorella on noin 80 €/m². Paneelia tarvitaan n. 140 m², joten kokonaishinta on 11200 €.

Arvio kokonaishinta ilmanvaihtokonehuoneelle on siis 14 600 €.

5.3 Uuttohallin kattorakenteet

Kattorakenteessa on useita erilaisia yhdistelmiä, joten kootaan hinnat tuotteen mukaan. Yhteensä kattoalaa on 294 m².

Ontelolaatoissa on kaksi eri vaihtoehtoa, joiden hinnat pyydettiin Parmalta. Ontelolaatta 2P27 maksaa noin 45,90 € / m², yhteensä siis 294 m² maksaa 13 500 € / m². 2P40R ontelolaatan yksikköhinta on 60,5 € / m², joten kokonaishinta on 17 800 €.

TT-laattojen hinnat Parman mukaan ovat seuraavat: TT-240/400 kustantaa noin 74,80 € / m², kokonaishinta 22 000 €. TT-240/500 yksikköhinta on noin 78,20 € / m², jolloin kokonaishinta laatastolle on 23 000 €. Lisäksi molempiin Outotecin hinnaston mukainen 50 mm pintalaatta, jonka kokonaishinta on 25 € / m². TT-laatat ovat siis selkeästi ontelolaattoja kalliimpia ja ne tarvitsisivat lisäksi myös pintalaatan, joka nostaa kustannuksia entisestään. Voidaan siis todeta, että TT-laatta ei ole järkevä ratkaisu uuttohalliin.

Esijännitetty I-palkki, jonka laippojen leveys on 480mm, korkea reuna 2520 mm ja matalampi 1660 mm on Parman alustavassa tarjouksessa kappalehinnaltaan 6 500 €. Kokonaishinta on siis 26 000 €.

Rakennuksen pitemmällä sivulla vaihtoehtona olevan esijännitetyn teräsbetonipalkin hinta profiilille 630x380 on noin 1 640 €/kpl. Kuuden palkin hinta yhteensä Parman mukaan on siis 9 800 €. Toinen pitemmän sivun palkkivaihtoehdoista on DR50-300 deltapalkki, jonka Outotecin hinnaston yksikköhinta on 3 000 € ja yhteensä 6 kpl maksaa 18 000 €. Esijännitetty teräspalkki on siis lähes puolet deltapalkkia edullisempi eikä deltapalkki täten vaikuta järkevältä vaihtoehdolta uuttohalliin.

Hinnaltaan edullisin kattorakenne on siis esijännitettyjen teräsbetonipalkkien käyttö yhdessä 2P40R ontelolaattojen kanssa, jolloin kokonaishinta on 27 600 €.

5.4 Seinäelementit

Uuttohallin ulkoseinän elementtivaihtoehdoiksi mitoitettiin terässandwich -paneeli ja betonisandwich -elementti. Terässandwich -paneeli Paroc AST F 200 mm haponkestävillä pinnoilla, maksaa noin 130 € / m². Jolloin 336 m² kustannus on noin 43 680 €. Paroc vaatii myös sokkelin, jolle neliöhinta on 165 € / m². Yhteensä sokkelia on noin 84 m², joten hinnaksi tulee 13 860 €. Yhteensä terässandwich -rakenteella toteutettuna seinän hinta on siis 57 540 €. Betonielementtien neliöhinta Outotecin hintojen mukaan 120 mm sisäkuorella, 80 mm pesubetoni ulkokuorella ja 150 mm eristeellä on 165 € / m². Kokonaishinta on siis 69 300 €. Yli 10 000 € hintaero puoltaa terässandwich -rakenteen valintaa seinämateriaaliksi.

5.5 Pilarit

Pilareille käytetään Outotecin hinnaston mukaista yksikköhintaa. Yhteensä profiililtaan 580x480 ja 380x380 8,3 m pitkiä pilareita on 10 kpl. Yksikköhinta on 4 430 €, joten kokonaishinta on noin 44 300 €.

5.6 Lattia

Outotecin hinnaston mukaisesti 200 mm paksun lattian neliökustannus on 105 €/m². Koko 294m² kustannus on siis 30 870€.

5.7 Perustukset

Anturoita oli mitoituksessa kahta tyyppiä, joista toinen oli kooltaan 2,2 m x 1,5 m x 0,5 m ja toinen 3 m x 2m x 0.8 m. Anturoille yksikköhinta Outotecin hintojen perusteella yksikköhinta on 2000 €. Kokonaisuudessaan siis kuusi anturaa kustantaa 12 000 €.

5.8 Runkorakenteen kokonaiskustannus

Esisuunnittelun kokonaiskustannusarvio ja täten edullisin rakenne koostuu siis seuraavien rakenteiden hinnasta:

- Ilmanvaihtokonehuone 14 600 €
- Esijännitetyt teräsbetonipalkit ja 2P40R ontelolaatasto 27 600 €
- Paroc AST F 200 seinäelementit betonisokkelilla 57 540 €
- teräsbetonipilarit 44 300 €
- betonilattia 30 870 €
- anturat 12 000€.

Yhteensä kokonaiskustannusarvio runkorakenteelle on siis 186 910 €.

6 JOHTOPÄÄTÖKSET JA POHDINTA

Opinnäytetyössä tehty esisuunnittelu osoitti, että rakennusosissa on mahdollista saavuttaa säästöjä jo ennen rakenteiden tarkempaa tarkastelua. Kokonaishinnasta rakenteiden prosentuaaliset osuudet olivat edullisimpien hintojen mukaan seuraavat: Ilmanvaihtokonehuone 7,8 %, kattorakenne 14,8 %, pilarit 23,7 %, seinäelementit 30,8 %, lattia 16,5 % ja anturat 6,4 %.

Toisiaan vastaavat rakennevaihtoehdot olivat alalla vallitsevasta kilpailusta huolimatta kustannuksiltaan yllättävän erilaisia. Esimerkiksi kattorakenteissa ontelolaatat kevyiden palkkien kanssa olivat huomattavasti muita vaihtoehtoja edullisempia. Opinnäytetyössä käsitelty uuttohalli on jänneväleiltään melko pieni, jolloin kevyet profiilit ovat normaalisti hyvä valinta. Voimakas kemiallinen rasitus ja palokuormat kuitenkin vaativat järeitä profiileja, joka nostaa esimerkiksi TT-laatassa ja I-palkeissa hintaa merkittävästi. Toisaalta ontelolaastot ovat suosittuja myös talonrakennuksessa, joka osaltaan lisää ontelolaattatoimittajien välistä kilpailua ja laskee täten tuotteiden hintaa.

Kantavissa rakenteissa betoni osoittautui odotusten mukaisesti kustannustehokkaaksi ja yksinkertaiseksi tavaksi toteuttaa uuttohallin runkorakenne. Teräksen korroosioherkkyys ja palosuojauksen kustannukset johtivat kantavien teräsrakenteiden sulkemiseen pois rakennevaihtoehdoista. Poikkeuksena oli haponkestävästä teräksestä valmistettu terässandwich -seinäpaneeli, joka osoittautui kustannusvertailussa betonisandwich -elementtiä edullisemmaksi. Terässandwich -elementtien käyttö edellyttää kuitenkin, että rakennus jäykistetään kattoelementeillä. Tarvittaessa teräsrunko saattaisi olla toteutettavissa käännettynä rakenteena eli siten, että lämpöä eristävä rakenne on hallin sisäpuolella ja runkorakenne jää ulkopuolelle. Käännettynä rakenteena palokuormaa ei käytännössä tule, mutta tehdasalueen ilman korroosiovaikutus on todennäköisesti liian voimakas suojaamattomille teräsrakenteille.

Lopullisessa rakennesuunnittelussa voidaan onnistua löytämään merkittäviä säästöjä tai lisäkustannuksia tarkemman tarkastelun ja optimoinnin seurauksena. Säästöjä kertyisi, jos ulkoseinässä on mahdollista käyttää edullisella pinnoitevaihtoehdolla varustettua terässandwich -paneelia, sillä haponkestävällä teräksellä pinnoitetun Paroc AST F 200 -paneelin hinta on 40 euroa vakioterästä kalliimpi neliometriä kohden elementin molemmilla pinnoilla. Ilmanvaihtohuoneen siirto jo olemassa olevan hallin seinälle

puolestaan madaltaisi esijännitettyä I-palkkia merkittävästi ja saattaisi tehdä I-palkista ja 2P27 ontelolaatasta varteenotettavan vaihtoehdon kattorakenteeksi. Lisäkustannuksia syntyy, jos pilarin ja kattokannattajan liitos suunnitellaan siten, että pilarin yläpään kiinnitys muuttaa pilarin mastopilariksi. Mastopilari vaatii suuremman profiilin vastustamaan tuulen aiheuttamaa taivutusta. Lattian toteutukseen löytyy erilaisia tutkimisen arvoisia vaihtoehtoja. Tasavahva lattia on valutyön kannalta nopeampi, mutta tällöinkin lattian vahvuuteen voi vaikuttaa käyttämällä pistekuormien kohdalla leikkausraudoitusta, joka sallii ohuemman laatan käytön. Toisaalta materiaalisäästöjä voidaan saavuttaa tekemällä suurimpien pistekuormien kohdalle vahvennuksia siten, että leikkausraudoitusta ei tarvita. Vahvennuksien ulkopuolella voidaan käyttää hyvin ohutta laattaa, koska kyseessä on maanvarainen laatta.

Rakennuksen runkorakenteen esisuunnittelu on siis esiselvitystä, jota ohjaa rakenteiden käytettävyys, kestävyys, toteutettavuus ja kustannustekijät. Kun yhdistetään edellä mainitut tekijät parhaalla mahdollisella tavalla tilaajan tarpeet täyttävään runkorakenneratkaisuun, voidaan ajatella esisuunnittelun olevan valmis.

LÄHTEET

Algol Chemicals Oy. 2009. Käyttöturvallisuustiedote. Shellsol D100.

Elementtisuunnittelu.fi. TT-laattojen mitoituskäyrät. Katsottu 4.5.2011
<http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/21878/TT-laatat%20mitoituskayrat.pdf>

Elementtisuunnittelu.fi. HI-palkkien kantokykykäyrät B = 480mm. Katsottu 4.5.2011.
www.elementtisuunnittelu.fi/Download/22116/hi-palkki.pdf

Eriksson, E. 2002. Anturan mitoitus -ohjelma. Teräsbetonirakenteiden harjoitustyö. Tampereen ammattikorkeakoulu.

Icopal. 2008. Pintapolar tuote-seloste. katsottu 26.4.2011
http://www.icopal.fi/upload/icopalfi/tuoteselosteet/tuoteseloste_pintapolar_ver_1.4.pdf

Kemira. 2010. Käyttöturvallisuustiedote. Acipro-rikkihappo >51-98%.

Linberg, R. Kerokoski, O. 2009. TTY Teräsbetonirakenteet. Luentomoniste. Tampereen teknillinen yliopisto.

Parma. TT-, TEK-, KTT- ja HTT-laatat. 2004. Suunnitteluohje. Katsottu 4.5.2011.
http://fsiviewer.taskut.net/Parma/Parma/runkorakenteet/TT-laattaohje_20040401hires.html

Parma. Parman Ontelolaatat. 2010. Suunnitteluohje. Katsottu 4.5.2011.
http://fsiviewer.taskut.net/Parma/Parma/ontelolaatat/perustukset_ontelolaatat_suunnitteluohje.html

Paroc. 2010. PS Suunnitteluohje. Katsottu 3.5.2011.
http://www.paroc.com/SPPS/Finland/PS_attachments/TechnicalGuide_FI_ParocPanels.pdf

Paroc. 2011. Paroc ROB 60 tuote-esite. Katsottu 26.4.2011.
<http://www.paroc.fi/channels/fi/building+insulation/products/default.asp>

Paroc. 2011. Paroc ROS 40 tuote-esite. Katsottu 26.4.2011.
<http://www.paroc.fi/channels/fi/building+insulation/products/default.asp>

Peikko. 2007. Deltapalkki. Liittopalkki. Katsottu 5.5.2011.
www.elementtisuunnittelu.fi/Download/21864/Deltapalkki.pdf

Plannja. 2010. Kantavat kattoprofiilit ja Plannja-kattojärjestelmä. Teknisiä ohjeita suunnitteluun ja asennukseen. Katsottu 1.5.2011.
http://www.plannja.com/upload/Plannja_kantavat_profiilit_esite2010_5.pdf

Puuinfo & Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2010. Puurakenteiden suunnittelu. Lyhennetty suunnitteluohje. 2. painos. RIL 205-1-2009 liite B. Luettu 8.5.2011.
<http://www.puuinfo.fi/rakentaminen/eurokoodit/eurokoodi-5-lyhennetty-ohje-puurakenteiden-suunnittelu>

Rakentamisen kustannukset. 2010. Luettu 15.10.2011.
http://www.rakennuslehti.fi/tietoa/rakentamisen_kustannukset/

Rannila. 2001. Kantavat poimulevyt. Mitoitustaulukot.

Ruukki. Sandwich panel SPA. Tuoteseloste. Katsottu 3.5.2011.
<http://www.ruukki.fi/Tuotteet-ja-ratkaisut/Rakentamisen-ratkaisut/Sandwich-paneelit/Sandwich-paneelit-valiseiniin/~media/Finland/Files/Rakentamisen%20ratkaisut/sandwich-paneelit/SPA%20Tuoteseloste.ashx>

Ruukki. 2011. Tukkuhinnasto. Tuotteet talonrakentamiseen. Katsottu 1.10.2011.
http://sran01.rannila.fi/rancalc/hinsto/Ruukki_Tukkuhinnasto_2011_lo_res.pdf

Suomen Betoniyhdistys r.y. 1995. Betonirakenteiden perusteiden oppikirja by203. Neljäs, tarkastettu painos. Jyväskylä: Gummerus Kirjapaino Oy.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2008. RIL 201-1-2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Suomen standardisoimisliitto SFS. 2002. SFS-EN 1990. Eurocode. Rakenteiden suunnitteluperusteet.

Suomen standardisoimisliitto SFS. 2002. SFS-EN 1991-1-1. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat.

Suomen standardisoimisliitto SFS. 2003. SFS-EN 1991-1-3. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat.

Tampereen ammattikorkeakoulu. Teräsrakenne CD -rom. 2009. Helsinki: Suomen Teräsrakenneyhdistys r.y.

Ympäristöministeriö. 2005. B4 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Betonirakenteet. Ohjeet Kansallinen liite standardiin SFS-EN 206-1. Betoni. Osa 1: määrittely, ominaisuudet, valmistus ja vaatimustenmukaisuus.

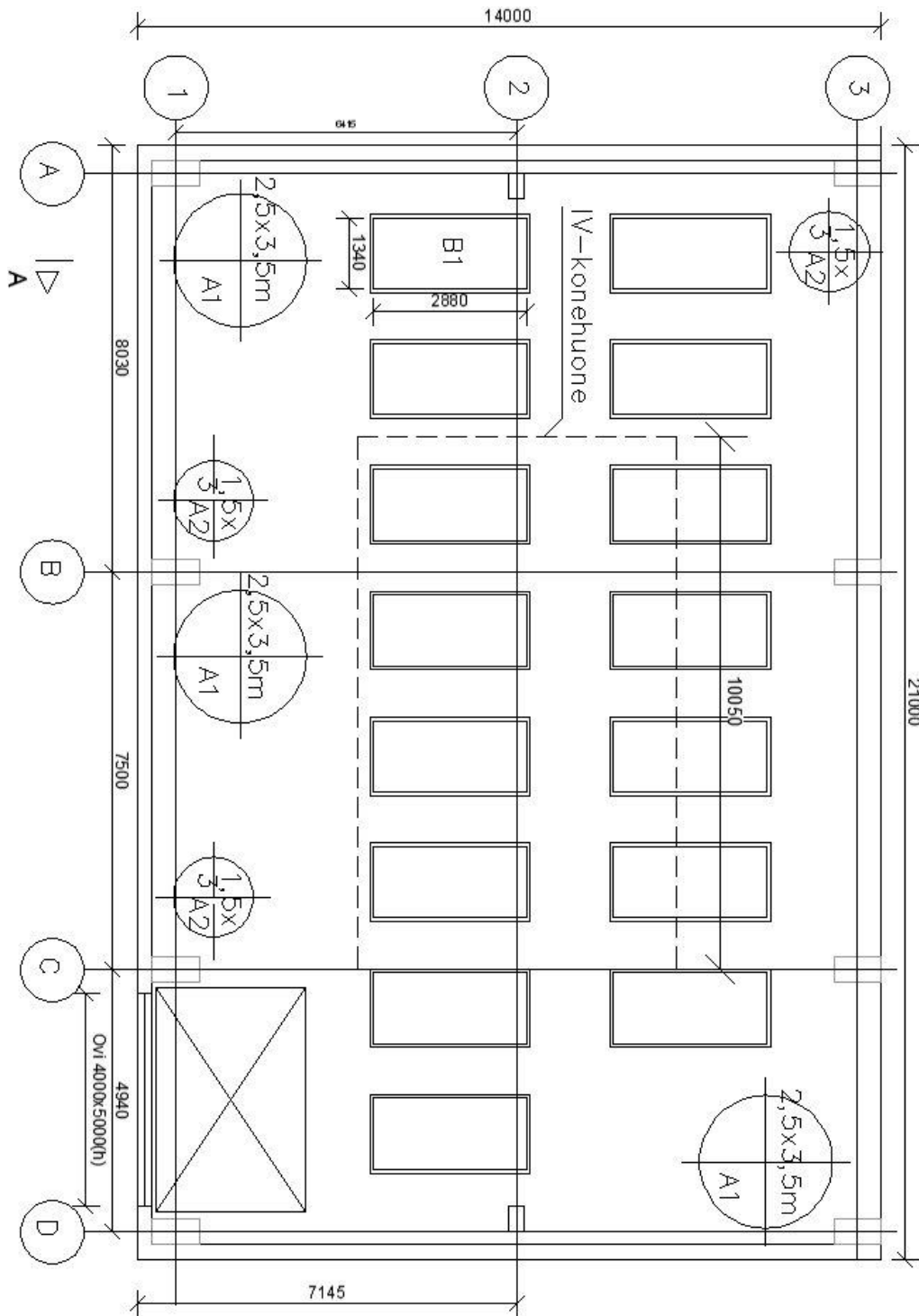
Ympäristöministeriö. 2007. Asetus Eurocode –standardien soveltamisesta talonrakentamisessa liite 9. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1993-1-1 Eurokoodi 3: teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.

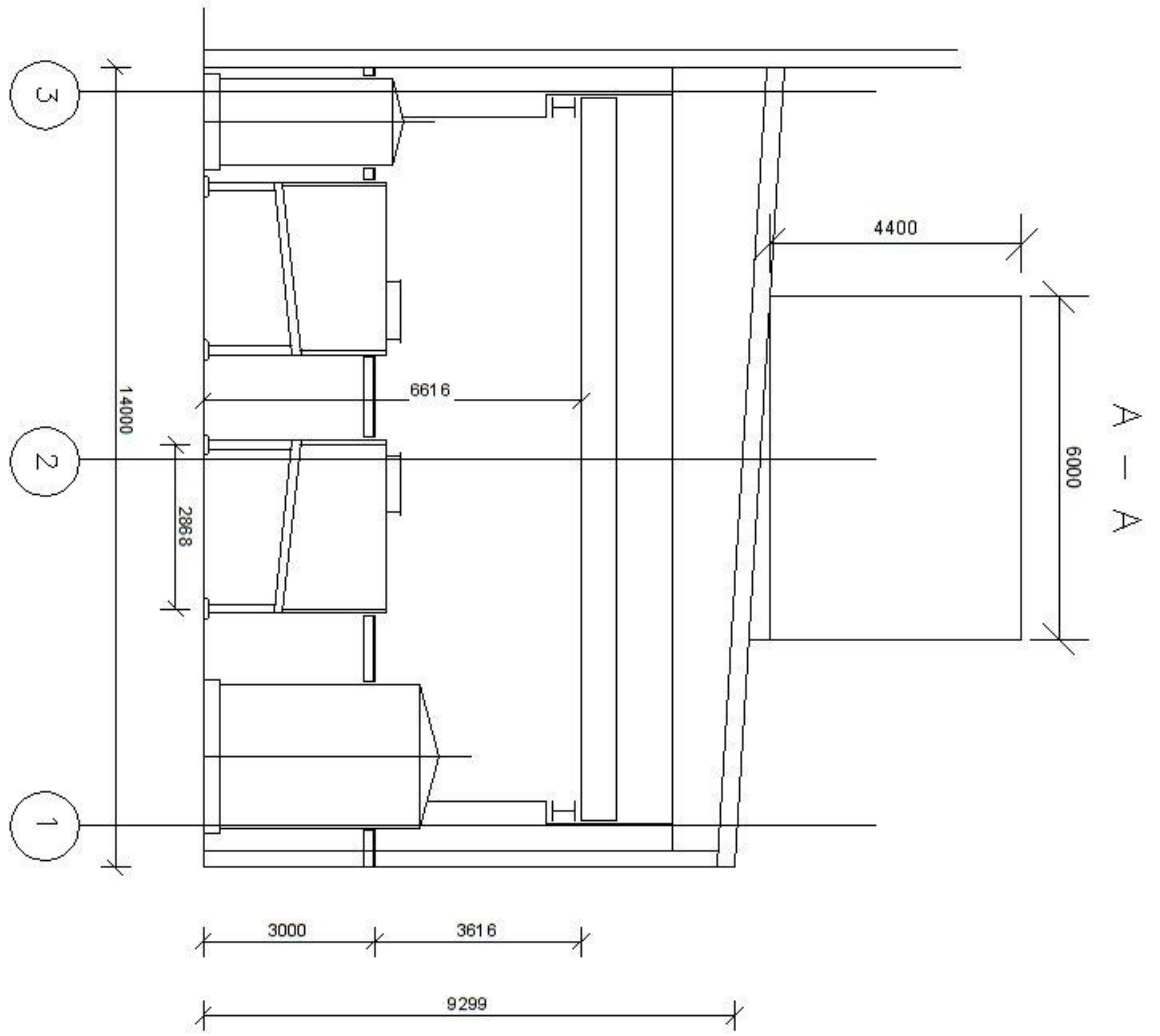
Ympäristöministeriö. 2007. Asetus Eurocode –standardien soveltamisesta talonrakentamisessa liite 7. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.

Ympäristöministeriö. 2008. C3 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakennusten lämmöneristys. Määräykset 2010.

Ympäristöministeriö. 2011. E1 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakennusten paloturvallisuus. Määräykset ja ohjeet 2011.

Ympäristöministeriö. 2011. E2 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Tuotanto- ja varastorakennusten paloturvallisuus. Ohjeet 2005.





EN 1993-1-1 Steel Member Design

Member data

Name: Steel member 1

Length: 6000 mm

Profile: IPE 200

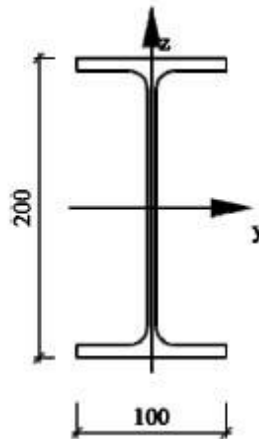
Material: S355

Cross section plot

$$I_y = 1,94317E-05m^2$$

$$I_z = 1,42368E-06m^2$$

$$A_x = 0,00284841m^2$$



Verifications

Normalforce in point 0 mm with combination 1: Action Permanent Sup.

Ratio: 0,00 ✓

Shear Z in point 0 mm with combination 3: ULS: 1.5 x Snow<2.7

Ratio: 0,05 ✓

Shear Y in point 0 mm with combination 1: Action Permanent Sup.

Ratio: 0,00 ✓

Bending Y in point 3000 mm with combination 3: ULS: 1.5 x Snow<2.7

Ratio: 0,25 ✓

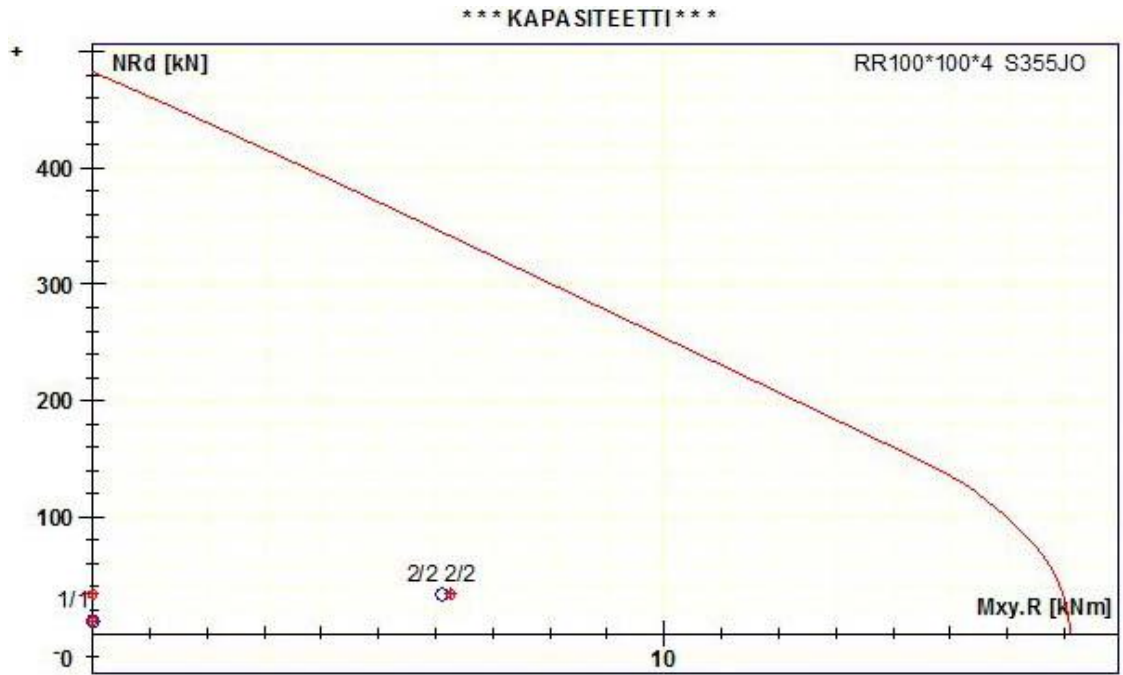
Bending Z in point 0 mm with combination 1: Action Permanent Sup.

Ratio: 0,00 ✓

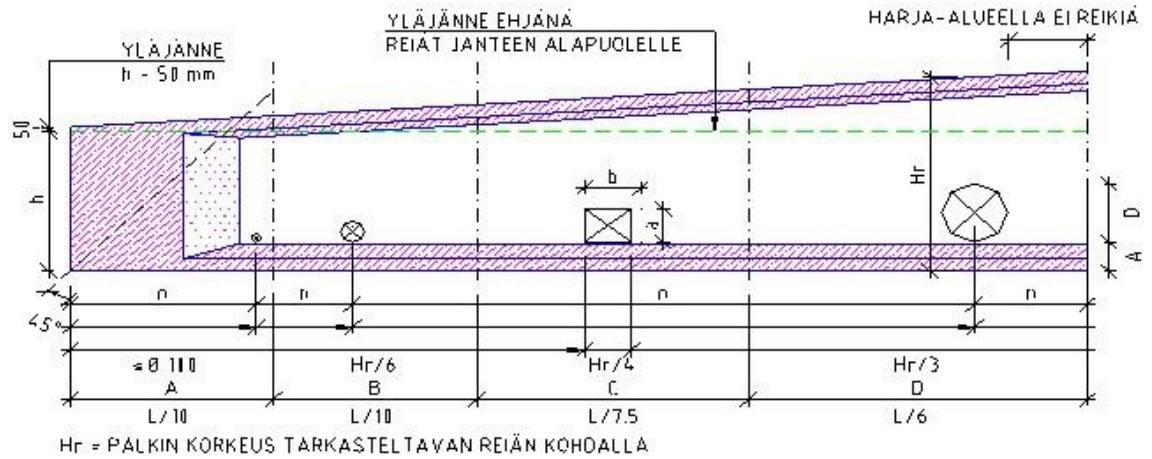
bi-axial Bending in point 3000 mm with combination 3: ULS: 1.5 x Snow<2.7	Ratio: 0,06 ✓
Buckling y in point 0 mm with combination 1: Action Permanent Sup.	Ratio: 0,00 ✓
Buckling z in point 0 mm with combination 1: Action Permanent Sup.	Ratio: 0,00 ✓
Lat. torsional buckl. 3000 mm with combination 3: ULS: 1.5 x Snow<2.7	Ratio: 0,56 ✓
Displacement Z at point 3000,0 mm with char. comb. 6: SLS Cr: 1.0 x Snow<2.7	max z = -13,8 mm
Displacement Z at point 3000,0 mm With fire. comb. 8: SLS Fr: Psi1 x Snow<2.7	max z = -9,8 mm
Displacement Z at point 3000,0 mm with q-perm. comb. 9: SLS QP	max z = -8,5 mm
Displacement y at point 6000,0 mm with char. comb. 6: SLS Cr: 1.0 x Snow<2.7	max y = 0,0 mm
Displacement y at point 6000,0 mm With fire. comb. 8: SLS Fr: Psi1 x Snow<2.7	max y = 0,0 mm
Displacement y at point 6000,0 mm with q-perm. comb. 9: SLS QP	max y = 0,0 mm



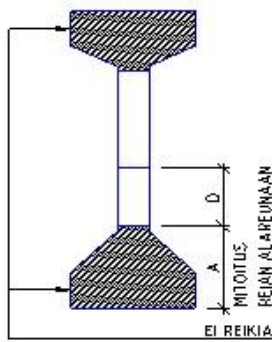
VERIFIED: Steel member verified. Highest usage ratio was 56,1 % Used verification standard: EN 1993-1-1 General. Weakest component is Lateral torsional buckling capacity.



LIITE 4





REIKIEN SIIJAINTI KORKEUSSUUNNASSA.



PÄLKKI	A [mm]
II h x 480	350
II h x 380	270
I 1050 x 480	460
I 1180 x 480	350
I 900 x 380	270
I 900 x 480	270

VÄKIKREIKÄT PYÖREÄ D [mm]
100
150
250
350
500
700

 REIKIÄ EI SALLITA

 REIKIÄ EI SUOSITELLA

ALUE PITUUS	A L/10	B L/10	C L/7.5	D L/3
REIÄN KOKO 1) PYÖREÄ 2) SUORAKAIDE (axb)	1) Ø < 100 mm 2) -	1) Ø < Hr/6 2) -	1) Ø < Hr/4 2) a < Hr/4 axb < Hr/3	1) Ø < Hr/3 2) a < Hr/4 axb < Hr/2

SWF Krantechnik GmbH

Laskelman numero: 1230 NSC-P 2,5t x 14m
SSAJSA
Asiakkaan viite: TAMK

Nosturin työnnumero:

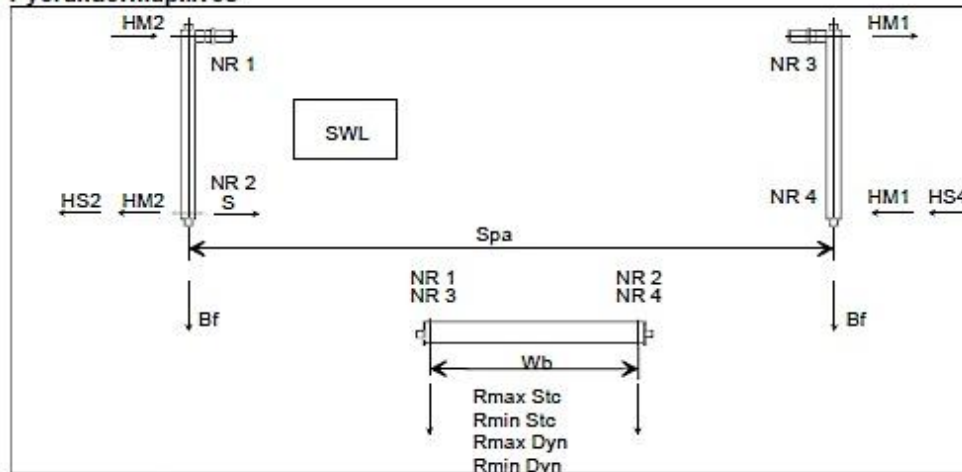
Käyttäjä:

Tulostettu: 02/05/2011 (2:31 PM)

Sivu: 1 (2)

NOSTURIN PYÖRÄKUORMIEN TEKNISET TIEDOT

**PYÖRÄKUORMAT PERUSTUVAT EHDOTETUN PÄÄKANNATTIMEN
(JA HUOLTOTASON) PAINOON**

1 Pyöräkuormapiirros**2 Nosturin tiedot**

Tyyppi	NSC2,5t x 14m Hol:6m	Puskurin tyyppi	D1801
Jänneväli (Spa)	14,00 m	Pyöräväli (Wb)	2 000 mm
Kuorma (SWL)	2 500 kg	Ajokisko laskelmassa	50*30
Nosturin luokka	SFS A3	Pyörän ura	60 mm
Nosturin nopeus	25 m/min		
Nosturin paino	2 470 kg	Sillanajon rajakytkin	2-step

3 Nostimen tiedot

Nostin	Nostimen tyyppi	Nostimen luokka	Nostonopeus
Nostin 1 Main	NB04L6CFP2	FEM M6 (3m)	5/0,83 m/min
Nostin 1 Aux			

4 Vertikaaliset pyöräkuormat

Pyörä	NR1	NR2	NR3	NR4
Rmax Sta	19,6 kN	17,8 kN	-	-
Rmin Sta	-	-	5,9 kN	5,4 kN
Rmax Dyn	21,9 kN	20,0 kN	-	-
Rmin Dyn	-	-	6,3 kN	5,7 kN

Note! The inertia forces are acting on the crane structure only during acceleration and deceleration of the crane movement. Inertia forces and guiding forces do not act simultaneously

The Component selection, wheel loading, motor data etc. are based on the proposed main girder weight, duty groups, cranes speeds and other technical details shown the Component Offer and other prints. Any changes to these values may change the crane components. All the technical information in this print is guiding and indicative only and therefore to be interpreted by experts only. This computer program is protected by copyright laws and international treaties.

SWF Krantechnik GmbH

Calculation number: 1230 NSC-P 2,5t x 14m
 Customer calc. ref.: TAMK

Crane work no:

Printing date: 02/05/2011 (2:31 PM)

User: SSAJSA

Page: 2 (2)

5 Horisonttaaliset pyöräkuormat (DIN 4132 + 15018 ja FEM)

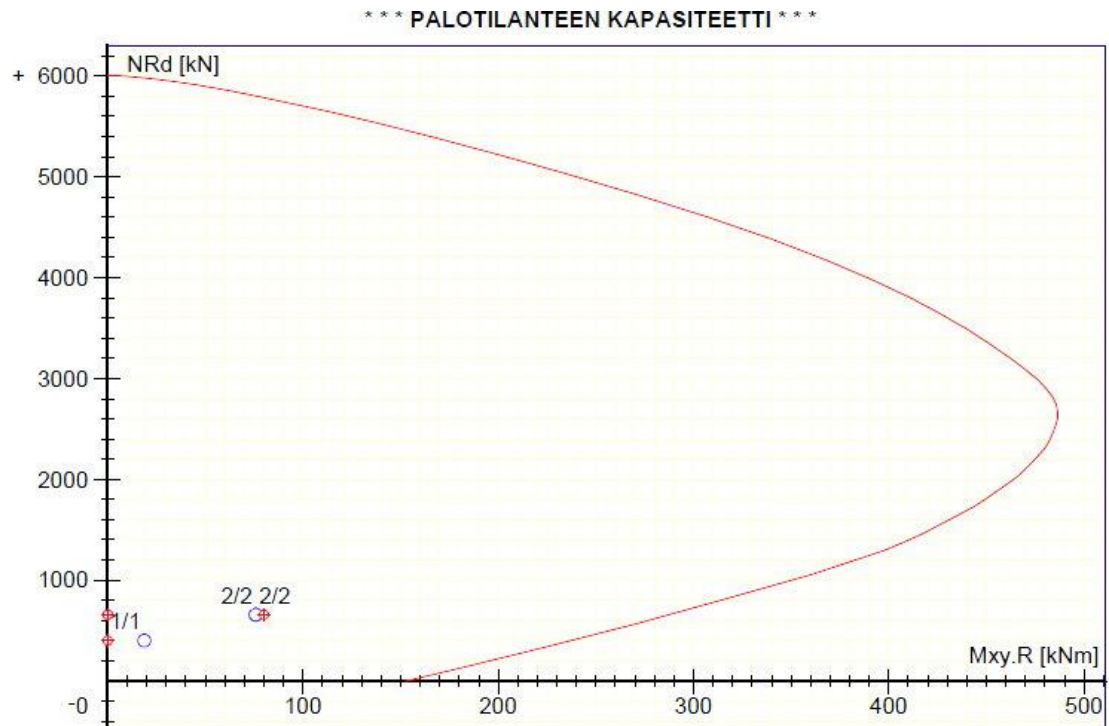
5.1	Hätausvoimat (siirtokoneistoista)	HM1 = 0,8 kN	HM2 = 2,7 kN
5.2	Pyöräkuormat radan suunnassa		1,8 kN
5.3	Puskurin voima radan vasteen mitoittamiseksi		Bf = 12 kN
5.4	Vinokulun aiheuttama voima		
5.4.1	Sivuoheutuspyörän (kosketus) voima (S= HS2 + HS4)		S = 7,1 kN
5.4.2	Vinokulun aiheuttamat kitkavoimat	HS2 = 5,4 kN	HS4 = 1,6 kN

Luokka	Ympäristö	Esimerkki
1 Ei korroosiota tai rasiituksen riskiä		
X0	Raudoittamaton betoni kaikkiin ympäristöihin. Raudoitettu betoni hyvin kuivassa ympäristössä. Ei jäädytys/sulatus rasiitusta	Kuiva sisätila
2 Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Sisätilat tai pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Pitkään kosketuksissa veden kanssa, esim. perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Sisätila, jossa korkea ilmankosteus tai ulkona sateelta suojassa
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Kosketuksissa veden kanssa
3 Muu kloridien kuin meriveden aiheuttama korroosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Alttiina ilman klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat, alttiina kloridipitoiselle teollisuusvedelle
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillat/parkkitalot, alttiina kloridipitoisille roiskeille
4 Meriveden kloridien aiheuttama korroosio		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa	Rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteet
XS3	Vuorovesi ja roiskeet	Merirakenteet
5 Jäädytys/sulatusrasitus		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystypinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakapinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Siltojen kannet, roiskevesivyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
6 Kemiallinen rasitus		
XA1	Standardin EN 206-1 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen rasitus	Luonnon maaperä ja pohjavesi

(TTY Teräsbetonirakenteet, luentomoniste 2009 ,143)

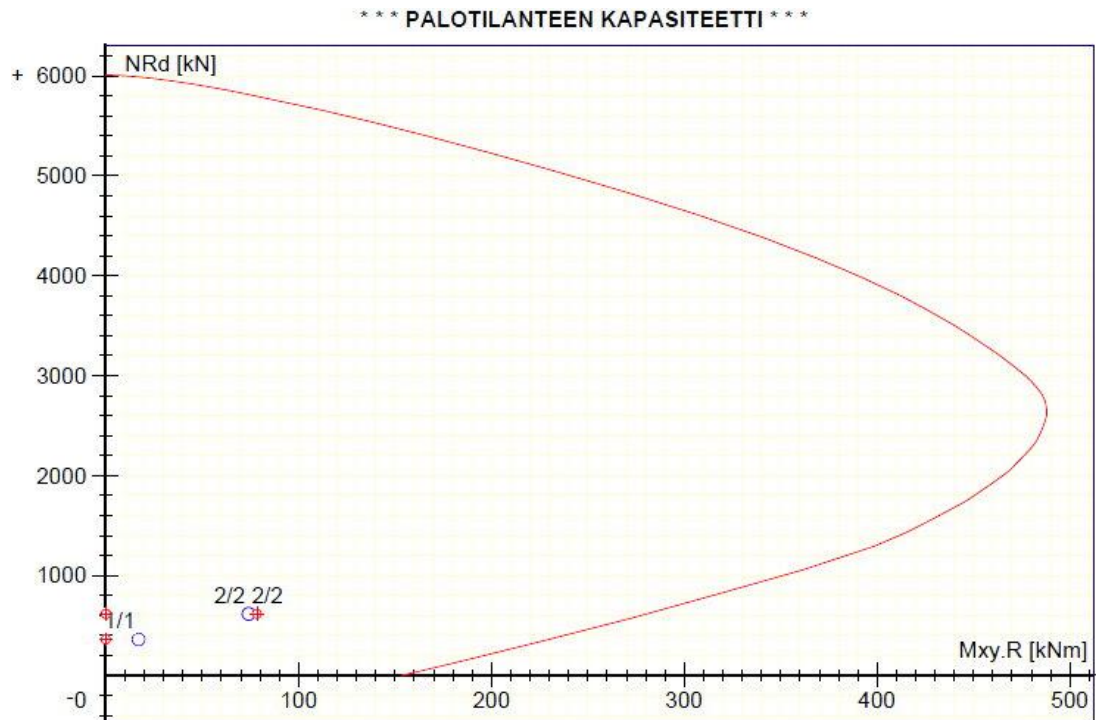
Betonipilari

- Profiili 580x480, L = 8,3 m
- C30/37-2, betonipeite 35 mm
- Pääteräkset 8T16
- Haat T10 K240
- R120.



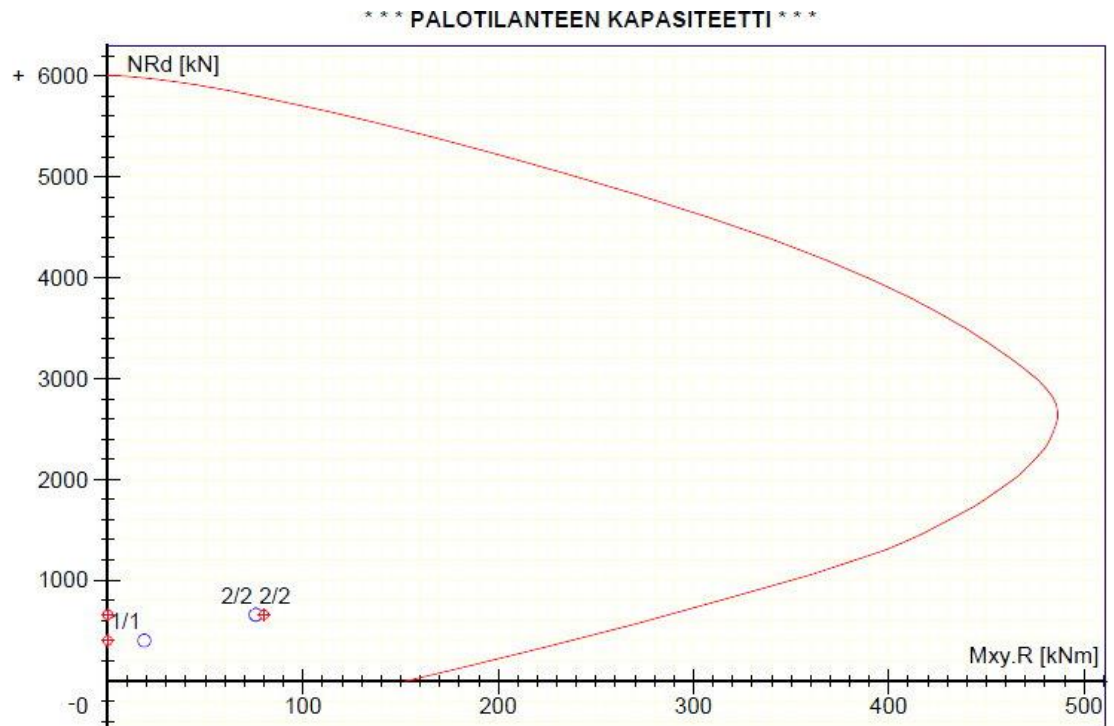
Betonipilari

- Profiili 580x480, L = 8,3 m
- C30/37-2, betonipeite 35 mm
- Pääteräkset 8T16
- Haat T10 K240
- R120.



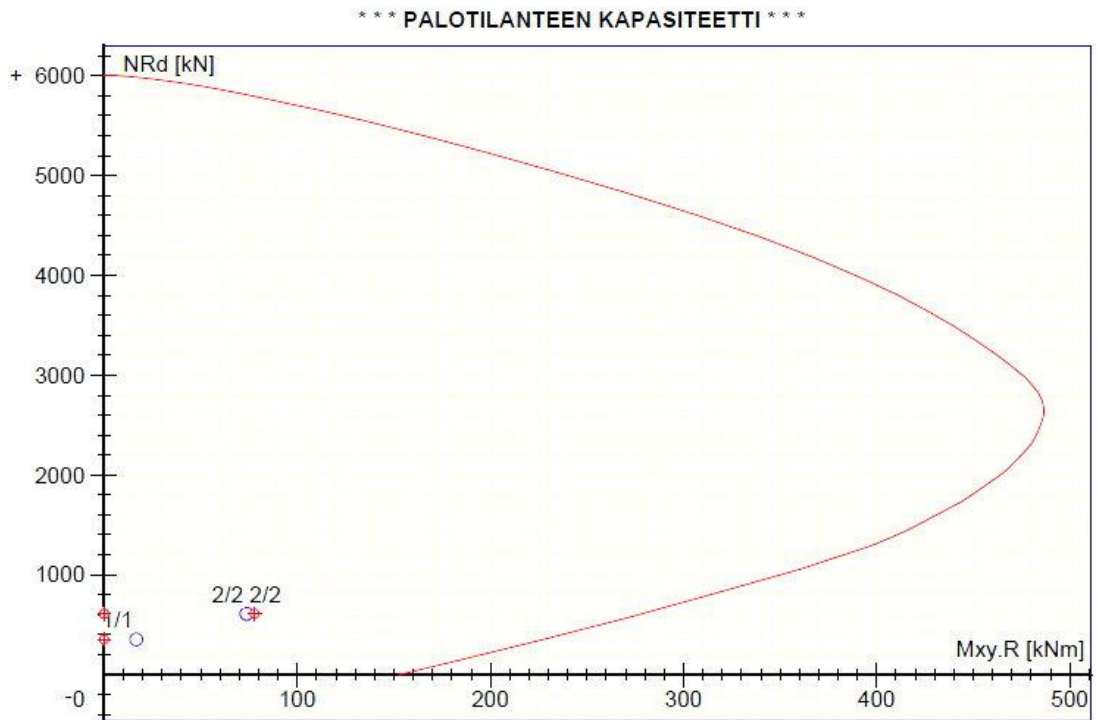
Betonipilari

- Profiili 580x480, L = 8,3 m
- C30/37-2, betonipeite 35 mm
- Pääteräkset 8T16
- Haat T10 K240
- R120.



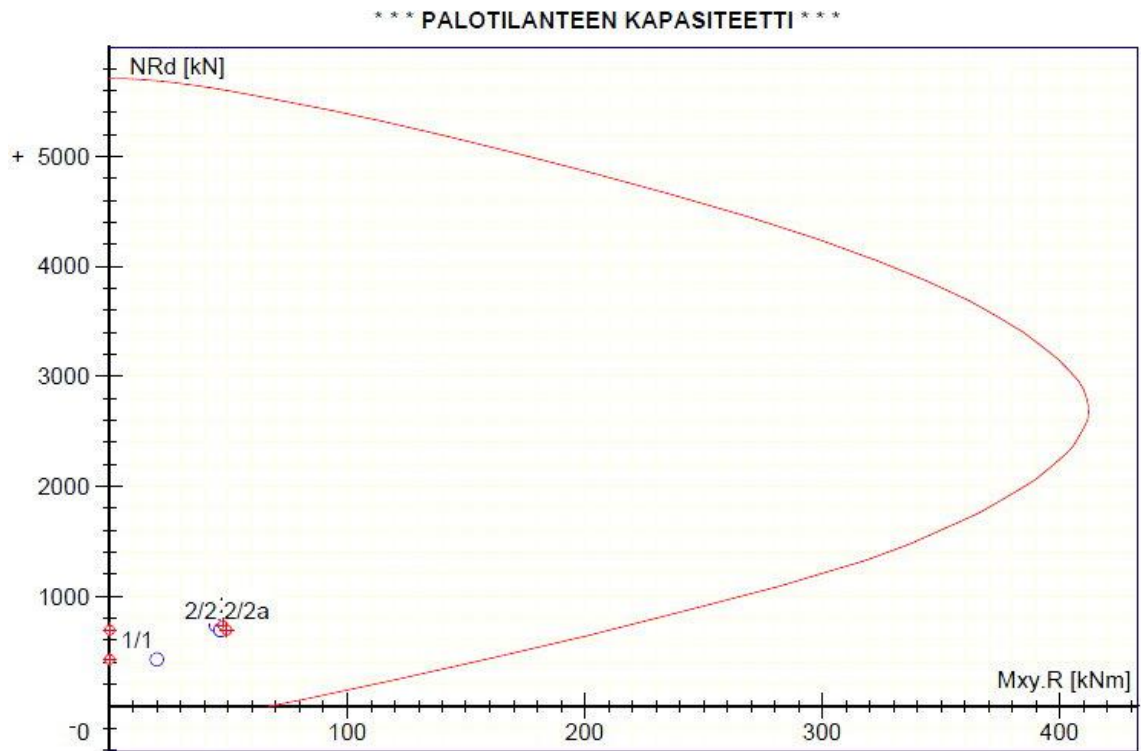
Betonipilari

- Profiili 580x480, L = 8,3 m
- C30/37-2, betonipeite 35 mm
- Pääteräkset 8T16
- Haat T10 K240
- R120.



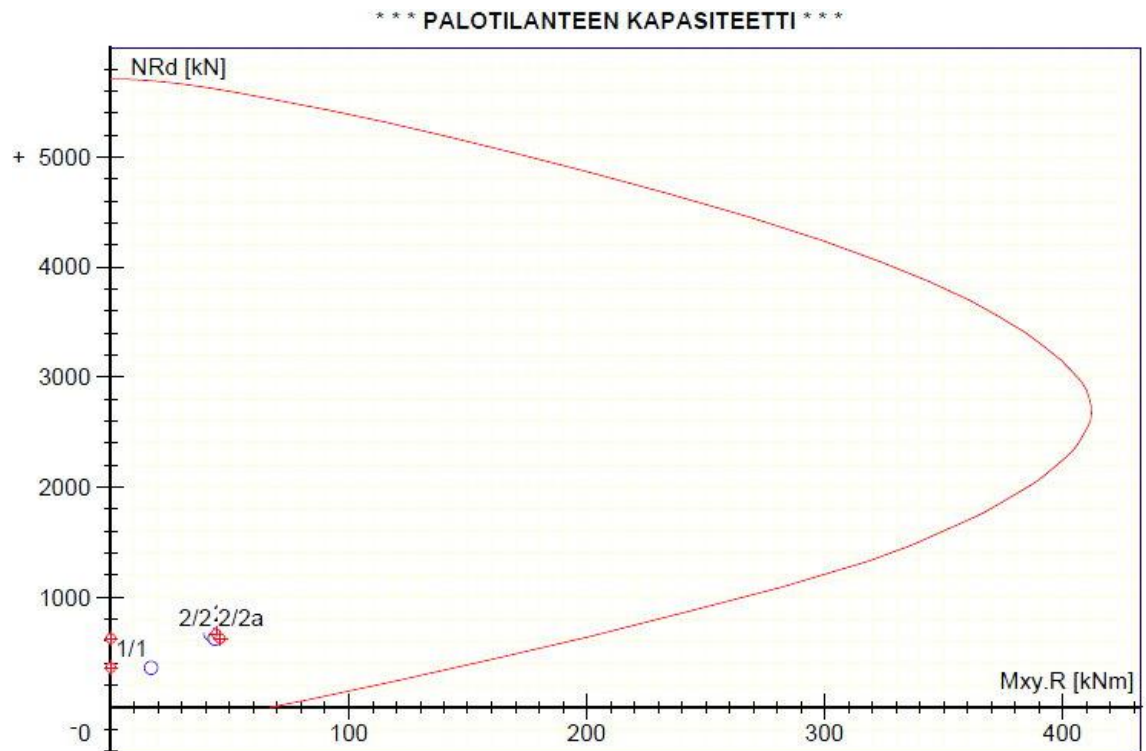
Betonipilari

- Profiili 580x480, L = 8,3 m
- C30/37-2, betonipeite 35 mm
- Pääteräkset 4T16
- Haat T10 K240
- R120.



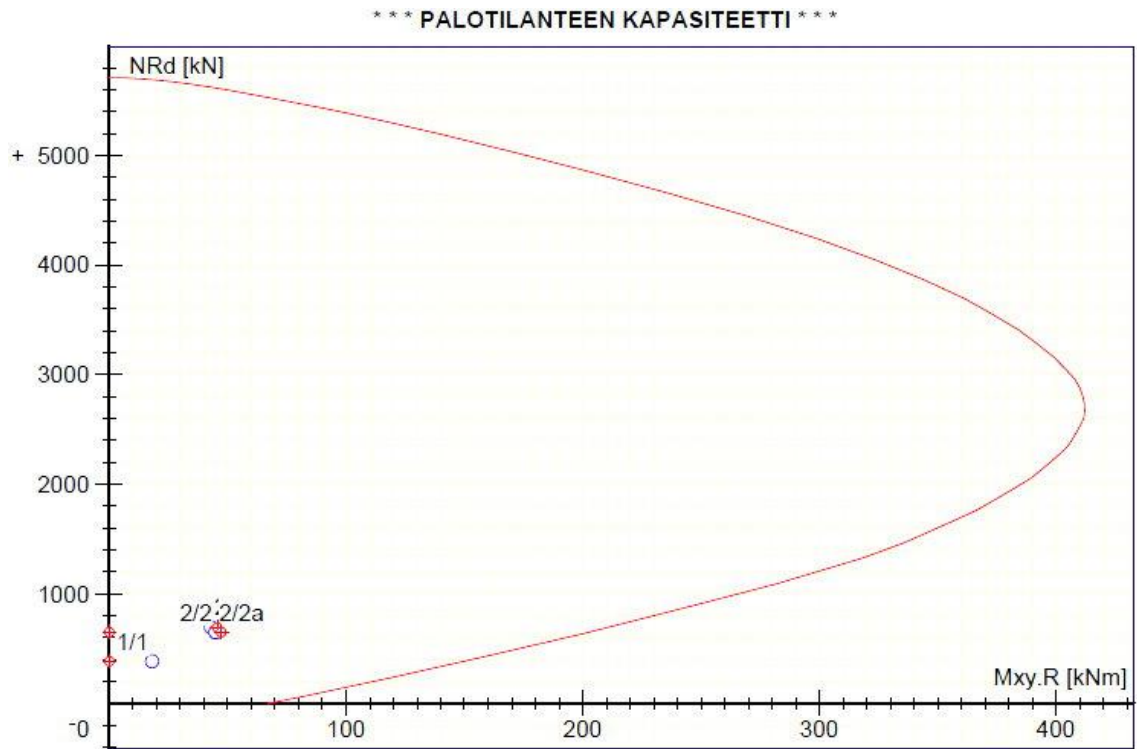
Betonipilari

- Profiili 580x480, L = 8,3 m
- C30/37-2, betonipeite 35 mm
- Pääteräkset 4T16
- Haat T10 K240
- R120.



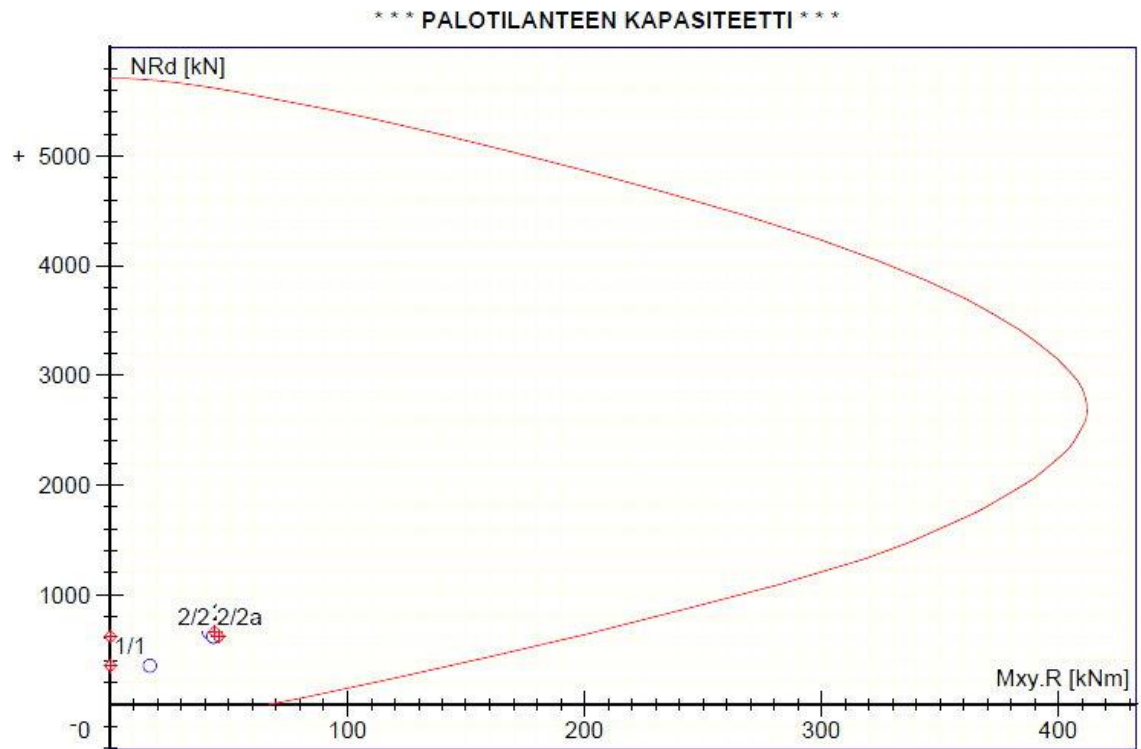
Betonipilari

- Profiili 580x480, L = 8,3 m
- C30/37-2, betonipeite 35 mm
- Pääteräkset 4T16
- Haat T10 K240
- R120.



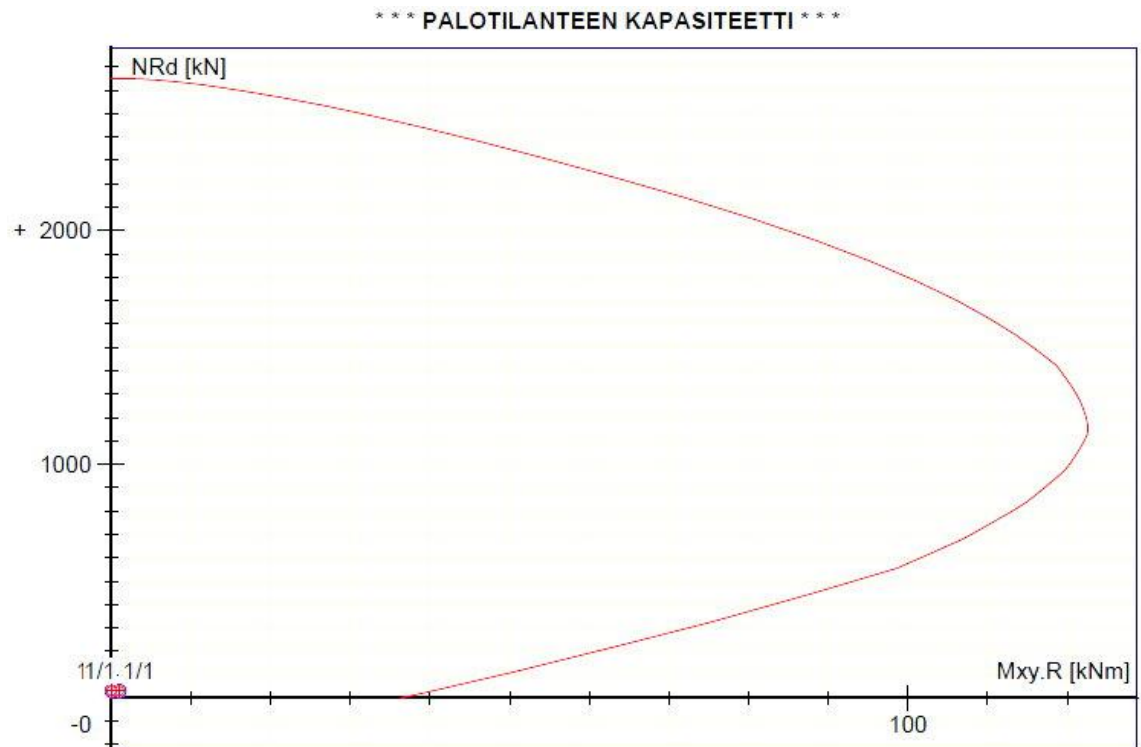
Betonipilari

- Profiili 580x480, L = 8,3 m
- C30/37-2, betonipeite 35 mm
- Pääteräkset 4T16
- Haat T10 K240
- R120.



Betonipilari

- Profiili 380x380, L = 8,3 m
- C30/37-2, betonipeite 35 mm
- Pääteräkset 4T16
- Haat T10 K240
- R120.



Liittopilari

- Profiili RR400x200 t=12,5 mm, L = 8,3 m
- C30/37-2, betonipeite 15 mm
- Pääteräukset 4T16
- Haat T8 K200
- R120.

