

Opinnäytetyö

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Talonrakennustekniikka

2014

Vesa Laakso

KOIRA- & KISSAKLINIKAN RAKENNESUUNNITTELU



TURUN AMMATTIKORKEAKOULU
TURKU UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Turun ammattikorkeakoulu

Tekniikka, ympäristö ja talous

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Talonrakennustekniikka

Vesa Laakso

Opinnäytetyö

Koira- & kissaklinikan rakennesuunnittelu

Hyväksytty

Turussa ____ / ____ 2014

Valvoja

TKT Vesa Virtanen

Koulutuspäällikkö

TKL Esa Leinonen

OPINNÄYTETYÖ (AMK) | TIIVISTELMÄ

TURUN AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennustekniikan koulutusohjelma | Talonrakennustekniikka

2014 | Sivumäärä: 31 + 54

Ohjaaja: TKT Vesa Virtanen

Vesa Laakso

KOIRA- & KISSAKLINIKAN RAKENNESUUNNITTELU

Opinnäytetyön aiheena oli laatia rakennepiirustukset kaksikerroksisesta puurunkoisesta koira- ja kissaklinikasta, jonka rakennuttajana toimii Koira-Kissaklinikka Oy. Rakennushanke aloitettiin vuonna 2012 luonnospiirustusten piirtämisellä. Pääpiirustukset ja rakennuslupa saatiin valmiiksi kesällä 2013, jolloin myös rakennesuunnittelu aloitettiin. Rakennesuunnittelun tarkoituksena on suunnitella rakennuksen rakenteet siten, etteivät ne aiheuta vaaraa rakennuksen käyttäjille esimerkiksi romahda niskaan. Suunnittelun lopputuloksena ovat rakennepiirustukset ja lujuuslaskelmat. Suunnitelmien tarkoituksena on opastaa urakoitsijaa rakentamisessa, jotta vältyttäisiin rakennusvirheiltä ja rakennus olisi turvallinen sen käyttäjille.

Rakennus on kaksikerroksinen ja puurunkoinen, missä perustukset rakennettiin teräsbetonista ja perustettiin tukipaalujen varaan. Rungon lisäksi yläpohja, välipohja sekä väliseinät rakennettiin puusta. Terästä käytettiin kannattelemaan rakennuksen toista kerrosta teräskehin sekä kattokien pilareihin. Rakennuksen paloluokka on P3, jolloin kantaville rakenteille ei ole palonkestovaatimuksia, mutta rakennus on rakennettava palo-osastoihin.

Rakenteiden suunnittelu pyrittiin toteuttamaan kustannustehokkaasti optimoimalla kantavien rakenteiden kokoa ja niiden yksinkertaisella rakentamisella. Suunnittelussa noudatettiin voimassa olevien määräyksiä, kuten eurokoodeja ja Suomen rakentamismääräyskokoelmia. Kantavien rakenteiden laskenta tehtiin pääasiassa käsin, mutta apuna käytettiin Autocadin Robot Structural Analysis 2012 -mallinnusohjelmaa ja FinnWoodia.

ASIASANAT:

rakennesuunnittelu, koira- ja kissaklinikka, rakennustekniikka, talonrakennus

BACHELOR'S THESIS | ABSTRACT

TURKU UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Degree programme | Structural engineering

Completion year of the thesis | 31 + 54

Instructor(s): TKT Vesa Virtanen

Vesa Laakso

STRUCTURAL DESIGN OF DOG AND CAT CLINIC BUILDING

The objective of this thesis was to create the structural drawings for a two-storey timber-framed dog and cat clinic. The building project was started in 2012 with sketch designs. The master plans were completed and a building permit was granted in the summer of 2013, after which the planning of the structural design work was started. The purpose was to design the building structure in such a way that it would not pose a risk to the users of the building. The design is a result of the structural drawings and calculations are presented in this thesis. The purpose of the plans is to guide the contractor during construction in order to avoid construction defects and to make the building safe for its users.

The building is a two-storey timber-framed construction on a reinforced concrete foundation with supported by piles. The roof, the intermediate floor and the walls were built of wood. Steel was used to support the second floor of the building with open shelters. The fire class of the building is P3, which does not entail any fire resistance requirements of the bearing structures, but the building is sectioned into fire compartments.

The structural design was to produce a cost-effective solution by optimizing the size of the load-bearing structures and applying simple construction methods. The design followed the existing regulations, such as the Eurocodes and the Finnish Building Code. For the load-bearing structures, the calculation was performed mainly manually, using the AutoCAD Robot Structural Analysis 2012 modeling software as well as FINNWOOD as a support.

KEYWORDS:

structural design, dog and cat clinic, structural engineering

Alkusanat

Rakennustekniikan opintoja minulla on takanapäin jo kolme vuotta, mitkä ovat olleet hyvin mieluisia ja opettavaisia. Opintoissani suuntauduin talonrakentamiseen, ja sen taival tiivistyi aika lailla tässä opinnäytetyössä, jonka aiheen sain Insinööritoimisto Ari Lindroos Oy:ltä. Kyseisessä toimistossa suoritin myös opintoihin kuuluvat työharjoittelut sekä lisäksi siellä olen saanut työskennellä opintojeni ohessa.

Haluan kiittää Ari Lindroosia ja muita toimistossa työskenteleviä opintojeni sekä tämän opinnäytetyön ohjauksesta kuin myös tekniikan tohtoria Vesa Virtasta sekä luokkatovereitani hauskoista opiskeluvuosista.

SISÄLTÖ

1. JOHDANTO	8
1.1 Taustaa	8
1.2 Toteutus	9
2. PÄÄPIIRUSTUKSET	10
2.1 Pohjapiirrokset	10
2.2 Julkisivut	11
2.3 Asemapiirustus	13
3. RAKENNESUUNNITTELU	14
3.1 Rakennetyypit	14
3.1.1 Perustus	14
3.1.2 Alapohja	15
3.1.3 Runko	16
3.1.4 Välipohja	16
3.1.5 Yläpohja	17
3.1.6 Väliseinät	18
3.2 Kuormitukset	18
3.2.1 Pysyvät kuormat	18
3.2.2 Hyöty- ja muuttuvat kuormat	21
3.2.2.1 Lumikuorma	22
3.2.2.2 Tuulikuorma	23
3.3 Kantavien rakenteiden mitoitus	24
3.4 Rakennuksen jäykistys	26
3.5 Rakennepiirustukset	26
4. RAKENNETEKNISET OMINAISUUDET	28
4.1 Kosteustekninen toiminta	28
4.2 Palotekninen toiminta	29
4.3 Ääneneristys	29
5. YHTEENVETO	30
LÄHTEET	31

LIITTEET

Liite 1. Laskelmat

Tuulikuorma
Lumikuorma
Paalut
Anturapalkit
Laattojen rauditus
Routaeristeen mitoitus
Rungon yläsidepalkki ja aukkojen ylitykset
Pääsisäänkäynnin ja parvekkeen palkit ja pilarit
Teräskehät
Rakennuksen jäykistys

Liite 2. Rakennepiirustukset

Paalukartta, RAK01
Alapohjan laudoitus, RAK02
Anturapalkit, RAK03
Laatan rauditus, RAK04
Runko 1. kerros, RAK05
Runko 2. kerros/vesikatto, RAK06
Leikkaus A-A, RAK07
Leikkaus B-B, RAK08
Sokkelielementit, E01
Elementtilappukuva, E02
Elementtikaavio, E03
Teräsosakuvat/ HEA260, HEA320 ja teräspilari, RAK01
Kattoristikkokaavio, KR2
Vaarnapalkki, VP1

KUVAT

Kuva 1. 1. kerros.	10
Kuva 2. 2. kerros.	10
Kuva 3. Julkisivu pohjoiseen.	11
Kuva 4. Julkisivu itään.	11
Kuva 5. Julkisivu etelään.	12
Kuva 6. Julkisivu länteen.	12
Kuva 7. Asemapiirustus	13
Kuva 8. Anturapalkin momenttikuvaaja.	10
Kuva 9. Anturapalkin leikkausvoimakuvaaja.	10
Kuva 10. Liimapuun momenttikuvaaja.	23

Kuva 11. HEA260-momenttikuvaaja.	26
Kuva 12. HEA260-leikkausvoimakuvaaja.	27
Kuva 13. HEA320-momenttikuvaaja.	29
Kuva 14. HEA320-leikkausvoimakuvaaja.	29

TAULUKOT

Taulukko 1. Rakenteiden omapaino.	19
Taulukko 2. Rakennepiirustukset.	27

1 JOHDANTO

Opinnäytetyön tavoitteena oli luoda rakennesuunnitelmat kaksikerroksisesta ja puurunkoisesta koira- ja kissaklinikasta.

1.1 Taustaa

Rakennushanke aloitettiin vuonna 2012 Koira-Kissaklinikka Oy:n toimesta luonnospiirustusten piirtämisellä Insinööritoimisto Ari Lindroos Oy:ssä. Pääpiirustukset ja rakennuslupa saatiin valmiiksi vuoden 2013 kesällä, jolloin myös rakennesuunnittelu aloitettiin.

Tarkoituksena oli tehdä urakoitsijalle rakennesuunnitelmat, joissa osoitetaan kantavien rakenteiden paikat, mitat ja liitokset. Näiden suunnitelmien tarkoituksena on opastaa urakoitsijaa rakentamisessa, jotta välttyttäisiin rakennusvirheil-
tä ja rakennus olisi turvallinen sen käyttäjille.

Rakennus on kaksikerroksinen ja puurunkoinen, noin 700 m² pinta-alaltaan, ja se perustettiin betonipalkeilla ja kantavalla alapohjalaatalla tuettuna teräksisin tukipaaluin. Rungon lisäksi yläpohja, välipohja ja väliseinät ovat puurunkoisia. Terästä käytettiin teräskehiin, jotka kannattelevat toisen kerroksen ja osan yläpohjan kuormista ja ovat osa rakennuksen kokonaisjäykistettä. Rakennuksen paloluokka on P3, jolloin kantavissa rakenteissa ei ole palonkestovaatimuksia vaan rakennus osastoitiin eri tiloihin.

Suunnittelussa tärkeää oli huomioida erilaisten rakenteiden yhteistoiminta ja niiden välisten liitoksien kestävyys, rakennuksen kosteustekninen toiminta, kokonaisjäykistys sekä palo-osastoinnin järjestäminen.

1.2 Toteutus

Lähtökohdat rakennesuunnitteluun annettiin pääpiirustuksissa, joissa kerrottiin rakennuksen alustavat rakenteet ja ulkonäkö sekä pohjatutkimuksessa, missä kuvattiin tontin maaperäolosuhteet ja perustamistapa.

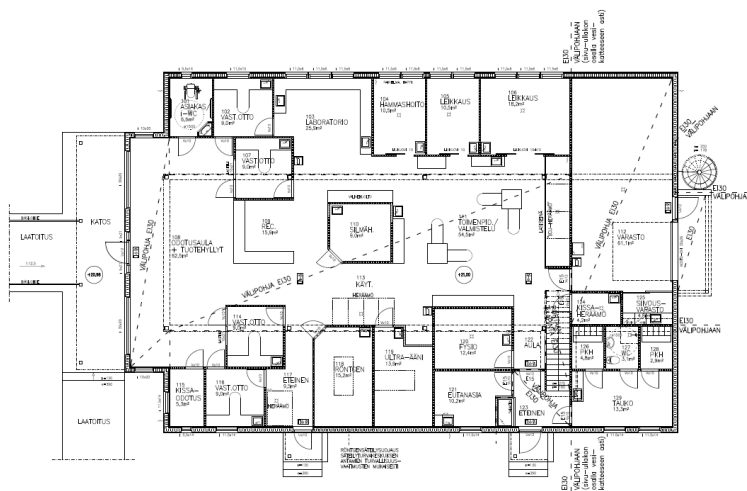
Rakennepiirrokset piirrettiin Autocad 2012 -suunnitteluohjelmalla. Rakenteiden mitoitus laskettiin pääasiassa käsin Eurokoodien mukaisesti, mutta apuna käytettiin Autodeskin Robot Structural Analysis 2012 -mallinnusohjelmaa sekä Finnwood 2.3 SR1 -puurakenteiden mitoitusohjelmaa.

2 PÄÄPIIRUSTUKSET

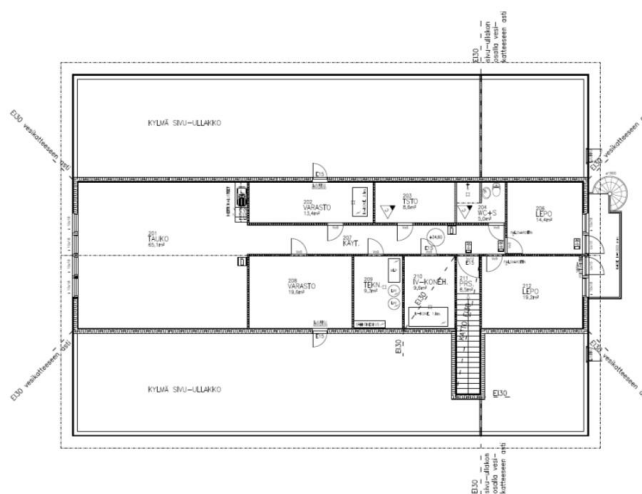
Pääpiirustukset on piirtänyt Kimmo Heino Insinööritoimisto Ari Lindroos Oy:stä vuonna 2013. Kuvat 1-7 eivät ole mittakaavassa.

2.1 Pohjapiirrokset

Kuvissa 1 ja 2 on esitetty rakennuksen pohjapiirrokset.



Kuva 1. 1. kerros.



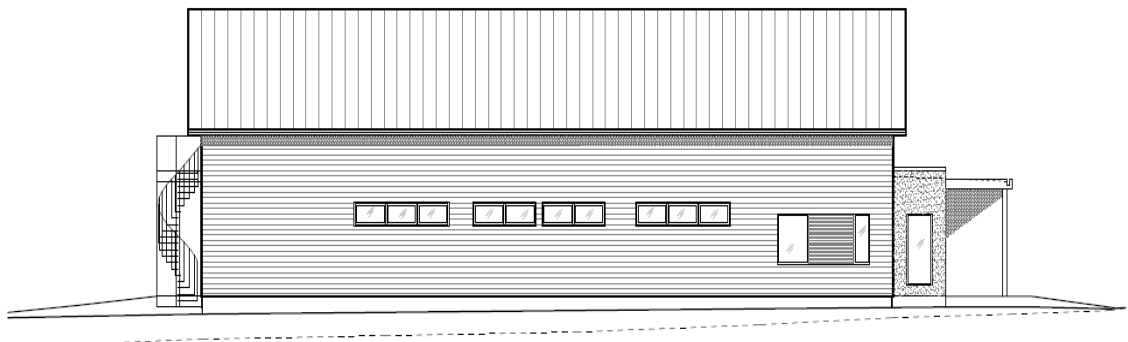
Kuva 2. 2. kerros.

2.2 Julkisivut

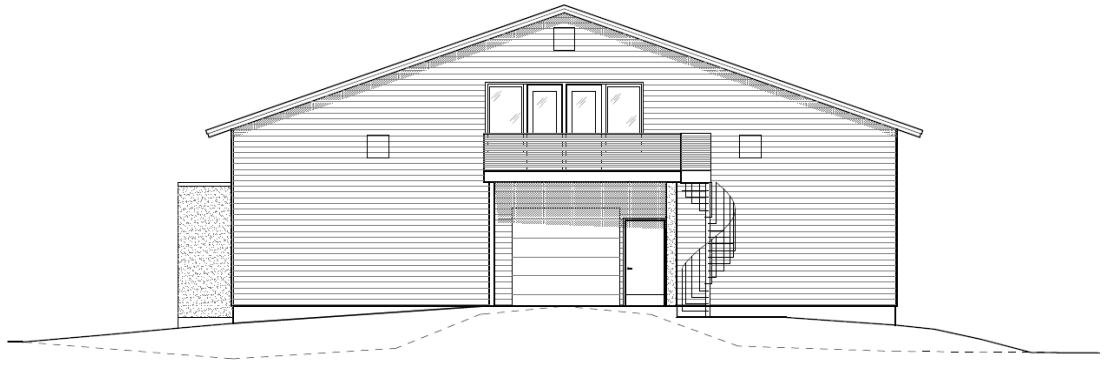
Kuvissa 3-6 on esitetty rakennuksen julkisivut.



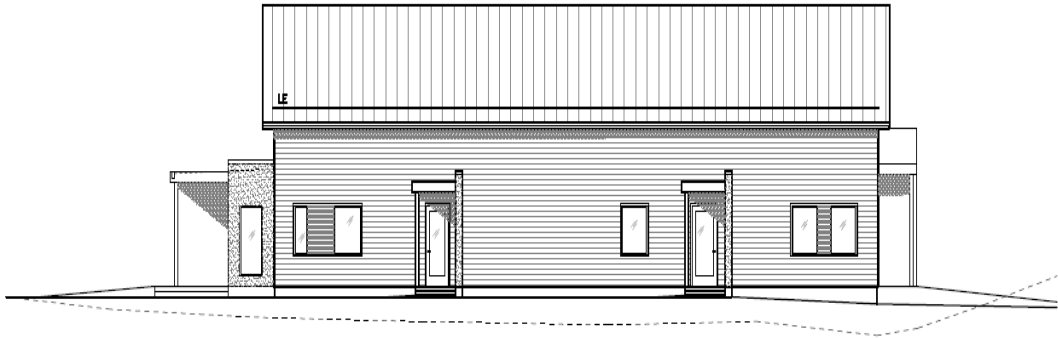
Kuva 3. Julkisivu pohjoiseen.



Kuva 4. Julkisivu itään.



Kuva 5. Julkisivu etelään.



Kuva 6. Julkisivu länteen.

2.3 Asemapiirustus

Rakennus sijaitsee Turussa Metsämäen alueella osoitteessa Vanha Tampe-reentie 233. Kuvassa 7 näkyy asemapiirustus.



Kuva 7. Asemapiirustus

3 RAKENNESUUNNITTELU

3.1 Rakennetyypit

Rakennusmateriaalit ja rakennetyypit valittiin jo arkkitehtisuunnittelun aikana yhdessä rakennuttajan ja arkkitehdin kanssa. Kantavat rakenteet rakennettiin betonista, puusta ja teräksestä. Perustukset rakennettiin paalujen varaan anturapalkein ja kantavan laatan avulla. Runko, yläpohja, välipohja ja väliseinät ovat puurakenteisia. Terästä käytettiin kehiin, jotka kannattelevat toista kerrosta, sekä ulkokatoksien ja parvekkeen pilareihin.

3.1.1 Perustus

Tontilla pohjatutkimukset tehnyt Esa Sjöros kirjoittaa raportissaan, että ”rakennus perustetaan teräksisin tukipaaluin (kallion tai moreenin) varaan”. Sjöros antoi vaihtoehdoksi Rauta Ruukin paalut RR90, RR115/6,3 ja RR115/8, jotka ovat yleisimpiä paaluja talonrakennuksessa. Kun paalutusluokaksi valittiin 2, vallitsevaksi paalukooksi tuli paalu RR90, jonka sallittu paalukuorma on 192 kN. Näitä paaluja lyötiin maahan yhteensä 50 kappaletta. Suurempaa kokoa RR115/8-paalua lyötiin kahdeksan, jonka sallittu paalukuorma on 346 kN. Paalut sijoitettiin teräskehien pilarien alle, joissa ne kantavat toisen kerroksen ja yläpohjan kuormia. Paalujen sijainnit esitetään paalukartassa liitteessä 2/1, ja paaluille tulevat kuormat on laskettu liitteessä 1/6-7.

Rakennus perustetaan anturapalkein sekä 160 mm:n paksun kantavan laatan avulla. Niiden tukipisteinä toimivat paalut. Anturapalkkien kooksi valittiin 600 * 300 mm, mutta erkkeripalkkien korkeudet vaihtelivat 520–550 mm:n kallistuksien vuoksi, jotta vesi valuisi pois päin rakennuksesta. Palkkien vaadittavat teräsmäärät on laskettu liitteessä 1/8-12, mutta yksinkertaisesti palkin pääteräkset muodostuvat 12 mm:n harjateräksistä ja 8 mm:n leikkaushakasista k300-jaolla. Anturapalkkien piirustukset esitetään liitteessä 2/3. Kantavasta laatasta kerrotaan enemmän luvussa Alapohja.

Rakennuksen sokkeli tehtiin betonisista sokkelielementeistä, jotka kiinnitettiin anturapalkkien kylkeen. Tällöin sokkelilla ei ole minkäänlaista osaa kantavana rakennusosana, vaan se on perustusta kuormittava rakennusosa, joka pitää huomioida anturapalkkien raudoituksissa ja paalukuormien laskemisessa. Elementtien piirustukset ovat liitteessä 2/9.

Pohjatutkimuksen mukaan maaperä on savista ja silttistä, jolloin routa muodostuu ongelmalliseksi. Maaperä on hyvin routivaa ja kapillaarista. Näin ollen perustukset on suojattava roudalta, ettei se vahingoittaisi perustuksia. Maaperässä jäänyt vesi voi aiheuttaa perustuksien siirtymistä. (RIL 261–2013.)

Routaeristeeksi valittiin EPS120-routa 100 mm:n levyjä, ja lastauslaiturin alueelle valittiin Finnfoamin FI-300 80 mm:n levyjä sen paremman puristuslujuuden takia, koska siellä ajavat suuremmat ajoneuvot kuin henkilöautot. Routaeristeen mitoitus esitetään liitteessä 1/17.

3.1.2 Alapohja

Alapohja toimii osana rakennuksen perustuksia, joka koostuu 160 mm:n paksuisesta kantavasta laatasta. Sen päällä on kipsivalu lattiamateriaalina. Laatan alla eristeenä on EPS100-lattia 200 mm:n levyjä, kapillaarikatkokiviainesta vähintään 300 mm sekä suodatinkangas estämään kiviaineksen ja savisen maan sekoittumista toisiinsa. (RIL 121–2004.)

Pohjatutkimuksien mukaan radon on huomioitava suunnitelmissa. Siksi asennettiin radonin poistoputkisto kantavan laatan ja EPS-eristeen alle RT 81–11099-ohjekortin mukaisesti vähintään 200 mm eristeen alapuolelle ja noin 1,5 m sokkelin sisäpinnasta. Alapohjan laatan saumat, kuten liikuntasäula, tiivistettiin elastisella saumamassalla. (RT 81–11099.)

Koska rakennus oli paalutettava, alapohjalaattaa ei voi rakentaa maanvaraisena. Kantava maaperä löytyy vasta monien metrien päästä maanpinnan alta. Tällöin laatan raudoitukseen on kiinnitettävä erityistä huomiota, jotta laatta ei murre rakennusta käytettäessä. Laatan pääraudat ovat 8 mm:n harjateräksiä

k200-jaolla kahteen suuntaan ylä- ja alapinnassa. Lisäraudoituksia laitettiin paikkoihin, joissa pääraudoituksen momenttikapasiteetti ylittyisi kuten paalujen kohdalla sekä joissakin paalujen välissä. Vaadittavat teräsmäärät on laskettu liitteessä 1/13–16, ja laatan raudoitus esitetään rakennepiirustuksista liitteestä 2/2.

Alapohjan laatta on kooltaan parhaimmillaan 28 m pitkä ja 18 m leveä, jolloin ongelmaksi syntyy laatan kutistuminen sen kuivuessa. Tällöin laattaan voi tulla suuriakin halkeamia. Kutistumista hillittiin rakentamalla laattaan liikuntasauva, jonka periaatteena on sallita laatan liikehdintä. Silloin halkeamia syntyy vähemmän. (Betonilattiat 2002 By45 BLY7, 2002.)

3.1.3 Runko

Runko rakennettiin C24-lujuusluokitellusta puusta 48 * 198 mm:n k600-jaolla. Koolauksen välissä on mineraalivillaa 200 mm. Sisäpuolella mineraalivillan eteen asennettiin höyrynsulkumuovi estämään sisäilman vesihöyryn kulkeutumista eristeisiin ja rakenteisiin. Ulkoseinän tuulensuojaksi valittiin Gyprocin tuulensuojakipsilevy GTS9 suojaamaan tuulelta. Tämän päälle naulattiin ristiinkoolaus 22 * 100 mm:n laudasta takaamaan ulkoseinän hyvän tuuletuksen. Sisäverhoukseksi asennettiin Gyprocin kipsilevy GN13. Ulkoverhoukseksi tuli vaakanelointi. Pääsisäänkäynnissä on rappaus muista ulkoseinistä poiketen.

Rungon muita osia ovat ylä- ja alajuoksu, joihin runkotolpat kiinnitetään ja joiden avulla runko liitetään ylä- ja alapohjaan, sekä yläsidepalkki. Yläsidepalkin tehtävä on kannatella yläpohjasta tulevia kuormia, koska yläjuoksu ei niitä kestä. Yläsidepalkiksi mitoitettiin kertopuupalkki 51 * 200 mm, jonka mitoitus löytyy liitteestä 1/18–20.

3.1.4 Välipohja

Välipohja koostuu kantavista vaarnapalkeista, joiden välissä on mineraalivillaa 271 mm. Tämän päällä on 22 mm paksu lastulevy, mutta paikoittain on 22 mm

paksua vaneria esimerkiksi IV-koneiden alla, koska se kestää paremmin. Vaarnapalkkien alla on rakennuspaperia, ja koolaus on 32 * 100 mm:n laudasta, johon kiinnitettiin Gyprocin palonsuojakipsilevy GF15 30 minuutin osastointivaatimuksen takia (VTT sertifikaatti nro VTT-C-2149–07,2007.). Näitä rakenteita kannattelevat teräskehät, jotka liitetään vaarnapalkkien kautta välipohjaan.

Teräskehikko koostuu kahdeksasta välipohjarakenteita kannattelevasta HEA260-teräspalkista, jotka kiinnittyvät suurempiin HEA320-teräspalkkeihin neljällä pultilla. HEA320-teräspalkit kannattelevat lisäksi toisen kerroksen ja kylmän ullakon välistä seinää ja yläpohjan rakenteita. Nämä teräspalkit on hitsattu kiinni betonitäytteisiin 200 x 200 x 6 mm:n RHS-teräspilareihin.

HEA-palkkien mitoitus ja liitoslaskelmat ovat liitteessä 1/25–32. Pilareista kerrotaan enemmän luvussa Rakennuksen jäykistys. Pilarien mitoituslaskelmat löytyvät liitteestä 1/33–40.

3.1.5 Yläpohja

Yläpohja toteutettiin tehdasvalmisteisin NR-ristikoin, jotka kannattelevat muita yläpohjan rakenteita, kuten vesikattoa, eristeitä ja sisäkattoverhousta. Eristettä yläpohjassa on 100 mm kovaa mineraalivillaa ja 350 mm puhallusvillaa. Höyrynsulkumuovi asennetaan eristeiden alle, minkä jälkeen paikasta riippuen koolauksena on 48 * 48 mm:n rima k600-jaolla tai 22 * 100 mm:n lauta k400-jaolla. Sisäverhouksena on Gyprocin kipsilevy GN 13. Näiden lisäksi alimmaisesta kerroksen kattoon rakennettiin alaslaskettu katto ilmastointiputkien ym. piilottamiseksi.

NR-ristikoita korotetaan 22 * 50 mm:n rimalla, jonka päälle asennetaan aluskate. Tämän päälle asennettiin Ruukin peltikate ruodelaudoituksineen katetoimitajan ohjeiden mukaisesti.

3.1.6 Väliseinät

Rakennuksessa ei ole kantavia eikä jäykistäviä väliseiniä, mutta palolta osastoituvia ja röntgensäteilyltä suojattuja sekä vesieristystä vaativia väliseiniä on. Perusväliseinässä on kertopuurunko 39 * 66 mm, jossa on mineraalivillaa 50 mm ja rungon molemmin puolin on vanerilevy. Palkkia osastoituvissa väliseinissä on vielä lisäksi Gyprocin kipsilevyt GN13 molemmin puolin. Röntgeniltä suojatuissa seinissä on lisäksi lyijylevyt ja märkätiloissa laatoitus.

3.2 Kuormitukset

Kuormat luokitellaan sen aikavaikutuksen avulla kolmeen ryhmään, pysyviin, muuttuviin ja onnettomuuskuormiin. Tässä kohteessa ei tarkasteltu onnettomuusmitoitusta. Tällöin rakennuksen rakenteisiin kohdistuvat kuormat muodostuivat rakennusosien omista painoista, tuulen ja lumen aiheuttamasta kuormasta sekä rakennuksen eri tilojen hyötykuormista.

Hyötykuormia ovat esimerkiksi kerroksissa olevat kevyet väliseinät, tavarat, ihmiset ym. mikä ei ole pysyvää rakennetta. Pysyviä kuormia ovat esimerkiksi kaikki rakennukseen jäävät rakenteet, kuten kantavat väliseinät.

3.2.1 Pysyvät kuormat

”Pysyvä kuorma vaikuttaa todennäköisesti koko annetun tarkastelujakson ajan ja sen suuruuden vaihtelu ajan myötä on merkityksetöntä tai jonka muutos tapahtuu aina samaan suuntaan tiettyyn raja-arvoon asti” (RIL 201-1-2008). Tällaisia ovat esimerkiksi rakenteiden omapaino, kiintokalusteet, kantavat ja jäykistävät väliseinät.

Pysyvät kuormat laskettiin rakennusosittain ja niihin kuuluvien rakenteiden materiaalien ominaistiheyden sekä niiden mittojen avulla. Taulukossa 1 nähdään rakennusosien kuormitus neliötä kohden.

Taulukko 1. Rakenteiden omapaino.

Ulkoseinä 1:	kN/m ³	kN/m ²
Ulkoverhouspaneeli	4,8	0,12
Ristiinkoolaus 22 * 100 mm k600	4,8	0,04
Tuulensuojakipsilevy 9 mm	7,0	0,07
Runko 48 * 198 mm k600	4,8	0,08
Mineraalivilla 200 mm	0,4	0,08
Höyrynsulkumuovi 0,2 mm	10,0	0,002
Koolaus 48 * 48 mm k600	4,8	0,02
Mineraalivilla 50 mm	0,4	0,02
Kipsilevy 13 mm	7,0	0,09
Yhteensä:		0,52
Ulkoseinä 2:	kN/m ³	kN/m ²
Tuulensuojakipsilevy 9 mm	7,0	0,07
Runko 48 * 198 mm k600	4,8	0,08
Mineraalivilla 200 mm	0,4	0,08
Höyrynsulkumuovi 0,2 mm	10,0	0,002
Koolaus 48 * 48 mm k600	4,8	0,02
Mineraalivilla 50 mm	0,4	0,02
Kipsilevy 13 mm	7,0	0,09
Yhteensä:		0,36
Ulkoseinä 3:	kN/m ³	kN/m ²
Rappaus 10 mm	25	0,25
Rappauslevy 10 mm	1,2	0,25
Ristiinkoolaus 22 * 100 mm k600	4,8	0,04
		(jatkuu)

Taulukko 1: (jatkuu)

Ulkoseinä 3:	kN/m ³	kN/m ²
Tuulensuojakipsilevy 9 mm	7,0	0,07
Runko 48 *198 mm k600	4,8	0,08
Mineraalivilla 200 mm	0,4	0,08
Höyrynsulkumuovi 0,2 mm	10,0	0,002
Koolaus 48 * 48 mm k600	4,8	0,02
Mineraalivilla 50 mm	0,4	0,02
Kipsilevy 13 mm	7,0	0,09
Yhteensä:		0,76
Alapohja 1:	kN/m ³	kN/m ²
Pintamateriaali (kipsilattiamassa)	20,0	1,0
EPS/XPS-eriste 30 mm	0,05	0,002
Teräsbetoni-laatta 160 mm	25,0	4,0
EPS100-lattia 200 mm	0,05	0,01
Yhteensä:		5,0
Välipohja 1:	kN/m ³	kN/m ²
Lattialastulevy 22 mm	0,7	0,02
NR-lattiapalkit 42 * 271 mm k600	4,8	0,09
Mineraalivilla 271 mm	0,4	0,11
Rakennuspaperi		
Koolaus 32 * 100 mm k400	4,8	0,05
Palonsuojakipsilevy 15 mm	7,0	0,11
Yhteensä:		0,37

Yläpohja 1:	kN/m ³	kN/m ²
Rivipeltikate (Ruukki Classic)	103,0	0,062
Ruoteet 22 * 100 k300	4,8	0,04
Korotusrima 22 * 50 mm k1200	4,8	0,005
Aluskate	10,0	0,002
NR-kattoristikkorakenne k1200	4,8	0,18
Puhallusvilla 350 mm	0,3	0,11
Levymineraalivilla 100 mm	0,4	0,04
Höyrynsulkumuovi 0,2 mm	10,0	0,002
Koolaus 22 * 100 mm k400	4,8	0,03
Kipsilevy 13 mm	7,0	0,09
Yhteensä:		0,56
Vesikatto 1: (katos)	kN/m ³	kN/m ²
Bitumihuopa 10 mm	10,0	0,1
Raakaponttilaudoitus 23 * 97 mm	4,8	0,11
Kattokannattajat 48 * 198 mm k600	4,8	0,08
Harvalaudoitus	4,8	0,1
Yhteensä:		0,39

3.2.2 Hyöty- ja muuttuvat kuormat

Hyötykuorma on liikkuvaa muuttuvaa kuormaa, joka voi esiintyä eri tiloissa ja erisuuruisina rakennusta käytettäessä (RIL 201-1-2008). Tällaisia kuormia ovat rakennuksessa kävelevät ihmiset, varastoitavat tavarat, kevyet väliseinät, autot ym. mikä ei ole rakennuksessa pysyvää. Muuttuvaa kuormaa ovat esimerkiksi lumi- ja tuulikuorma, jotka esiintyvät vaikka rakennusta ei käytettäisikään.

RIL ry:n julkaisun RIL 201-1-2008 mukaan Eurokoodi 1 määrittelee rakennusten eri tilojen hyötykuormat niiden käyttötarkoitusten mukaan. Kirjan RIL 201-1-2008 taulukon 6.1S mukaan tämä kohde sijoittuu luokkaan A, jolloin tilojen hyötykuorma on $2,0 \text{ kN/m}^2$, parvekkeen $2,0 \text{ kN/m}^2$ ja pistekuorma $2,0 \text{ kN}$. Poikkeuksena on ensimmäisessä kerroksessa oleva varasto, jonka hyötykuormaksi valittiin $5,0 \text{ kN/m}^2$.

Muuttuvien kuormien suuruus on riippuvainen rakennuksen sijainnista, muodosta, luonnon olosuhteista ym. Tällöin kuormien suuruus on laskettava rakennuskohtaisesti.

3.2.2.1 Lumikuorma

RIL ry:n julkaisussa RIL 201-1-2008 lumikuorma määritellään seuraavasti:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k ,$$

missä

μ_i	lumikuorman muotokerroin
C_e	tuulensuojaisuuskerroin (1,0 tai 0,8)
C_t	lämpökerroin (yleensä 1,0)
s_k	lumikuorma maassa, kN/m^2 .

Tavallisissa olosuhteissa, kuten tässä kohteessa, jossa ei erityisemmin tuule erityisen kovaa eivätkä lämpöolosuhteet ole epätavallisen lämpimät, kaava supistuu muotoon

$$s = \mu_i s_k = 0,8 * 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,0 \text{ kN/m}^2.$$

Lumikuormaksi saatiin $2,0 \text{ kN/m}^2$, kun taulukosta 5.1 (RIL 201-1-2008) lumen muotokertoimen μ_i arvoksi saatiin 0,8 ja ominaiskuormaa maassa s_k käytettiin arvoa $2,5 \text{ kN/m}^2$, joka saatiin kuvasta 4.1 (RIL201-1-2008).

Rakennuksen lumikuormia laskettaessa on myös huomioitava lumen kinostuma, joka riippuu katon muodosta, esteistä katolla sekä tuulesta. Tässä kohteessa pääsisäänkäynnin katto on päärakennuksen kattoa alempana, jolloin tuuli voi kerätä lunta seinustalle. Lumen vieriminen katolta alempaan kattoon ei ole mahdollista ylemmän katon kaltevuuden ollessa toiseen suuntaan. Lumen kinostuuma on laskettu liitteessä 1/3-5.

3.2.2.2 Tuulikuorma

Tuuli aiheuttaa painetta rakennuksen ulkoseinien ulkopintaan sekä hetkellisesti myös sisäpintaan. Kuorman suuruuteen vaikuttavat seinän pinta-ala sekä tuulen voimakkuus, johon vaikuttaa ympäröivä maasto sekä korkeus. Tuuli on voimakkaimmillaan avonaisessa maastossa, esimerkiksi merialueilla, ja heikointa tiheässä maastossa. (RIL 201-1-2008.)

Tuulikuorman huomioiminen on tärkeää suunniteltaessa rakennuksen jäykistämistä. Muuten rakennus on vaarassa romahtaa. RIL ry:n julkaisu RIL 201-1-2008 määrittelee rakennukselle kohdistuvan tuulen kokonaisvoiman seuraavasti:

$$F_w = C_s C_d C_f q_p(h) A_{ref} ,$$

missä

F_w	kokonaistuulikuorma (kN)
$C_s C_d$	rakennekerroin (matalissa rakennuksissa 1,0)
C_f	voimakkerroin

$q_p(h)$ tuulen nopeuspaine harjankorkeudella
 A_{ref} tuulikuorman vaikutusala (m^2).

Tuulikuormaksi muodostui $0,6 \text{ kN}/m^2$. Tuulikuorma laskettiin erikseen kaikille sivuille, joista suurin on mitoittavin. Kuormat on laskettu liitteessä 1/1-2.

3.3 Kantavien rakenteiden mitoitus

Mitoitus muodostuu erilaisten tilanteiden tarkastelusta, kuten murto- ja käyttörajatilanteesta, palotilanteesta sekä onnettomuustilanteesta. Erona näissä on rakenteen toiminnan tarkastelussa. Murtorajatilanteessa tarkastellaan rakenteen materiaalin kestämistä, kun taas käyttörajatilanteessa tarkastellaan rakenteen taipumaa, siirtymää ja värähtelyominaisuuksia. Palo- ja onnettomuustilanteen tarkastelu ovat samanlaisia kuin murtorajan tarkastelu, mutta eroavat siinä ettei varmuuskertoimia käytetä. Näistä eri tarkasteluista varmuuskertoimia käytetään ainoastaan murtorajatilanteessa, joiden tarkoitus on varmistaa rakenteen kestäminen. Tässä kohteessa rakenteet on mitoitettu vain murto- ja käyttörajatilanteille, sillä rakennuksen paloluokka on P3. Tällöin palonkestovaatimuksia kantaville rakenteille ei ole ja onnettomuusriskit ovat vähäiset ja niiden seuraukset pienet. (RIL ry, RIL 261–2013.); (RakMk E1, Rakennusten paloturvallisuus, määräykset ja ohjeet.)

Murtorajatilanteen tarkastelu aloitetaan kuormien laskemisella, jotka kuormittavat kyseistä rakennetta. Kuormista tehdään kuormitusyhdistelmä, josta muodostuu rakenteen mitoituskuorma. RIL ry:n julkaisussa RIL 201-1-2008 mitoituskuorma saadaan seuraavalla kaavalla:

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

missä

$G_{k,j}$	pysyvät kuormat
$\gamma_P P$	esijännitetyt kuormat
$Q_{K,1}$	määräävä muuttuva kuorma
$Q_{k,i}$	muut muuttuvat kuormat
K_{FI}	kuormakerroin seuraamusluokasta
$\Psi_{0,i}$	osavarmuuskerroin.

Kun rakennetta kuormittaa useampi muuttuva kuorma, voidaan ne kertoa osavarmuusluvulla $\Psi_{0,i}$, joka pienentää kuorman suuruutta. Perusteena on, että kaikki muuttuvat kuormat esiintyisivät täydellä kuormituksella samanaikaisesti, on epätodennäköinen. Tällä kontrolloidaan rakenteen ylimitoitusta. Tällöin on myös kokeiltava eri yhdistelmiä, eli vaihdella $Q_{K,1}$ määräävää muuttuvaa kuormaa, jotta suurin kuormitustapaus löytyisi.

Käyttörajatila tarkastelussa pyritään selvittämään rakenteen taipumaa, siirtymää tai värähtelyominaisuuksia, jonka tarkoituksena on luoda käyttömukavuutta ja estää esimerkiksi seinien halkeamia. Rakenteiden käyttöominaisuuksista voidaan sopia hankekohtaisesti, mutta Eurokoodeissa on kerrottu minivaatimukset. Aiemmin mainittiin, että käyttörajatilanteessa ei käytetä varmuuskertoimia, jolloin mitoittavakuorma saadaan supistetulla kaavalla:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{RIL ry, RIL 261–2013}).$$

Mitoituskuormien laskemisen jälkeen lasketaan rakenteeseen kohdistuvat jännitykset, momentit, leikkaukset, taipuma tai siirtymä ja värähtely, jotka eivät saisi ylittää rakenteen materiaalin kapasiteettia tai Eurokoodeissa annettuja minimivaatimuksia.

3.4 Rakennuksen jäykistys

Rakennejärjestelmän tulee kestää ulkoisten vaakakuormien ja ulkoisista pystykuormista aiheutuvien vaakakuormien aiheuttamat rasitukset. Ulkoisia kuormia tässä kohteessa ovat tuulen ja lumen aiheuttamat vaakakuormat. Kyseiset kuormat on vietävä perustuksille saakka. Myös yksittäisen rakennusosien on kestettävä sen sisäisistä voimista syntyviä kuormia, esimerkiksi nurjahduksen tai kiepahduksen tuennasta aiheutuvat voimat. Näitä voimia tarvitsee huomioida ainoastaan rakenteiden sisäisesti. (VTT puurakenteiden jäykistysohje.)

Rakennuksen kokonaisjäykistys koostuu kattoristikoiden, teräskehien, ulkoseinien ja välipohjan jäykistyksistä. Kattoristikoissa huomioitavaa on tuulen, lumen ja vesikaton painon aiheuttamat vaakakuormat kuin myös ristikkorakenteiden nurjahdustuennat, jotka asennettiin toimittajan ohjeiden mukaisesti. Yläpohjaan kohdistuvat vaakakuormat siirretään ulkoseinille ja teräskehälle yläpaarteessa olevien vinolaudoituksilla ja jäykistyspukeilla sekä alapaarretasossa olevan kipsilevytyksellä. Kyseinen mitoitus on laskettu liitteessä 1/33–40. (RIL 261–2013.)

Teräskehät ovat tärkeässä roolissa rakennuksen kokonaisjäykistyksen kannalta, sillä niiden on suunniteltu siirtävän kokonaan tuulen aiheuttaman kuormituksen perustuksille. Teräskehät on mitoitettu mastona, jolloin rakennetta ei itsessään tarvitse jäykistää. Tärkeätä on varmistaa riittävä kiinnitys kantavaan laattaan. Teräskehien pilarien mitoitus löytyy liitteessä 1/33–40.

Muissa rakennusosissa on huomioitu vain rakenteiden sisäiset voimat. Ulkoseinän runkopilarien nurjahdus on estetty heikompaan suuntaansa tuulensuojalevytyksellä sekä vaakakoolauksin.

3.5 Rakennepiirustukset

Suomen rakentamismääräyskokoelman osa A2:n mukaan rakennepiirustuksiin kuuluu paalutus-, perustus-, taso-, vesikatto-, leikkaus-, rakennusosa-, yksityis-

kohta- sekä elementtien valmistus-, asennus- ja sijoituspiirustukset. Tällöin rakennuksesta laadittiin seuraavat rakennepiirustukset (taulukko 2):

Taulukko 2. Rakennepiirustukset.

Piirustus:	Mittakaava
Paalukartta	1:50
Alapohjan laudoitus	1:50
Anturapalkit	1:50
Laatan raudoitus	1:50
Sokkelielementit	1:50
Elementtilappukuvat	1:50
Elementtikaavio	1:25
1. kerros	1:50
2. kerros ja vesikatto	1:50
Leikkaus A-A	1:20
Leikkaus B-B	1:20
Teräsosakuvat	1:20
Kattoristikkokaaviot	1:50
Vaarnapakit	1:50

Tarvittavat leikkaukset ja detaljit on lisätty kyseessä olevaan piirustukseen mittakaavassa 1:20.

Piirustukset sisältävät suunnitelmat rakennuksen perustamisesta, rakenteiden paikoista mittoineen sekä niiden leikkaukset. Elementtien ja teräsosien rakentamisen sekä niiden paikat ja rakennuksen jäykistämisen ym. Näiden tarkoituksena on helpottaa ja nopeuttaa rakentamista, mutta kaiken kaikkiaan ehkäistä rakennusvirheitä ja opastaa rakentamista. Kyseiset piirrokset löytyvät liitteestä 2.

4 RAKENNETEKNISET OMINAISUUDET

4.1 Kosteustekninen toiminta

Suomen rakentamismääräyskokoelma osa C2 edellyttää, että ”rakenteet ja LVI-järjestelmät on tehtävä siten, ettei sisäisistä ja ulkoisista kosteuslähteistä peräisin oleva vesihöyry, vesi tai lumi haitallisesti tunkeutuu rakenteisiin ja rakennuksen sisätiloihin. Tarvittaessa rakenteen on kyettävä kuivumaan haittaa aiheuttamatta tai rakenteen kuivattamiseen esitetään suunnitelmissa menetelmä.” (RakMk C2 s.3). Tällöin veden ja kosteuden johtamisesta pois rakennuksesta tulee ottaa erityisesti huomioon.

Rakennusta kohti satavat sadevedet johdatetaan katon ja rännien avulla sadevesiviemäreihin ja siitä kunnalliseen vesijohtoverkkoon. Maanpinta on kallistettu rakennuksesta poispäin, jotta maahan valunut vesi valuisi pois rakennuksen viereltä ja maankosteuden kapillaarinen nousu on pyritty estämään salaojituskerroksella. Maaperä on aina kostea, jolloin veden kapillaarinen nousu perustuksista runkoon estetään bitumikermikaistalla, joka asennetaan rungon alajuoksun ja anturapalkin väliin. (RIL 107–2012.)

Ilmankosteuden, veden ja lumen pyrkiminen rakennuksen sisään ja sisäilman kosteuden pyrkiminen rakenteisiin on estetty rakennuksen vaipassa olevalla höyrynsululla sekä vesikatolla ja rakenteiden tuulettumisella. Ulkoseinän ulkoverhous estää sadeveden kuin myös lumen ja tuulen kulkeutumisen rakennukseen. Ulkoseinän kuivuminen suunniteltiin luonnollisen tuuletuksen avulla, joka rakennettiin ristiinkoolauksella. Yläpohjan tuulettuminen suunniteltiin toimivan luonnollisen ilmanvaihdon avulla, jolloin jätettiin noin 30 mm:n tuuletusrako vesikatton ja ulkoverhouksen väliin, josta ilma kulkeutuu yläpohjaan ja poistuu katteessa olevien ilmanpoistoputkia pitkin. Myös rakennuksen päädyissä on lisäksi ritilät, joista ilma pääsee kulkeutumaan yläpohjaan. (RIL 107–2012.)

4.2 Palotekninen toiminta

Suomen rakentamismääräyskokoelman osa E1:n mukaan rakennus kuuluu paloluokkaan P3, jolloin kantavilla rakenteilla ei ole palonkestovaatimuksia, vaan riittävä turvallisuus saadaan rajoittamalla henkilömääriä sekä rakennuksen ko-koa. Rakennus tulee varustaa palo-osastoin turvaamaan turvallisen poistumisen rakennuksesta sekä hillitä palon ja savun leviämistä. Eri palo-osastot koostuvat rakentamismääräyskokoelman E1:n mukaan eri kerroksista, käyttötavaltaan tai palokuormaltaan erilaiset tilat tai pinta-alaltaan enintään 400 m²:n alueisiin niin, ettei aiheudu suuria vahinkoja.

Rakennuksen palo-osastointi on rakennettu palonosastoivilla väliseinillä, jotka kestävät 30 minuutin ajan. Rakennuksen ensimmäinen ja toinen kerros on osastoitu erilleen, myös ensimmäisen kerroksen varasto on osastoitu omaksi tilaksi. Myös toisen kerroksen tilat ja kylmät ullakot on osastoitu. Kyseinen osastointi näkyy pääpiirustuksissa kuvissa 1 ja 2 kuin myös rakennepiirustuksissa liitteessä 2 tunnuksilla EI30.

4.3 Ääneneristys

Rakennuksessa ei ole merkittäviä melunlähteitä tai äänieristettyjä tiloja, mutta Suomen rakentamismääräyskokoelman osa C1 vaatii, että ”rakennus on suunniteltava ja rakennettava siten, että melu, jolle rakennuksessa tai sen lähellä olevat altistuvat, pysyy niin alhaisena, ettei se vaaranna näiden henkilöiden terveyttä ja että se antaa mahdollisuuden nukkua, levetä ja työskennellä riittävän hyvissä olosuhteissa” (RakMk C1 s.3). Tällöin esimerkiksi ilmastointiputket voivat aiheuttaa häiritsevää ääntä, jolloin ne tulisi äänieristää vaatimuksien mukaisesti.

5 YHTEENVETO

Opinnäytetyön tavoitteena oli suunnitella rakenteet puurunkoiseen koira- ja kiskolinikkaan, joiden avulla rakentaminen onnistuisi.

Rakennus tehtiin pääasiassa puurunkoisena, perustukset betonipalkeilla ja kantavana alapohjalaattana tuettuna teräksisin tukipaaluin. Kohteessa käytettiin myös elementtirakenteita sokkelissa, välipohjassa sekä yläpohjarakenteissa rakennusvaiheiden nopeuttamiseksi. Terästä käytettiin jäykistämään rakennus teräskehin, jotka myös kannattelevat toisen kerroksen sekä osan yläpohjan kuormista.

Projektin lopputuloksena syntyivät rakennepiirrokset, joilla pyritään ohjaamaan rakennuttajaa rakentamaan kohde vaadittujen määräysten, ohjeitten sekä hyvän rakentamistavan mukaisesti.

LÄHTEET

RT 81–11099. Radonin torjunta. Helsinki; Rakennustieto Oy

Rakentajainkalenteri 2010. Helsinki. Rakennustieto Oy

Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005 By210. Helsinki. Suomen betoniyhdistys/ Suomen Rakennusmedia Oy

Betonilattiat 2002 By45 BLY7. Helsinki. Suomen betoniyhdistys/ Suomen Rakennusmedia Oy

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

RIL 107–2012. Rakennusten veden- ja kosteudeneristysohjeet. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry

RIL 261–2013. Routasuojaus. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry

RIL 205-1-2007. Puurakenteiden suunnitteluohje. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry

RIL 248–2008. NR-kattorakenteiden jäykistyksen suunnittelu. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry

RIL 121–2004. Pohjarakennusohjeet. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry

RakMk A2. Rakennuksen suunnittelijat ja suunnitelmat, määräykset ja ohjeet 2002. Helsinki. Ympäristöministeriö

RakMk C1. Äänieristys ja meluntorjunta rakennuksessa, määräykset ja ohjeet. Helsinki. Ympäristöministeriö

RakMk C2. Kosteus, määräykset ja ohjeet. Helsinki. Ympäristöministeriö

RakMk E1. Rakennusten paloturvallisuus, määräykset ja ohjeet. Helsinki. Ympäristöministeriö

VTT 2006. Puurakenteiden jäykistysuunnittelun ohje Viitattu 29.12.2013
http://www.vtt.fi/inf/julkaisut/muut/2006/jaykistys_2006.pdf

VTT 2007. VTT sertifikaatti nro VTT-C-2149–07 Viitattu 4.3.2014
<http://www.gyproc.fi/tilaa-ja-lataa/hyvaksynnat/palonkestavyys>

TUULIKUORMA

Mitoituksessa apuna käytettiin Suomen Rakennusinsinöörien liiton julkaisemaa RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat -kirjaa. Teos määrittelee rakennukselle kohdistuvan tuulen kokonaisvoiman seuraavasti:

$$F_w = C_s C_d C_f q_p(h) A_{ref} ,$$

missä

F_w	kokonaistuulikuorma (kN)
$C_s C_d$	rakennekerroin (matalissa rakennuksissa 1,0)
C_f	voimakerroin
$q_p(h)$	tuulen nopeuspaine harjankorkeudella
A_{ref}	tuulikuorman vaikutusala (m ²).

Rakennekertoimena käytettiin arvoa $C_s C_d = 1,0$, sillä kerroin on varmalla puolella ja tuulen nopeuspaine $q_p(h)$ rakennuksen harjalla saadaan taulukosta 4.2S. Nopeuspaine riippuu korkeudesta ja maastoluokasta. Rakennus kuuluu maastoluokkaan 3 ja harjan korkeus on noin 8,0 metrin korkeudella, jolloin taulukon 4.2S mukaan nopeuspaine on $q_p(h) = 0,43 \text{ kN/m}^2$.

Laskettaessa tuulikuormaa etelän ja pohjoisen puoleisilla sivuilla voimakerroin C_f saadaan kuvasta 5.2S. Se riippuu rakennuksen sivujen suhteesta d/b sekä rakennuksen hoikkuusluvusta λ . Kun rakennuksen korkeus $h < 15 \text{ m}$, hoikkuusluku saadaan yhtälöstä

$$\lambda = 2 \frac{h}{b} = 2 * \frac{8,0 \text{ m}}{16,8 \text{ m}} = 0,95 ,$$

ja sivujen suhde lasketaan seuraavasti:

$$\frac{d}{b} = \frac{28,6 \text{ m}}{16,8 \text{ m}} = 1,7.$$

Rakennuksen hoikkuusluku $\lambda = 0,95$ ja sivujen suhde $d/b = 1,7$, jolloin kuvan 5.2S kuvaajasta saadaan voimakertoimeksi $C_f = 1,2$.

Tarkastellaan tuulikuormaa yhden neliömetrin alueelta, tällöin tuulikuorma rakennuksen päädyissä on

$$F_w = 1,0 * 1,2 * 0,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,52 \text{ kN/m}^2.$$

Kun rakennuksen itä ja länsi puolelta tuulee, sivujen suhde d/b ja hoikkuusluku λ muuttuvat seuraavanlaisesti:

$$\frac{d}{b} = \frac{16,8 \text{ m}}{28,6 \text{ m}} = 0,58$$

$$\lambda = 2 \frac{h}{b} = 2 * \frac{8,0 \text{ m}}{28,6 \text{ m}} = 0,56.$$

Tällöin voimakerroin C_f muuttuu, joka on uusien arvojen myötä taulukon mukaan $C_f = 1,4$. Tuulikuorman suuruus itä- ja länsipuolella ovat

$$F_w = 1,0 * 1,4 * 0,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,60 \text{ kN/m}^2.$$

LUMIKUORMA

Mitoituksessa apuna käytettiin Suomen Rakennusinsinöörien liiton julkaisemaa RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat -kirjaa. Teos määrittelee katon lumikuorman seuraavasti:

$$s = \mu_i C_e C_t S_k ,$$

missä

μ_i	lumikuorman muotokerroin
C_e	tuulensuojaisuuskerroin (1,0 tai 0,8)
C_t	lämpökerroin (yleensä 1,0)
S_k	lumikuorma maassa (kN/m ²).

Tuulensuojakerroimen C_e arvona käytetään 1,0, koska tuuliolosuhteet rakennuspaikassa ovat normaalit. Arvoa 0,8 käytetään vain, jos on hyvin tuulista esimerkiksi avomerellä. Lämpökerroimen C_t arvona käytetään myös 1,0, sillä rakennuksessa ei ole mitään, mikä erityisesti sulattaisi katossa olevaa lunta. Lumikuorman ominaisarvo S_k saadaan kuvasta 4.1(FI), jonka mukaan Turun seudulla käytetään arvoa 2,5 kN/m².

Suurin vaikuttava tekijä lumikuorman suuruuteen katossa on itse katon muoto, kuten kaltevuus α . Muotokerroin saadaan taulukosta 5.1, jonka mukaan katto-
kaltevuuden ollessa alle tai 30° kerroin $\mu_i = 0,8$. Tällöin lumikuormaksi saadaan:

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

Huomioon on myös otettava mahdollinen lumen kinostuminen, joka lisää lumi-kuorman arvoa lasketusta. Tällaisia paikkoja muun muassa ovat korkeampaa rakennusta kohden oleva katto, katolla olevat esteet, jiiirit ym. Kyseenomaisessa kohteessa tällainen paikka löytyy pääsisäänkäynnistä, missä katoksen katto on korkeampaa rakennusta vasten. Siihen voi kinostua lunta tuulen aiheuttamana. Tuulesta aiheutuva lumikuorman muotokerroin μ_w saadaan seuraavalla kaavalla.

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2h} < \frac{\gamma h}{S_k} \quad , \text{ mutta enintään } 2,5 ,$$

missä

b_1 ja b_2	rakennuksen osien pituus
h	kattojen tasoero
γ	lumen tilavuuspaino (2,0 kN/m ³)
S_k	lumikuorma maassa (kN/m ²).

Tuulen aiheuttama lumikuorman muotokerroin on

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2h} = \frac{3,2 \text{ m} + 28,6 \text{ m}}{2 \cdot 4,5 \text{ m}} = 3,5 \quad \left(< \frac{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4,5 \text{ m}}{2,0 \text{ kN/m}^2} = 4,5 \right).$$

Kertoimet menevät yli arvon 2,5, jolloin käytetään kinoskuorman muotokertoimen arvoa $\mu_w = 2,5$. Tällöin kuormaksi tulisi 5,0 kN/m². On hyvin epätodennäköistä, että katolle tulisi tässä tapauksessa 2,5 metriä korkea lumikinos. Siihen reagoitaisiin varmaan riittävän ajoissa. Todennäköisempi kinos olisi esimerkiksi yli metrin kokoinen, jolloin kinos haittaa jo taukhuoneen ikkunan näkyvyyttä ja todennäköisesti lumi siivottaisiin pois katolta. Sopivampi kuormitus tässä tapauksessa olisi 2,5 kN/m².

PAALUT

Paaluille tulevat kuormat muodostuvat rakenteiden omista painoista sekä hyötykuormista. Pohjatutkimuksessa paaluvaihtoehtoiksi annettiin Ruukin teräksiset tukipaalut RR90, RR115/6 ja RR115/8, joiden sallitut paalukuormat paalutusluokassa 2 olivat 192 kN, 252 kN ja 346 kN. Tällöin paalut on sijoitettava siten, etteivät paalut kuormitu sallitusta arvosta enempää.

Kantavan laatan paalut laskettiin siten, kuinka monta neliötä yksi paalu voi alapohjaa kantaa, kun alapohja rakenteineen painaa 5 kN/m^2 , jossa hyötykuormaa on $2,5 \text{ kN/m}^2$. Paalukooksi valittiin RR90, jolloin sallittu kuorma on 192 kN:

$$\frac{192 \text{ kN}}{5 \text{ kN/m}^2 + 2,5 \text{ kN/m}^2} = 25,6 \text{ m}^2.$$

Yksi RR90-paalu pystyy alapohjaa kantamaan $25,6 \text{ m}^2$:n verran. Tämä tarkoittaa, että laatan paalujen jänneväli saisi suurimmillaan olla noin 5,0 m. Tällöin paalut sijoiteltiin laattaan alle 5,0 metrin välein.

Teräspilareiden alla olevat paalut ottavat kuormia alapohjan lisäksi välipohjan ja osan yläpohjan kuormista, jolloin on lyötävä isompia paaluja (RR115/8). Toisesta kerroksesta kuormia paalulle tulee seuraavanlaisesti:

- | | |
|---|---------|
| • Yläpohja | 18,1 kN |
| • Lumikuorma | 75,4 kN |
| • Välipohja (ml. teräs pilarit ja palkit) | 23,6 kN |
| • Välipohjan hyötykuorma | 63,3 kN |
| • Ulkoseinä 2 | 7,0 kN. |

Toinen kerros kuormittaa paalua suurimmillaan noin 187,4 kN:n verran, jolloin kapasiteettia jää vielä 158,6 kN, joka jää alapohjan kannattelemiseen. Teräspilareiden paikat olivat ennalta sovittuja, jolloin muita laatan paaluja oli sijoitettava sen läheisyyteen, jotta sallittu kuormitus ei ylittyisi.

Anturapalkeissa olevat paalut saadaan laskettua, kun tiedetään anturapalkeille tulevat kuormat (kN/m). Tästä saadaan laskettua paalujen maksimijänneväli palkissa, kun paalun sallittu paalukuorma jaetaan palkissa kuormittavalla metrikuormalla. Esimerkiksi palkissa P02 metrikuorma on 25 kN/m, jolloin paalujen maksimijänneväli olisi

$$\frac{192 \text{ kN}}{25 \text{ kN/m}} = 7,68 \text{ m.}$$

Tällainen jänneväli palkissa ei olisi momenttien kannalta edullinen, jolloin jännevälejä pienennetään alle 5,0 metriin.

Suurimmat paalukuormat ja käyttöasteet:

Paalu numero 43 (RR90), 175 kN ka. $\frac{175 \text{ kN}}{192 \text{ kN}} = 0,91$

Paalu numero 56 (RR115/8), 320 kN ka. $\frac{320 \text{ kN}}{342 \text{ kN}} = 0,92$

Kuormitetuimmat paalut näin ollen sijaitsevat kantavassa laatussa, kuten esimerkiksi paalu numero 43, jonka käyttöasteeksi muodostui 91 %. Suurimpien paalujen RR115/8 käyttöasteeksi muodostui noin 92 %.

ANTURAPALKIT

Tässä liitteessä kerrotaan anturapalkkien mitoituksen periaate käymällä läpi yhden betonipalkin mitoitus. Palkit yleisesti mitoitetaan kuormalle, joka on muotoa kN/m. Kuorma muodostuu rakenteiden omasta painosta sekä hyötykuormista, jotka laskettiin Eurokoodi 1:n mukaisesti.

Palkkien mitoituksessa apuna käytettiin puurakenteiden mitoitusohjelmaa Finnwoodia, jonka avulla palkin momentit ja leikkausvoimat laskettiin. Ohjelman antamien arvojen mukaisesti mitoitettiin betonipalkkiin veto- ja leikkausraudoitukset käsin laskennalla.

Vetoraudoitukset mitoitetaan seuraavin yhtälöin:

Suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} b d^2}$$

Puristuspinnan tehollinen korkeus

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

Suhteellinen momenttivarsi

$$z = d - \left(1 - \frac{\beta}{2}\right)$$

Vetoraudoituksen vaadittava pinta-ala

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}}$$

sekä leikkaushaarat seuraavalla yhtälöllä

$$A_{sw,Rd} = A_{sw} f_{swd} \frac{z}{s} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha.$$

Mitoitus aloitetaan valitsemalla betonipalkille poikkileikkaus, jonka jälkeen arvioidaan tehollinen korkeus d , joka riippuu palkin korkeudesta, suojabetonin etäisyydestä ja käytettävistä raudoituksista. Anturapalkkien kooksi valittiin $600 * 300$ mm, suojabetonin etäisyys on 30 mm, hakaraudoituksessa käytettiin 8 mm:n harjaterästä ja palkin pääterästen kooksi arvioitiin 12 mm:n harjateräs, jolloin teholliseksi korkeudeksi d muodostui

$$d = 600 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - \frac{12 \text{ mm}}{2} = 556 \text{ mm}.$$

Seuraavaksi lasketaan suunnitteluarvot betonin ja teräksen lujuuksille, jotka riippuvat rakenneluokasta, joka tässä tapauksessa on 2. Betonin laaduksi valittiin C30/37, jonka lujuus $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ja harjateräksen vetolujuus $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ (A500HW). Suunnitteluarvot lasketaan seuraavasti

Betonille:
$$f_{cd} = 0,85 \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 17 \text{ N/mm}^2$$

Teräkselle:
$$f_{sd} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 434,8 \text{ N/mm}^2.$$

Seuraavaksi tulee selvittää palkin momentit ja leikkausvoimat. Niiden selvittämiseksi tulee tietää palkkia kuormittava voima p_d (kN/m). Esimerkiksi PO2-palkkia kuormittaa palkin omapaino, alapohja, ulkoseinä ja yläpohja. Suurin kuormitus syntyy, kun lasketaan alapohjan hyötykuorma ja lumikuorma täysillä arvoillaan. Kuorman p_d arvo lasketaan tällöin seuraavasti:

Alapohja: $g_k = 5,0 \frac{kN}{m^2} * 1,2 m = 6,0 kN/m$

$$q_k = 2,5 \frac{kN}{m^2} * 1,2 m = 3,0 kN/m$$

Ulkoseinä: $g_k = 0,6 \frac{kN}{m^2} * 3,7 m = 2,0 kN/m$

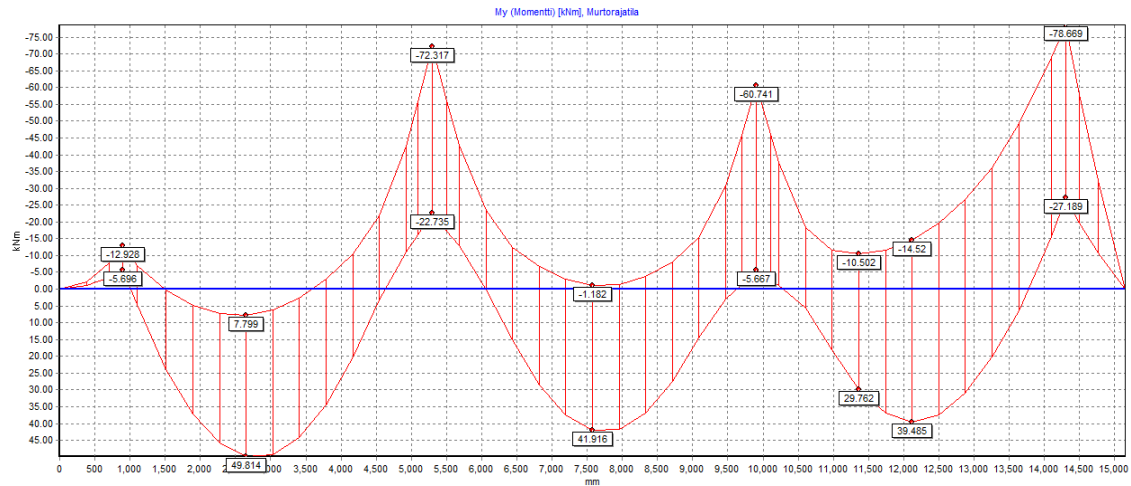
Yläpohja: $g_k = 0,5 \frac{kN}{m^2} * 3,5 m = 1,8 kN/m$

$$q_k = 2,0 \frac{kN}{m^2} * 3,5 m = 7,0 kN/m$$

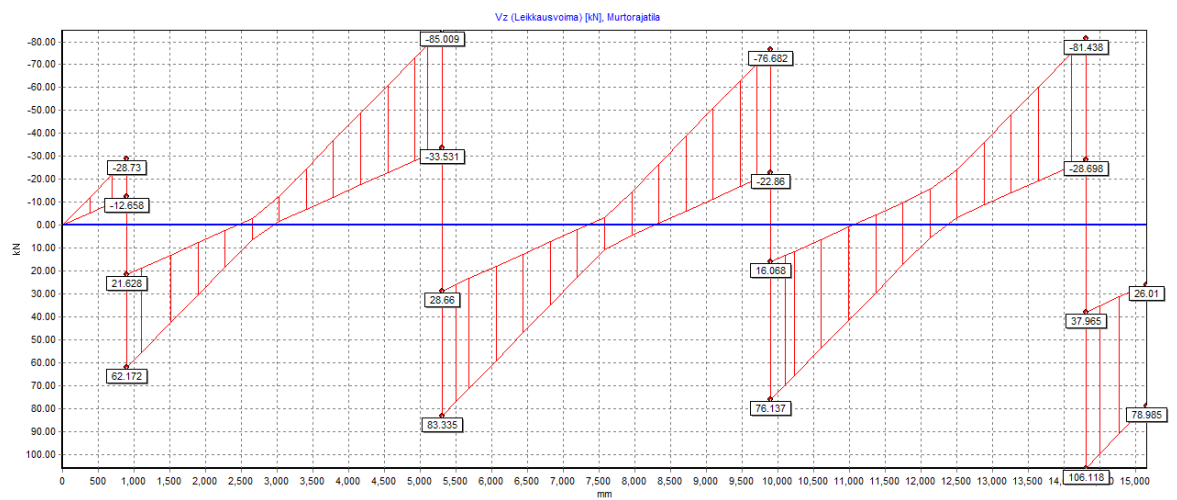
Anturapalkki: $g_k = 25 \frac{kN}{m^3} * 0,6 m * 0,3 m = 4,5 kN/m$

$$p_d = 1,15 \left(6,0 \frac{kN}{m} + 2,0 \frac{kN}{m} + 1,8 \frac{kN}{m} + 4,5 \frac{kN}{m} \right) + 1,5 \left(3,0 \frac{kN}{m} + 7,0 \frac{kN}{m} \right) = 31,5 kN/m.$$

Seuraavaksi lasketaan palkin momentit ja leikkausvoimat Finnwood mitoitusohjelmalla. Ohjelmaan kirjataan palkin jännevälit ja kuormat, minkä jälkeen ohjelma laskee momentit, leikkausvoimat ja tukireaktiot. Momentit ja leikkausvoimat näkyvät kuvissa 8 ja 9.



Kuva 8. Anturapalkin momenttikuvaaja.



Kuva 9. Anturapalkin leikkausvoimakuvaaja.

Kuvaajista näkee, että suurin momentti palkin yläpinnassa on noin 79 kNm ja alapinnassa 50 kNm, ja suurin leikkausvoima on 106 kN. Näille voimille palkkiin lasketaan teräkset edellä mainituilla kaavoilla.

Palkin yläpinnan teräkset

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd}bd^2} = \frac{79 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (556 \text{ mm})^2} = 0,05$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,05} = 0,05$$

$$z = d - \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 556 \text{ mm} - \left(1 - \frac{0,05}{2}\right) = 555$$

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} = \frac{79 * 10^6 \text{ Nmm}}{555 \text{ mm} * 434,8 \text{ N/mm}^2} = 328 \text{ mm}^2 .$$

Pääteräksinä käytettiin 12 mm:n harjaterästä, joka poikkipinta-ala on 113 mm².
Terästä asennetaan niin paljon, että vaadittu 328 mm² täyttyy:

$$\frac{328 \text{ mm}^2}{113 \text{ mm}^2} = 2,9 \text{ (kpl)}.$$

Tällöin teräksiä asennetaan 3 kappaletta 12 mm:n harjateräksiä palkin yläpintaan. Palkin alapinnan teräkset lasketaan samalla tavalla, paitsi momentin arvo vaihtuu 50 kNm:n. Alapintaan vaadittava teräsmäärä $A_s = 207 \text{ mm}^2$, jolloin 2 kappaletta 12 mm:n harjateräksiä riittäisi, mutta tällöin betoni on alttiimpi halkeilulle, joten alapintaan asennetaan myös 3 kappaletta 12 mm:n harjateräksiä.

Palkin leikkausvoimat otetaan vastaan 8 mm:n pystyhaoilla k300-jaolla. Palkkiin asennettiin lisähakoja, jos päähakojen kapasiteetti ei riittänyt. Pystyhakojen tilanteessa $\alpha = 0$, jolloin $\cot \alpha = 0$ ja $\sin \alpha = 1$ sekä $\cot \theta = 2,5$.

$$\begin{aligned} A_{sw,Rd} &= A_{sw} f_{swd} \frac{z}{s} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = 2 * 50 \text{ mm}^2 * 434,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * \frac{500 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} * 2,5 \\ &= 181 \text{ kN} \end{aligned}$$

LAATTOJEN RAUDOITUS

Rakennuksen alapohjan kantava laatta toimii samalla tavalla kuin pilarilaatta paalutuksen takia, jolloin momentit laatussa jakautuvat paalulinjoille sekä kenttälinoille. Epäsymmetrisen paalutuksen takia momenttien jakautuminen ei ole mitenkään yksinkertainen, joten laatta mallinnettiin Autodeskin Robot Structural Analysis 2012 -ohjelmalla, joka laskee momentit. Laatan raudoitus laskettiin käsin ohjelman antamien arvojen mukaisesti.

Laatan pääteräksiä ovat 8 mm:n harjateräksiä k200 jaolla ylä- sekä alapinnassa. Niillä otetaan laatan pienimmät momentit vastaan. Lisäraudoituksia asennetaan, kun pääraudoituksen kapasiteetti ei enää riitä. Teräksen laatu on A500HW, betonin lujuusluokka on 30/37 ja rakenneluokka on 2. Pääteräksien kapasiteetti lasketaan seuraavasti:

$$M_u = b d^2 f_{cd} \omega (1 - 0,5\omega) ,$$

missä

b	leveys (laatoissa tarkastellaan 1 000 mm:n matkaa)
d	tehollinen korkeus
f_{cd}	betonin lujuus
ω	puristuspuunnan suhteellinen korkeus $\left(\frac{A_s f_{yd}}{b d f_{cd}}\right)$

$$d = 160 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 122 \text{ mm}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d f_{cd}} = \frac{252 \text{ mm}^2 * 434,8 \text{ N/mm}^2}{1000 \text{ mm} * 122 \text{ mm} * 17 \text{ N/mm}^2} = 0,05$$

$$M_u = bd^2 f_{cd} \omega (1 - 0,5\omega) = 1000 \text{ mm} * (122 \text{ mm})^2 - 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 0,05 (1 - 0,5 * 0,05) = 12,3 \text{ kNm}.$$

Lisärautoja laattaan asennettiin vahvistamaan aluetta, kun pääraudoituksen kapasiteetti ei enää riittänyt. Raudoitus laskettiin samalla tavalla kuin edellä mainitun palkin teräkset.

Laatan suurimmat momentit ovat paalujen kohdilla. Pääraudoitukset eivät enää riitä niissä kohdissa, vaan niitä on vahvistettava lisäraudoituksin. Esimerkiksi yhden paalun kohdilla momentti on 110 kNm, jolle lasketaan lisäteräkset

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} b d^2} = \frac{110 * 10^6 \text{ Nmm}}{17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 1000 \text{ mm} * (222 \text{ mm})^2} = 0,13$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,13} = 0,14$$

$$z = d - \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 222 \text{ mm} - \left(1 - \frac{0,14}{2}\right) = 221$$

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} = \frac{110 * 10^6 \text{ Nmm}}{221 \text{ mm} * 434,8 \text{ N/mm}^2} = 1145 \text{ mm}^2.$$

Vaadittava teräsmäärä pääterästen lisäksi on

$$1145 \text{ mm}^2 - 252 \text{ mm}^2 = 893 \text{ mm}^2.$$

Tämä teräsmäärä jaetaan kahteen eri teräkseen, 10 mm:n ja 12 mm:n harjateräksiin. Sopiva teräsmäärä saadaan, kun asennetaan molempia 5 kappaletta,

$$5 * 79 \text{ mm}^2 + 5 * 113 \text{ mm}^2 = 960 \text{ mm}^2.$$

Paalutetussa laatussa on tärkeää tarkastaa laatan leikkauskestävyys, ettei paalu leikkautuisi laatasta läpi. Laatan leikkauskapasiteetti lasketaan kaavalla

$$V_{c,Rd} = k_{BN} \beta_{BN} (1 + 50\rho) u_{BN} d f_{ctd} ,$$

missä

$$k_{BN} \quad 1,6 - \left(\frac{d}{1000}\right), \text{ kun } \rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\beta_{BN} \quad \text{epäkeskisyysskerroin (1,0, kun voimanepäkeskisyyys on 0mm)}$$

$$\rho \quad \text{raudoituksiensuhde}$$

$$u_{BN} \quad \text{kriittinenpiiri}$$

$$d \quad \text{tehollinen korkeus}$$

$$f_{ctd} \quad \text{betoninleikkauslujuus.}$$

Kun on kahteen suuntaan raudoitettu laatta, tehollinen korkeus d on näiden keskiarvo:

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{226 \text{ mm} + 218 \text{ mm}}{2} = 222 \text{ mm}.$$

Kriittinen alue u_{BN} lasketaan seuraavasti:

$$u_{BN} = 2\pi r = 2 * \pi * \left(\frac{115 \text{ mm} + 222 \text{ mm}}{2} \right) = 1059 \text{ mm}$$

ja raudoituksien suhde lasketaan seuraavasti:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \sqrt{\frac{A_{s,x}}{db} \frac{A_{s,y}}{db}} = \sqrt{\frac{251 \text{ mm}^2}{226 \text{ mm} * 1000 \text{ mmm}} * \frac{251 \text{ mm}^2}{218 \text{ mm} * 1000 \text{ mmm}}} \\ = 0,0011$$

ja betonin leikkauslujuus seuraavasti:

$$f_{ctd} = 0,85 * \frac{2,0 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 1,13 \text{ N/mm}^2$$

ja laatan leikkauskapasiteetti seuraavasti

$$V_{c,Rd} = \left(1,6 - \left(\frac{222 \text{ mm}}{1000} \right) \right) * 1,0(1 + 50 * 0,0011) * 1059 \text{ mm} * 222 \text{ mm} * \\ 1,13 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 386 \text{ kN.} \quad \text{OK!}$$

Laatan suurin tukireaktio on 320 kN, joka on laatan kapasiteettia pienempi, jolloin laatta kestää leikkausvoimat.

ROUTAERISTEEN MITOITUS

Alapohjan lämmönvastus on alle $10 \text{ m}^2\text{K}/\text{W}$, perustamissyvyys on noin 0,5 m ja pakkasmäärä on 35 000 Kh. Silloin kirjasta RIL 261–2013 Routaeristys kuvan 6.11 taulukosta saadaan routaeristeen lämmönvastukseksi $R = 1,2$.

$$R = \frac{d}{\lambda} \rightarrow d = R\lambda ,$$

missä

d eristeen paksuus (m)

λ eristeen lämmönjohtavuus.

Valitaan routaeristeeksi EPS 120 routa, jonka lämmönjohtavuus $\lambda = 0,036 \text{ W}/\text{mK}$. Tällöin routaeristeen vaadittu paksuus on

$$d = R\lambda = 1,2 * 0,036 \frac{\text{W}}{\text{mk}} = 0,043 \text{ m} \quad (43 \text{ mm}).$$

Rakennuksen nurkissa routaeristeen paksuus tulisi olla noin 1,5-kertainen, jolloin eristeen paksuudeksi tulisi 65 mm. EPS 120 routa 100 mm:n riittää hyvin routaeristeeksi koko rakennuksen ympärille.

RUNGON YLÄSIDEPALKKI JA AUKKOJEN YLITYKSET

Rungon yläpään yläjuoksun alapuolelle tarvitaan palkki, joka ottaa vastaan yläpohjasta kulkeutuvia kuormia esimerkiksi yläpohjan omapaino ja lumikuorma. Mitoitus tehtiin Finnwoodin mitoitusohjelmalla.

Palkkiin kohdistuvia kuormia ovat yläpohjan omapaino $g_k = 0,6 \text{ kN/m}^2$ ja lumikuorma $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$. Palkin kuormitus P_d lasketaan seuraavasti:

$$P_d = 1,15 \left(0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 3,5 \text{ m} \right) + 1,5 \left(2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 3,5 \text{ m} \right) = 13 \text{ kN/m}.$$

Yläsidepalkissa mitoittavin tekijä on tukipaine, joka kohdistuu palkkiin runkotolpista. Tällöin tilanteen tulee täyttää ehto

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,\perp} f_{c,90,d} ,$$

missä

$\sigma_{c,90,d}$ puristusjännityksen mitoitusarvo syysuuntaa kohtisuorasti

$k_{c,\perp}$ tukipaine kerroin

$f_{c,90,d}$ puristuslujuuden mitoitusarvo syysuuntaa vastaan kohtisuorasti.

Tukipaine kerroin lasketaan seuraavanlaisesti:

$$k_{c,\perp} = \frac{l_{c,90,ef}}{l} k_{c,90} ,$$

missä

$l_{c,90,ef}$	tehollinen kosketuspinnan pituus
l	kosketuspinnan pituus puun syiden suunnassa, 48 mm
$k_{c,90}$	kerroin, jossa huomioidaan kuorman sijainti, halkeilu ja puristuma, 1,25.

Tehollinen kosketuspinnan pituus saadaan kun kosketuspintaan lisätään molemmille puolille 30 mm.

$$l_{c,90,ef} = 48 \text{ mm} + 30 \text{ mm} + 30 \text{ mm} = 108 \text{ mm}.$$

Tukipainekerroin tällöin on:

$$k_{c,\perp} = \frac{l_{c,90,ef}}{l} k_{c,90} = \frac{108 \text{ mm}}{48 \text{ mm}} * 1,25 = 2,81$$

Valitaan palkiksi sama puutavara, kuin runkokin on, eli C24 48 * 198. Rakenne mitoitetaan rakenneluokassa 1 ja aikaluokassa keskipitkä, jolloin puristuslujuuden mitoitusarvo lasketaan seuraavasti:

$$f_{c,90,d} = 0,6 * \frac{2,5 \text{ N/mm}^2}{1,4} = 1,0 \text{ N/mm}^2.$$

Ehto $\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,\perp} f_{c,90,d}$ tarkoittaa, että puristusjännitys pitää olla pienempi kuin palkin puristuslujuus $f_{c,90,d}$. Palkissa suurin tukireaktio on 9,4 kN. Puristusjännitys lasketaan seuraavanlaisesti:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{9400 \text{ N}}{48 \text{ mm} * 48 \text{ mm}} = 4,1 \text{ N/mm}^2,$$

ja puutavaran puristuslujuus on

$$1,0 \frac{N}{mm^2} * 2,81 = 2,81 N/mm^2. \quad \text{EI!}$$

Vaadittu ehto ei toteutunut, jolloin on valittava erilainen palkki. Valitaan Kerto-S 51 * 200 mm, jonka puristuslujuus syysuuntaa kohtisuorasti on $6,0 N/mm^2$. Tällöin tukipainekerroin muuttuu arvoon 2,25 ja puristusjännitys pienenee, koska kuormittuva pinta-ala on suurempi. Kertopuun puristuslujuus on

$$\left(0,6 \frac{6,0 \frac{N}{mm^2}}{1,2}\right) * 2,25 = 6,75 N/mm^2. \quad \text{OK!}$$

Kyseisellä palkilla ylitettiin myös rungossa olevat aukot.

PÄÄSISÄÄNKÄYNNIN KATOKSEN PALKIT JA PILARIT

Palkit

Katon pääkannattajat tukeutuvat neljään pilariin, joiden välimatka on yli kolmesta metristä neljään metriin. Tällaiselta palkilta vaaditaan hyvää taivutuslujuutta, kuten esimerkiksi liimapuu. Palkkia kuormittavat katon omapaino ja lumikuorma, jolloin kuormitus p_d lasketaan seuraavasti:

$$p_d = 1,15(0,4 \text{ kN/m}^2 * 1,4 \text{ m}) + 1,5 \left(2,0 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} * 1,4 \text{ m} \right) = 4,9 \text{ kN/m} .$$

Palkki mitoitettiin käyttöluokassa 3 ja aikaluokassa keskipitkä, jolloin taivutuskestävyys lasketaan seuraavasti:

$$f_{m,k} = 0,65 * \frac{32,0 \text{ N/mm}^2}{1,2} = 17,3 \text{ N/mm}^2 .$$

Mitoittavin tekijä palkissa on taipumavaatimukset, jotka pääkannattimilla on $\frac{4000 \text{ mm}}{300} = 13,3 \text{ mm}$. Kokonaistaipuma koostuu hetkellisistä taipumista sekä vaurion aiheuttamasta lisätaipumasta. Kokonaistaipuma w_{fin} näin ollen lasketaan

$$w_{fin} = (1 + k_{def})w_{inst,g} + (1 + 0,2k_{def})w_{inst,q} ,$$

missä

k_{def} virumaluku (2,0)

$w_{inst,g}$ pysyvänkuorman aiheuttama taipuma

$w_{inst,q}$ hyötykuorman aiheuttama taipuma (lumi).

Yksiaukkoisen palkin taipuma lasketaan seuraavasti:

$$w_{inst} = \frac{5}{384} * \frac{p_k l^4}{EI},$$

missä

p_k palkkia kuormittava voima ilman varmuuskertoimia (kN/m)

E kimmomoduuli (liimapuulle 13700 N/mm²)

I jäyhyysmomentti (mm⁴).

Palkin kooksi valitaan 115 * 315, jolloin jäyhyysmomentti on

$$I = \frac{bh^2}{12} = \frac{115 \text{ mm} * (315 \text{ mm})^3}{12} = 299,5 * 10^6 \text{ mm}^4.$$

Liimapuupalkin hetkelliset taipumat ovat

$$w_{inst,g} = \frac{5}{384} * \frac{0,9 \frac{N}{mm} * (4000 \text{ mm})^4}{13700 \frac{N}{mm^2} * 299,5 * 10^6 \text{ mm}^4} = 0,73 \text{ mm}$$

$$w_{inst,q} = \frac{5}{384} * \frac{2,8 \frac{N}{mm} * (4000 \text{ mm})^4}{13700 \frac{N}{mm^2} * 299,5 * 10^6 \text{ mm}^4} = 2,27 \text{ mm}.$$

Kokonaistaipuma on

$$w_{fin} = (1 + 2,0)0,73 \text{ mm} + (1 + 0,2 * 2,0)2,27 \text{ mm} = 5,4 \text{ mm}.$$

OK!

Taivutetun palkin on myös täytettävä seuraavat ehdot:

$$\sigma_{m,y,d} \leq k_{crit} f_{m,y,d}$$

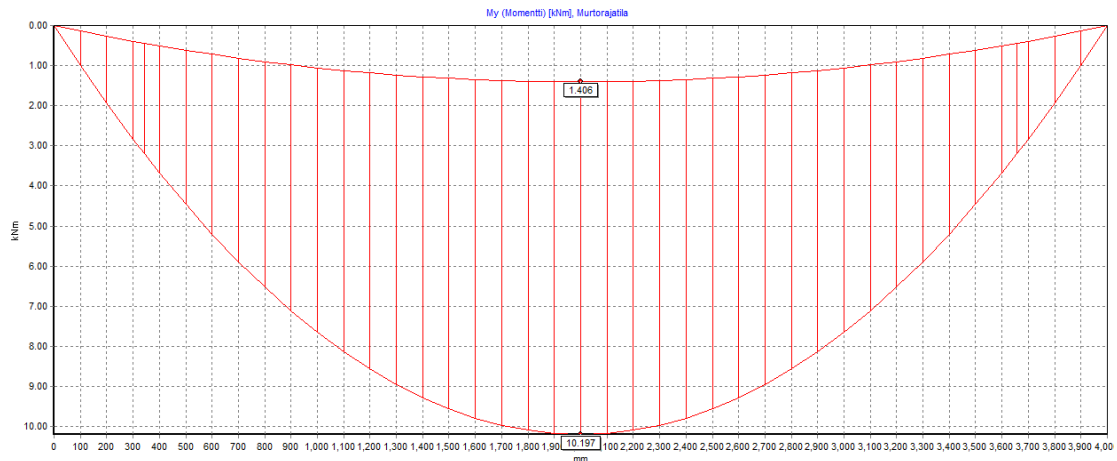
$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1,$$

missä

$\sigma_{m,y,d}$ ja $\sigma_{m,z,d}$	taivutusjännitysten mitoitusarvot
$f_{m,y,d}$ ja $f_{m,z,d}$	taivutuslujuuksien mitoitusarvo
k_{crit}	kiepahduskerroin
k_m	0,7 (liimapuulle)
$\sigma_{t,0,d}$	vetojännityksen mitoitusarvo
$f_{t,0,d}$	vetolujuuden mitoitusarvo.

Palkki ei ole vedetty eikä taivu heikompaan suuntaansa, jolloin termit $f_{t,0,d}$, $\sigma_{t,0,d}$, $f_{m,z,d}$ ja $\sigma_{m,z,d}$ voidaan olla huomioimatta. Kuvan 10 kuvaajan mukaan suurin momentti $Md = 10,2 \text{ kNm}$.



Kuva 10. Liimapuun momenttikuvaaja.

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{10,2 * 10^6 Nmm}{\frac{115 mm * (315 mm)^2}{12}} = 10,7 \frac{N}{mm^2}.$$

Nurjahduskerroin k_{crit} riippuu tehollisen kiepahduspituuden l_{ef} suhteesta palkin leveyteen b :

$$\frac{l_{ef}}{b} = \frac{120 mm + 2 * 315 mm}{115 mm} = 6,5.$$

Puurakenteiden lyhennetyin suunnitteluohjeen kuvan 5,4 mukaan $k_{crit} = 1$.

$$10,7 \frac{N}{mm^2} \leq 1,0 * 17,3 N/mm^2 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{10,7 N/mm^2}{17,3 N/mm^2} = 0,6 \quad \text{OK!}$$

$$0,7 \frac{10,7 \text{ N/mm}^2}{17,3 \text{ N/mm}^2} = 0,4.$$

OK!

Ehdot täyttyivät, joten palkki kestää.

Pääsisäänkäynnin pilarit

Pääpiirustuksissa kyseiset pilarit ovat teräspilareja, 120 * 120 * 4 mm:n RHS-teräsputki. Mitoittavin tekijä teräspilareissa on nurjahduskestävyys. Pilari on alapäästään jäykästi kiinni ja tuettu nivelellisesti yläpäästään, jolloin nurjahduspituus L_n lasketaan seuraavasti:

$$L_n = 0,7 * 2,8 \text{ m} = 1,96 \text{ m}.$$

Rautaruukin Rakenneputket käsikirjasta taulukon 11.2.5 mukaan 120 * 120 * 4 mm:n teräsputken nurjahduskestävyys $N_{b,Rd} = 596,5 \text{ kN}$, kun nurjahduspituus on 2,0 m. Liimapuupalkeista aiheutuvat tukireaktiot ovat 10,2 kN, jolloin kuormitus ei ylitä nurjahduskestävyyttä ja teräspilari kestää.

TERÄSKEHÄT

Välipohjaa ja osaa yläpohjasta kannattelevat teräskehät, jotka koostuvat kahdesta erilaisesti ja erisuuntiin kantavista HEA-palkeista ja RHS-pilareista. Tässä laskelmassa käsitellään vain teräspalkit, ja RHS-pilarit mitoitetaan luvussa Rakennuksen jäykistys, sillä ne jäykistävät lähes koko rakennuksen.

Teräspalkit mitoitetaan kuormalle, joka on muotoa kN/m. Mitoittavin tekijä on palkin taipuma, jota se ei saa ylittää. Palkki, joka kannattelee vain välipohjaa, on sekundääripalkki, jolloin sallittu taipuma on $\frac{7600 \text{ mm}}{200} = 38 \text{ mm}$. Palkki on yksiaukoinen, jolloin taipuma lasketaan seuraavasti:

$$f = \frac{5}{384} * \frac{P_k l^4}{EI},$$

missä

p_k	palkkia kuormittava voima (kN/m)
l	jänneväli
E	kimmomoduuli (210 000 N/mm ²)
I	jäyhyysmomentti (mm ⁴).

Tästä yhtälöstä saadaan selville vaadittava jäyhyysmomentti, jonka avulla valitaan sopiva teräsprofiili palkille:

$$I = \frac{5}{384} * \frac{p_k l^4}{Ef}.$$

Palkkia kuormittaa välipohjan omapaino sekä hyötykuorma:

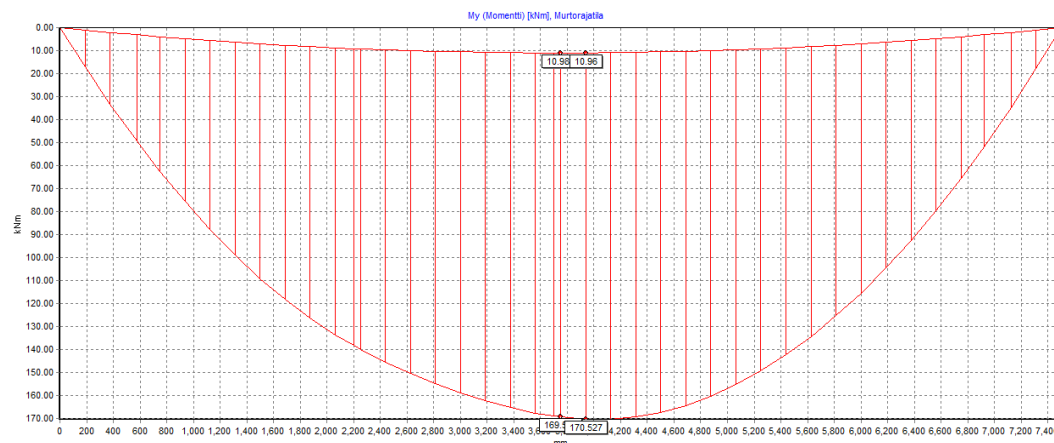
$$p_k = 3,5 \text{ m} * 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3,5 \text{ m} * 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 18,9 \text{ kN/m}$$

$$I_{vaad} = \frac{5}{384} * \frac{18,9 \text{ N/mm} * (7600 \text{ mm})^4}{210\,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 38 \text{ mm}} = 102885000 \text{ mm}^4$$

Rakentajain kalenteri 2010:n mukaan riittävä teräsprofiili olisi HEA260, jonka jäyhyysmomentti on 104 500 000 mm⁴. Lisäksi on tarkasteltava kestäkö palkki kuormituksen.

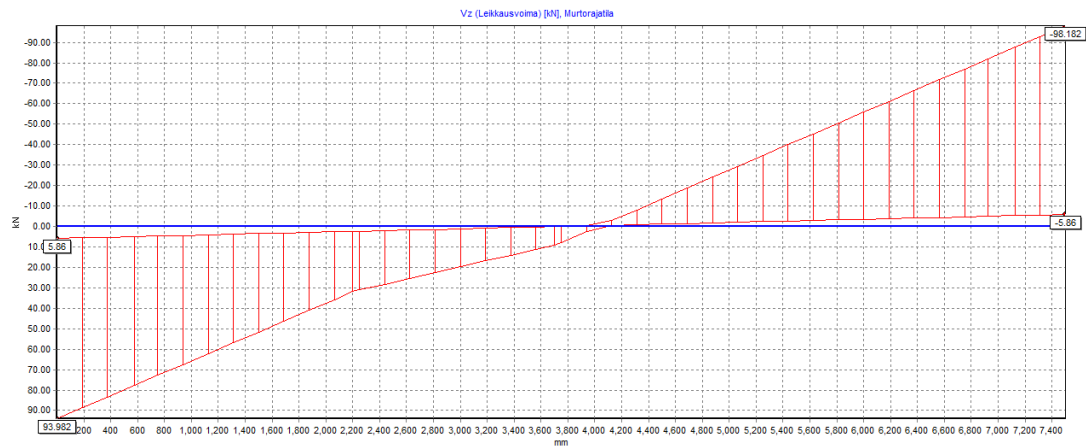
$$p_d = 1,15 \left(3,5 \text{ m} * 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,5 \left(3,5 \text{ m} * 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 27,9 \text{ kN/m}$$

Kuvan 11 kuvaajan mukaan suurin momentti $M_d = 170,6 \text{ kNm}$



Kuva 11. HEA260-momenttikuvaaja.

ja kuvan 12 kuvaajan mukaan suurin leikkausvoima $V_d = 98,2 \text{ kN}$.



Kuva 12. HEA260-leikkausvoimakuvaaja.

Palkin momenttikapasiteetti lasketaan seuraavasti:

$$M_{C,Rd} = \frac{W_y f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{836400 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,0} = 296,9 \text{ kNm}, \quad \text{OK!}$$

missä

W_y palkin taivutusvastus (mm^3)

f_y teräksen myötölujuus (S355J2, 355 N/mm^2)

γ_{M_0} osavarmuusluku (1,0)

ja palkin leikkauskestävyys

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M_0} \sqrt{3}} = \frac{2875 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 589 \text{ kN}, \quad \text{OK!}$$

missä

A_v poikkileikkauksen leikkautumispinta-ala

$$A_v = 8682 \text{ mm}^2 - 2 * 260 \text{ mm} * 12,5 \text{ mm} + (7,5 \text{ mm} + 2 * 24 \text{ mm}) * 12,5 \text{ mm} = 2875 \text{ mm}^2.$$

Palkki on tuettuna kummaltakin puolelta vaarnapalkein 300–600 mm, jolloin palkin kiepahtaminen on estetty.

Kehien toiseen suuntaan asennetaan isompi palkki, joka kannattelee välipohjan lisäksi yläpohjaa.

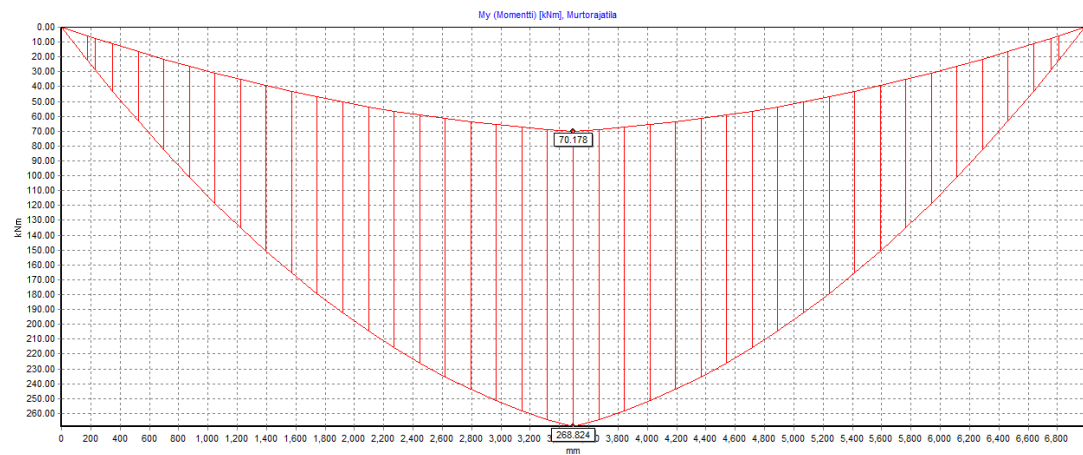
$$p_d = 1,15 \left(7,0 \text{ m} * 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3,9 \text{ m} * 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 4,5 \text{ m} * 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,5 \left(4,5 \text{ m} * 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3,9 \text{ m} * 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 50,9 \text{ kN/m}$$

Palkki on pääkannattaja, jolloin taipumaa sallitaan $\frac{7000 \text{ mm}}{300} = 23 \text{ mm}$. Tällöin vaadittava jäyhyysmomentti on

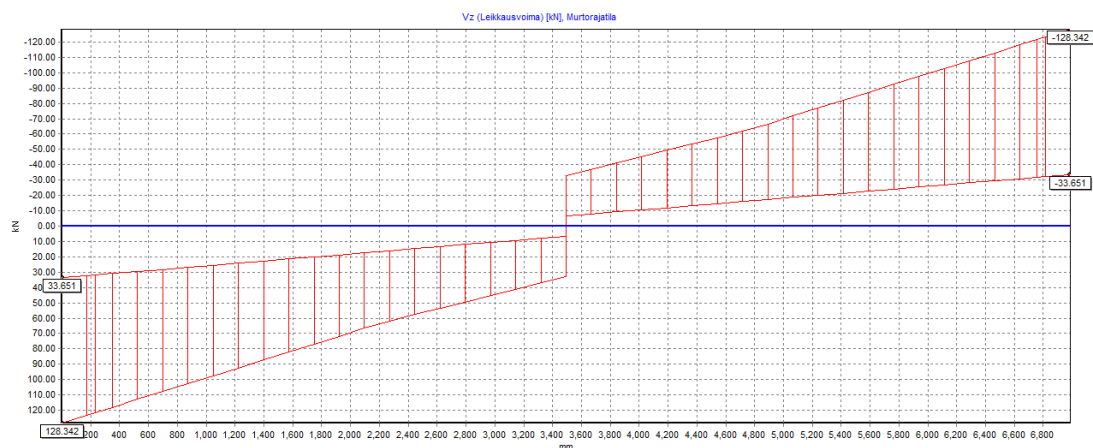
$$I_{vaad} = \frac{5}{384} * \frac{35 \text{ N/mm} * (7000 \text{ mm})^4}{210\,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 23 \text{ mm}} = 226543629 \text{ mm}^4.$$

Riittävä teräsprofiili on HEA320, jonka jäyhyysmomentti on 229300000 mm⁴.

Kuvan 13 kuvaajan mukaan suurin momentti $M_d = 268,8 \text{ kNm}$ ja kuvan 14. kuvaajan mukaan suurin leikkausvoima $V_d = 128,4 \text{ kN}$.



Kuva 13. HEA320-momenttikuvaaja.



Kuva 14. HEA320-leikkausvoimakuvaaja.

Palkin momentti- ja leikkauskestävyydet laskettiin edellä mainitun palkin mukaisesti, jolloin taivutuskestävyys $M_{C,RD} = 525,0 \text{ kNm}$ ja leikkauskestävyys $V_{C,RD} = 843,7 \text{ kN}$. Palkki tästä päätellen kestää kuormituksen, mutta kiepahdus-tarkastelu on vielä tehtävä, koska palkki on pitkä ja palkki on tuettu vain päistään ja keskeltä teräspalkilla HEA260.

Palkki ei kiepahda, kun seuraava ehto täyttyy:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,RD}}{M_{y,RD}},$$

missä

$$\lambda_1 = 93,9 \sqrt{\frac{235 \text{ N/mm}^2}{355 \text{ N/mm}^2}} = 76,4$$

$$k_c = 0,94$$

$$L_c = \text{tuentaväli, } 3500 \text{ mm}$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_f + \frac{A_{wc}}{3}}} = \sqrt{\frac{\frac{15,5 \text{ mm} \cdot (300 \text{ mm})^3}{12}}{(15,5 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}) + \frac{225 \text{ mm} \cdot 9 \text{ mm}}{3}}} = 80,92$$

$$\bar{\lambda}_{c0} = 0,4 + 0,1 = 0,5$$

$$\frac{0,94 \cdot 3500}{80,92 \cdot 76,4} \leq 0,5 \frac{525 \text{ kNm}}{269 \text{ kNm}}$$

$$\rightarrow 0,53 < 0,97$$

OK!

Teräspalkkien liitos:

Teräspalkki HEA260 liitetään suurempaan HEA320:n kylkeen pulttiliitoksella. HEA260:ssä leikataan laipat pois päistään ja kiinnitetään uumastaan HEA320:n uumalevyyn. Liitoksessa on mitoitettava pulttien kestävyys leikkausvoimalle sekä uumalevyn paksuus, jotta se kestäisi pulttien tuoman puristuksen.

Pultit mitoitetaan leikkausvoimalle, joka syntyy kun tukireaktion aiheuttama momentti jaetaan komponentteihin ja siitä resultanttivoimaksi. Pulttien lukumäärää rajoittaa myös tila, koska pulteilla on minimietäisyydet reunoista sekä toisista pulteista. Etäisyydet löytyvät Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus -oppikirjasta taulukosta 4.4. Sen mukaan liitokseen mahtuisi neljä 16 mm:n pulttia.

Lasketaan yhdelle pultille tuleva kuorma

$$M_d = 98,2 \text{ kN} * 0,08 \text{ m} = 7,9 \text{ kNm}$$

$$F_y = \frac{98,2 \text{ kN}}{4} = 24,6 \text{ kN}$$

$$F_x = \frac{7,9 \text{ kNm}}{0,117 \text{ m}} = 67,6 \text{ kN}.$$

Yhdelle pultille tuleva kuorma on

$$F = \sqrt{(24,6 \text{ kN})^2 + (67,6 \text{ kN})^2} = 71,94 \text{ kN}.$$

Kirjasta Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus – oppikirjasta taulukon 4.6 mukaan M16-pultti kestää kuormituksen, kun kierteet eivät ole leikekohdassa.

Seuraavaksi tarkastellaan reunapuristuskestävyys, kun uumalevyn paksuus $t = 8 \text{ mm}$:

$$F_{b,Rd} \leq \frac{1,5f_u d t}{\gamma_{M2}},$$

missä

f_u teräksen murtolujuus, 510 N/mm^2

d ruuvien halkaisija, 16 mm

t teräksen paksuus, 8 mm
 γ_{M2} osavarmuusluku, 1,25

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot 510 \frac{N}{mm^2} \cdot 16 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm}}{1,25} = 78,3 \text{ kN.} \quad \text{OK!}$$

RAKENNUKSEN JÄYKISTYS

Rakennus jäykistetään teräskehikolla, jolloin on huolehdittava, että rakennelma kestää sen. Mitoittavin tekijä on kehien siirtymä, joka ei saa ylittää arvoa

$$\frac{3100}{150} = 20,67 \text{ mm.}$$

Kehät on mitoitettu mastorakenteena, jolloin ei ulkoisia jäykisteitä tarvita, vaan pilarit pystyvät ottamaan kuorman vastaan. Taipuma lasketaan seuraavasti:

$$f = \frac{F_w h^3}{3EI},$$

missä

F_w	tuulikuorma (kN)
h	pilarin korkeus
E	kimmokerroin (210000 N/mm ²)
I	jäyhyysmomentti.

Tuulikuorma idästä tai lännestä

$$F_w = 0,6 \frac{kN}{m^2} * 28,6 \text{ m} * 6,4 \text{ m} = 109,9 \text{ kN}$$

tuulikuorma pohjoisesta tai etelästä

$$F_w = 0,6 \frac{kN}{m^2} * 18,6 \text{ m} * 6,4 \text{ m} = 71,5 \text{ kN}$$

vaadittava jäyhyysmomentti I saadaan yhtälöstä

$$I = \frac{F_w h^3}{3Ef} = \frac{11\,000\,N \cdot (3100\,mm)^3}{3 \cdot 210\,000 \frac{N}{mm^2} \cdot 20,67\,mm} = 25164989\,mm^4.$$

Riittävä teräsputkiprofiili on RHS 200 * 200 * 6, jonka taipuma on

$$f = \frac{F_w h^3}{3EI} = \frac{11\,000\,N \cdot (3100\,mm)^3}{3 \cdot 210\,000 \frac{N}{mm^2} \cdot 28330000\,mm^4} = 18,4\,mm.$$

Taipuma on vielä aika suuri, mutta sitä voi pienentää betonoimalla RHS-putki sisältä. Taipuma on tällöin

$$f = \frac{F_w h^3}{3EI} = \frac{11\,000\,N \cdot (3100\,mm)^3}{3 \cdot \left\{ \left(210\,000 \frac{N}{mm^2} \cdot 28330000\,mm^4 \right) + \left(33000 \frac{N}{mm^2} \cdot \frac{194\,mm \cdot (194\,mm)^3}{12} \right) \right\}} = 11,1\,mm.$$

Vielä on tarkasteltava, että pilari kestää kuormituksen. Pilareita kuormittaa tuulen lisäksi väli- ja yläpohjan kuormat. Muuttuvia kuormia ei samanaikaisesti voi esiintyä täydellä kuormituksella. Tällöin suurimman taipuman aiheuttaa kuormitus, kun lasketaan täydellä tuulikuomalla ja lumikuormasta otetaan 70 %.

$$N_d = 1,15 \cdot 86\,kN + 1,5(0,7 \cdot 92\,kN + 27,3\,kN) = 236,5\,kN$$

$$M_d = 11,0\,kN \cdot 3,1\,m + \frac{236,5\,kN}{150} = 36,7\,kNm$$

Väli- ja yläpohjan kuormat on muutettu suoraan muotoon kN, jotka on otettu tukireaktioista, jotka kehän palkit välittävät. Pilarin vääntökestävyys on

$$M_{c,Rd} = 329700 \text{ mm}^3 * 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 117 \text{ kNm}.$$

OK!

Yläpohjan jäykistys:

Yläpohja rakennettiin NR-kattoristikoin, jolloin jäykistykseen suunnittelu tehtiin RIL 248–2008 NR-kattorakenteen jäykistykseen suunnittelu -kirjan mukaisesti ja naulaliitoksien laskemisessa käytettiin RIL 205-1-2007 Puurakenteiden suunnitteluohje -kirjaa. Julkaisun mukaan NR-ristikot tulee jäykistää tuulikuormalle sekä vesikaton kuormista aiheutuville vaakakuormille. Tuulikuorma lasketaan seuraavanlaisesti:

$$q_{t,k} = \frac{q_k(h)}{B} \left(c_f A_{yp} + c_{fr} A_{fr} \left(1 - \frac{A_{yp}}{A_{ref}} \right) \right),$$

missä

$q_k(h)$	tuulen nopeuspaine harjan korkeudella (0,43 kN/m ²)
B	ristikon leveys (8,0 m)
c_f	tuulen voimakerroin (1,3)
c_{fr}	tuulen kitkakerroin (peltikate 0,04)
A_{yp}	puolet ristikon projektiopinta-alasta
A_{fr}	katon pinta-ala
A_{ref}	rakennuksen projektiopinta-ala.

$$A_{yp} = 0,5B \left(tk + \frac{h_2}{2} \right) = 0,5 * 8,0 \text{ m} \left(0,477 \text{ m} + \frac{1,8 \text{ m}}{2} \right) = 5,5 \text{ m}^2$$

$$A_{fr} = L * \frac{B}{\cos \alpha} = 28,6 \text{ m} * \frac{8,0 \text{ m}}{\cos 18^\circ} = 240,5 \text{ m}^2$$

$$A_{ref} = B \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) = 8,0 \text{ m} \left(6,1 \text{ m} + \frac{1,8 \text{ m}}{2} \right) = 56 \text{ m}^2 ,$$

missä

tk	ristikon tukikorkeus (0,477 m)
L	rakennuksen pituus (28.6 m)
h_1	rakennuksen korkeus ilman ristikkorakennetta (6,1 m)
h_2	ristikon korkeus (1,8 m)
α	katon kaltevuus (18°).

Tuulikuorma ristikoille lasketaan seuraavasti:

$$q_{t,k} = \frac{0,43 \text{ kN/m}^2}{8,0 \text{ m}} \left(1,3 * 5,5 \text{ m}^2 + 0,04 * 240,5 \text{ m}^2 \left(1 - \frac{5,5 \text{ m}^2}{56 \text{ m}^2} \right) \right) = 0,85 \text{ kN/m}.$$

Poikittaistuennan aiheuttama kuormitus jäykistysjärjestelmälle:

$$q_d = k_l \frac{nN_d}{50l},$$

missä

k_l	pienennyskerroin, kun $l \leq 15 \text{ m}$ niin (1,0)
l	jäykistysristikon jänneväli
n	ristikoiden lukumäärä (24 kpl)
N_d	puristusvoima yläpaarteessa

$$p_d = 1,2 \text{ m} \left(1,15 * 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 * 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 4,5 \text{ kN/m}$$

$$M_d = \frac{4,5 \frac{kN}{m} * (8,0 m)^2}{8} = 36 kNm$$

$$N_d = \frac{36 kNm}{1,8 m} = 20 kN$$

$$l = 0,5 * \frac{8,0 m}{\cos 18^\circ} = 4,2 m \quad (< 15,0 m)$$

$$k_l = 1,0.$$

$$q_d = 1,0 \frac{24 * 20 kN}{50 * 4,2 m} = 2,29 kN/m.$$

Lisävaakavoimia kattorakenteen painosta ja lumikuormasta

$$g_{H,k} = \frac{0,6 kN/m^2 * 28,6 m}{250} = 0,07 kN/m$$

$$g_{IH,k} = \frac{2,0 kN/m^2 * 28,6 m}{250} = 0,23 kN/m.$$

Ristikoita kuormittaa seuraavanlainen vaakakuormitus

$$q_{H,d} = 1,15 * 0,07 \frac{kN}{m} + 2,29 \frac{kN}{m} + 1,5 \left(0,85 \frac{kN}{m} + 0,23 \frac{kN}{m} \right) = 4,0 kN/m$$

Ristikot jäykistetään harjankohdalla olevilla jäykistyspukein ja yläpaarteessa olevien vinolaudoituksilla. Jäykistyspukkeja kuormittava vaakakuorma on

$$p_d = \frac{4,0 \frac{kN}{m} * 8,0 m}{2} = 16 kN.$$

Jäykistyspukkeja asennetaan yhteensä 4 kpl, jolloin yhtä pukkia kuormittaa 4 kN:n suuruinen vaakavoima. Rakenne siirtää kyseisen kuorman alapaarteelle 45°:een kulmassa, jolloin naulaliitoksen on kestettävä

$$V_d = \frac{4 kN}{\cos 45^\circ} = 5,7 kN.$$

Liitos mitoitetaan aikaluokassa hetkellinen, jolloin taulukon 8.1 (RIL 205-1-2007) mukaan konenaula 90 * 3,1 kestää 0,71 kN. Vaadittava naulamäärä on

$$n = \frac{5,7 kN}{0,71 kN} = 8,02 kpl \quad (\text{valitaan } 9 \text{ kpl}).$$

Vinolaudoituksen kuormitus on

$$p_d = \frac{4,0 \frac{kN}{m} * 8,0 m}{4} = 8 kN.$$

Laudat asennetaan 45°:een kulmaan, jolloin laudoituksen siirtämä kuorma on

$$V_d = \frac{8 kN}{\cos 45^\circ} = 11,3 kN.$$

Liitos mitoitetaan aikaluokassa hetkellinen, jolloin taulukon 8.1 (205-1-2007) mukaan konenaula 90 * 3,1 kestää 0,71 kN. Vaadittava naulamäärä on

$$n = \frac{11,3 kN}{0,71 kN} = 15,9 kpl \quad (\text{valitaan } 16 \text{ kpl}).$$

Ullakon ristikoille tehtiin samanlainen tarkastelu, jolloin naulamäärät jäykistyspukissa on 9 kpl ja vinolaudoituksissa 12 kpl.