

Antti Korhola

**KAASUKESKUKSEN KANTAVIEN TERÄSBETONISEINIEN MITOITUS
TULEVAISUUDEN SAIRAALA 2030: EEN**

**KAASUKESKUKSEN KANTAVIEN TERÄSBETONISEINIEN MITOITUS
TULEVAISUUDEN SAIRAALA 2030: EEN**

Antti Korhola
Opinnäytetyö
Syksy 2021
Rakennustekniikka
Oulun ammattikorkeakoulu

TIIVISTELMÄ

Oulun ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma, rakennesuunnittelu

Tekijä: Antti Korhola

Opinnäytetyön nimi: Kaasukeskuksen kantavien teräsbetoniseiniäen mitoitus Tulevaisuuden Sairaala 2030:een

Työn ohjaajat: lehtori Antti Ukonmaanaho, Oulun ammattikorkeakoulu, Elina Yli-Luukko, A-Insinöörit Suunnittelu Oy

Työn valmistuslukukausii ja -vuosi: Syksy 2021

Sivumäärä: 38 + 3 liitettä

Opinnäytetyössä oli tarkoitus suunnitella kaksikerroksisen hallimaisen rakennuksen kantavat teräsbetoniseiniät sekä niiden alla kulkevat nauha-anturat. Opinnäytetyön kohde on sivurakennus Tulevaisuuden Sairaala 2030 -hankkeessa. Rakennusta käytetään kaasun säilömiseen, se ja sisältää yhden maanalaisen sekä yhden maanpäällisen kerroksen. Alemman kerroksen kaikki kantavat rakenteet sekä välipohja on tehty teräsbetonista, ja ylemmän kerroksen ulkoseiniäen ja yläpohjan kantavat rakenteet ovat terästä.

Rakennesuunnittelun tarkoitus on suunnitella sellaiset rakenteet, jotka kestävät niihin muodostuvan kuormituksen. Jotta tämä onnistuisi, selvitettiin lähtötiedot: rakennuksen sijainti, ympäristö, käyttö-tarkoitus ja arvio rakennuksen suunnitelluista rakenteista. Suunnittelun pohjana käytettiin Eurokoodia sekä mallinnus- ja laskentaohjelmia, kuten Tekla Structures, AutoCAD, RFEM ja Eurocode Service. Tekla Structures -ohjelmalla mallinnettiin rakenteet kolmiulotteisessa tilassa sekä tulostettiin niistä kuvat. AutoCAD-ohjelmalla piirrettiin detaljeja täydentämään piirustuksia. RFEM-ohjelmalla laskettiin kuormitukset sekä rakennekokonaisuuksille että yksittäisille rakenteille, ja siinä olevien moduulien avulla voitiin myös mitoitaa mm. teräsbetonirakenteille vaadittavat raudoitteet. Eurocode Service -sivuston avulla mitoitettiin Eurokoodin mukaisesti tiettyjä rakenteita erilaisissa kuormitustilanteissa.

Käsinlaskennan avulla mitoitettiin teräsbetonirakenteet ja laskut tarkistettiin RFEM-ohjelmalla. Tekla Structures -ohjelman piirto-ominaisuuksia käyttäen näistä rakenteista laadittiin työpiirustukset. Näiden piirustusten avulla kaasukeskuksen kantavat rakenteet saatiin rakennettua niin, että rakennustyö eteni suunnitellusti.

Asiasanat: rakennesuunnittelu, mitoitus, teräsbetoni, RFEM, Tekla Structures, Eurocode Service

ABSTRACT

Oulu University of Applied Sciences
Civil Engineering, House Building Engineering

Author: Antti Korhola

Title of thesis: Designing of Underground Exterior Walls in Tulevaisuuden Sairaala 2030 Kaasukeskus

Supervisors: Lecturer Antti Ukonmaanaho, Oulu University of Applied Sciences, Elina Yli-Luukko, A-Insinöörit Suunnittelu Ltd.

Term and year when the thesis was submitted: Fall 2021

Number of pages: 38 + 3 appendices

This thesis is a study of the durability of an underground exterior concrete wall. The wall and its foundation need to endure the loads of the building and the soil that rests against it. They are part of the underground structures in Kaasukeskus, which is a gas storage building that is part of Tulevaisuuden Sairaala 2030 project.

Structural engineering is the process of designing structures that withstand the loads that affect them during their lifetime. Concrete structures are either cast in place structures or precast parts. This particular structure is cast in place, and thus it needs rebar reinforcement to be able to withstand. In this thesis it is determined what kind of reinforcement the underground exterior wall needs.

The reinforcement plan was conducted using RFEM and Robot Structural Analysis programs. The reinforcement and dimensions for the foundation was determined with Eurocode Services website. The structure was modeled and the drawings were made with Tekla Structures. Robot structural analysis was used to determine how much bending moment, shear force and normal force the structure is facing. RFEM was used to calculate the needed reinforcement for the wall, in addition to calculation by hand.

Keywords: Structural design, concrete, wall, RFEM

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	6
2	TULEVAISUUDEN SAIRAALA 2030	7
2.1	Päärakennukset	7
2.2	Kaasukeskus	8
3	KAASUKESKUKSEEN VAIKUTTAVAT KUORMAT	10
3.1	Pysyvät kuormat	10
3.2	Muuttuvat kuormat	12
3.3	Räjähdytkuormat	13
4	KANTAVAT RAKENTEET	14
4.1	Materiaaliominaisuudet	15
4.2	Perustukset	16
4.3	Kellarin seinät	17
4.4	Välipohja	18
4.5	Maanvarainen alapohja	18
5	KANTAVIEN RAKENTEIDEN MITOITUS	19
5.1	Perustusten mitoitus	23
5.2	Seinien mitoitus	24
6	POHDINTA	37
	LÄHTEET	38

LIITTEET

Liite 1 Kaasukeskuksen tekninen vaatimusmalli

Liite 2 Nauha-anturan mitoitus Eurocodes Service -sivustolla

Liite 3 Kellarin seinän mitoitus RFEM-ohjelmalla

1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön tavoite on laatia rakennesuunnitelmat Tulevaisuuden Sairaala 2030 -hankkeen kaasukeskukselle. Kaasukeskusta tullaan käyttämään esimerkiksi ilokaasun ja kirurgisen paineilman säilömiseen. Suunnittelutyö tehdään SFS-EN Eurokoodi -suunnitteluperusteita noudattaen. Opinnäytetyössä mitoitettavat rakenteet ovat teräsbetonia.

Rakennukselle oli jo tätä työtä aloittaessa tehty karkea mitoitus, joten rakenneosien ulkomittojen likiarvoja on valmiina. Arkkitehtikuvat ja -malli ovat perustana rakennuksen sisämitoille, ja mitoittamalla kantavat rakenteet saadaan päätettyä lopulliset mitat ja piirrettyä rakennepiirustukset sekä konepajakuvat teräsosille.

Varsinaiset työmaasuunnitelmat tehdään Tekla Structures -ohjelmalla, jolla voidaan sekä mallintaa rakenteet että luoda niistä piirustukset. Mitoituksessa käytetään apuna Robot Structural Analysis -ohjelmaa, jolla voidaan laskea rakenteen statiikkaa, sekä RFEM-ohjelmaa, johon luodaan laskentamalli kaikista teräsbetonirakenteista. Lisäksi mitoituksessa hyödynnetään Eurocode Service -palvelua, jolla voi mitoittaa yksittäisiä rakenteita tietyissä kuormitustilanteissa.

Hankkeen rakennuttaja on Pohjois-Pohjanmaan Sairaanhoidopiiri, ja opinnäytetyön toimeksiantajana A-Insinöörit Suunnittelu Oy. Kaasukeskus on osa hankkeen ensimmäistä vaihetta, ja suunnitellaan ja toteutetaan osana B-rakennusta, jonka viereen se sijoittuu.

2 TULEVAISUUDEN SAIRAALA 2030

Tulevaisuuden Sairaala 2030 -hankkeen tarkoituksena on rakentaa Ouluun uusi sairaala Oulun yliopistollisen sairaalan tilalle. Uusi sairaala tehdään yhteistyönä hoitohenkilökunnan kanssa, ja tavoitteena on rakentaa maailman älykkäin sairaala. Hanke toteutetaan allianssimallina. Allianssimallissa tilaaja, suunnittelijat ja palveluntuottajat sopivat yhdessä johtamisjärjestelmästä ja muodostavat projektiorganisaation yhdessä.

2.1 Päärakennukset

Tulevaisuuden sairaala koostuu kolmesta kymmenkerroksisesta rakennuksesta (A, B ja C), joista kaksi ensimmäistä kuuluu ensimmäiseen vaiheeseen. Sairaalan rakentaminen alkoi vuonna 2019 ja jatkuu 2020-luvun loppuun asti. Kuvassa 1 esitetään kaikki rakennukset, joista A on lähimpänä, B sen takana ja C taaimmaisina, suurin rakennus.

Sekä A- että B-rakennusten rakenteet ovat A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n suunnittelema. Niitä ovat rakentamassa eri rakennusliikkeet: A-rakennusta NCC ja B-rakennusta Skanska.

A-rakennuksen suunnittelutyöstä suurin osa tapahtui Tampereen toimistolla ja B-rakennuksen vastaavasti enemmän Oulun toimistolla. A-rakennuksessa opittuja asioita hyödynnettiin B-rakennuksen suunnittelussa. Rakennukset ovat samankaltaiset, mutta näiden A-talosta opittujen asioiden vuoksi B-rakennuksessa päädyttiin paikoitellen erilaisiin ratkaisuihin kuin A-rakennuksessa.

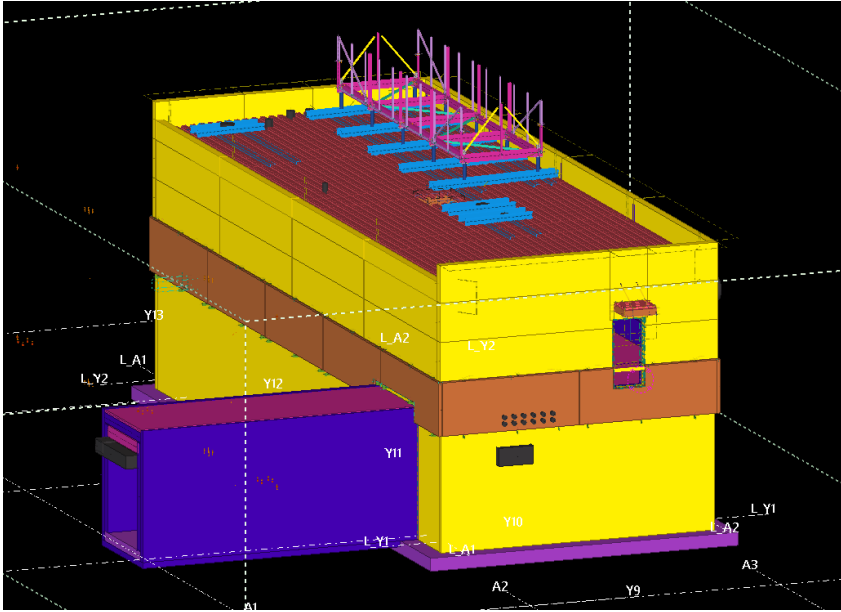


KUVA 1. Tietokonemallinnus Tulevaisuuden Sairaala 2030 -kokonaisuudesta (Pohjois-Pohjanmaan sairaanhoitopiiri 2017)

2.2 Kaasukeskus

Kaasukeskuksen suunnittelu kuului B-rakennuksen suunnittelukokonaisuuteen. Sen ulkomitat ovat n. 24 m * 9 m. Kaasukeskus on yhdistetty B-rakennukseen tunnelilla, mutta tässä opinnäytetyössä tunnelia ei tarkastella. Suunnittelun pohjana käytettiin teknistä vaatimusmallia, jonka arkkitehtitoimisto toimitti. Tekninen vaatimusmalli on esitetty liitteessä numero 1.

Painekaasun säilytyksen vuoksi maanpäällinen kerros täytyi suunnitella myös räjähdyksen kestäväksi. Tiloja ei pidetä oleskelutiloina, joten palonsuojausluokka on ulkoseinillä R30. Ensimmäisen kerroksen väliseinissä palonsuojausluokka on R60. Väliseinät erottavat porrastilan ja kaasusäiliön toisistaan. Kaasukeskuksen tietomalli on esitetty kuvassa 2.



KUVA 2. Kaasukeskuksen malli Tekla Structures -ohjelmassa

3 KAASUKESKUKSEEN VAIKUTTAVAT KUORMAT

Rakennesuunnittelu alkaa siitä, että arvioidaan rakennuksen kuormat ja jaotellaan ne eri ryhmiin, tässä tapauksessa pysyviin ja muuttuviin. Tämän jälkeen rakennuksen runko jaetaan osiin. Runkoa tarkastellaan kokonaisuutena, rakenneanalyysinä. Kokonaisuuden jälkeen tarkastellaan kutakin osaa erikseen, ja mitoitetaan ne sekä murto- että käyttörajatilassa. Lopuksi suunnitellaan rauditus ja muut yksityiskohdat. (By 210 2008, 375.)

Kaasukeskusta suunniteltaessa aluksi kirjattiin kaikki rakenteita kuormittavat kuormat taulukkoon arkkitehdin tietomallin mittojen, teknisen vaatimusmallin sekä suunnitteluoppaiden perusteella. Nämä kuormat jaettiin pysyviin ja muuttuviin kuormiin. Pysyviin kuormiin kuuluivat rakenteiden omat painot sekä maanpaine, ja muuttuviin lasketaan ihmiset, lumi, tuuli sekä kaasukeskuksessa käytettävä ja säilytettävä kalusto. Lisäksi tässä projektissa on olemassa räjähdyskuormat, jos paineistetut kaasut räjähtävät. Nämä eivät kuitenkaan kuormita rakenteita varsinaisesti, vaan ne liittyvät seinäelementtien kiinnityksiin.

Näitä pysyviä ja muuttuvia kuormia yhdistelemällä luotiin erilaisia kuormitustapauksia, joita rakennus tulisi kohtaamaan elinkaarensa aikana. Luvuissa 3.1 - 3.2 käydään läpi, mistä eri tekijöistä kuormitus syntyy.

3.1 Pysyvät kuormat

Jokaista olemassa olevaa kappaletta kuormittaa sen oma massa. Jos laskenta osoittaa, että kuormitus on liian iso suhteessa kestävyYTEEN, osan mittoja tai profiilia pitää vaihtaa, jolloin myös omapainoa pitää muuttaa. RFEM ja Eurocode Service osaavat ottaa omapainon huomioon, joten suunnittelijan ei tarvitse muistaa laskea tai tarkistaa profiilin painoa, vaikka profiilia täytyisi vaihtaa alkuperäisestä.

Omapainon lisäksi pysyviin kuormiin sisältyvät tällaisessa rakennuksessa kaikki yläpuolella olevat rakenteet. Esimerkiksi perustusten tapauksessa tähän sisältyvät koko rakennuksen kaikki rakenteet, kun taas kellarin seiniä kuormittavat kaikki samat, paitsi perustusten omapaino. (By 211 2014, 179.)

Maanalaisissa osissa tulee huomioida muitakin kuormia kuin rakenteet. Kellarin seinissä täytyy ottaa huomioon myös maanpaine. Rakennusteknisistä syistä ja mahdollisen jatkorakentamisen vuoksi maanalaiset rakenteet mitoitettiin kestävämmän myös sellainen tapaus, jossa maanpaine vaikuttaa vain yhteen, kahteen tai kolmeen sivuun. Näin rakennus saatiin kestävämmän myös tilanteet, joissa pihamaata on täytetty vain osittain tai maata on myöhemmin poistettu tai viereen on rakennettu esimerkiksi tunneli tai jokin toinen rakennus. (By 210 2008, 445.)

Kun rakenteissa siirrytään ylöspäin, pysyvät kuormat kevenevät. Esimerkiksi ensimmäisen kerroksen pilareiden pysyvät kuormat muodostuvat vain kattopalkkeista ja yläpohjan rakenteesta, kun taas kattopalkkien pysyvät kuormat koostuvat enää yläpohjan rakenteen painosta.

Taulukossa 1 on luetteloituna kaikki kaasukeskuksen pysyvät kuormat. Näistä massoista osa on mittojen ja tiheyden mukaan laskettu ja osa on Tekla Strucutres -ohjelman antamia lukuja. Esimerkiksi palkkien massat ohjelma tietää tarkasti kappaleen materiaalin, profiilin ja pituuden mukaan.

TAULUKKO 1. Kaasukeskuksen rakenteiden massa

Kaasukeskuksen rakenteiden massa:				(kg/m ²)					
				leveys (m)			(kg/kpl)		
			leveys (m)	korkeus (m)	korkeus (m)	tiheys (kg/m ³)	määrä (kpl)	massa (kg)	
Ulkoseinä, ilman aukkoja, paroc, pitkä sivu	23,46	1	3,6	32	2	5405,18			
Ulkoseinä, ilman aukkoja, paroc, lyhyt sivu	8,88	1	3,6	32	2	2045,95			
Ulkoseinän kuori, pv-betoni, pitkä sivu	24,02	0,1	1,66	2500	2	19936,60			
Ulkoseinän kuori, pv-betoni, lyhyt sivu	8,82	0,1	1,66	2500	2	7320,60			
Pilarit, CFRHS	1	1	1	131,5	10	1315,00			
Seinien vinositeet, CFRHS	1	1	1	439	1	439,00			
Katon vinositeet, CFRHS	1	1	1	1598	1	1598,00			
Välipohja, pv-laatta	180,7	0,15	1	2500	1	67762,50			
Välipohja, kuorilaatta	180,7	1	1	300	1	54210,00			
Kellarin seinä, betoni, pitkä sivu	23,5	0,25	4,19	2500	2	123081,25			
Kellarin seinä, betoni, lyhyt sivu	8,1	0,25	4,19	2500	2	42423,75			
Kellarin seinä, eriste, pitkä sivu	23,5	0,18	4,19	18	2	638,05			
Kellarin seinä, eriste, lyhyt sivu	8,76	0,18	4,19	18	2	237,84			
Kattopalkit, IPE	1	1	1	473,46	5	2367,30			
Väliseinät, 0 krs	7,23	1	3,9	45	1	1268,87			
Väliseinät, 1 krs	11,65	1	3,4	45	1	1782,45			
YP	23,5	8,4	1	69,52	1	13723,25			
									345555,60

Maanalaisia rakenteita kuormittava maanpaine tulkittiin kellarin seinille tulevaksi pysyväksi vaakasuuntaiseksi kolmion muotoiseksi pintakuormaksi. Pintakuorman isoin kohta, eli alapääty, laskettiin kaavalla 1, jolla tulokseksi saatiin 41,4 kN/m. (By 210 2008, 445).

KAAVA 1. Maa-aineksen lepopaine (By 210 2008, 445)

$$p_s = p_0 = (1 - \sin\varphi_n)\rho_s z$$

$$\varphi_n = \varphi/1,2$$

φ = maa-aineksen kitkakulma, 36°

ρ_s = maa-aineksen tilavuuspaino, 18 kN/m³

z = tarkasteltava syvyys, 4,4 m

3.2 Muuttuvat kuormat

Tässä hankkeessa pidettiin muuttuvana pintakuormana 5 kN/m². Tätä pintakuormaa käytettiin yhtenä muuttuvien kuormien kuormitustapauksena alapohjassa ja välipohjassa. Kyseinen pintakuorma on määrätty teknisessä vaatimusmallissa, joka on esitetty liitteessä 1.

Lisäksi tehtiin toinen kuormitustapaus muuttuville kuormille. Tässä tapauksessa pistekuormina ovat pullopatterit ja kaasuihin liittyvät laitteistot sekä ihmisistä muodostuva pintakuorma 1,5 kN/m².

Yläpohjaa kuormittaa talvisin lumi, joka on määritelty muuttuvaksi kuormaksi. Kaasukeskus on erillinen rakennus, jonka katolle ei kinostu lunta, joten kinostumista ei tarvinnut huomioida. Katon lumikuormaksi saatiin 2,0 kN/m², tämä on määritelty kaavassa 2. (RIL201-1-2017 2017, 96).

KAAVA 2. Katon lumikuorma (RIL201-1-2017 2017, 100)

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

μ_1 = lumikuorman muotokerroin, 0,8

C_e = tuulensuojaisuuskerroin 1,0

C_t = lämpökerroin, jonka arvo on tavallisesti 1,0

s_k = maassa olevan lumikuorman ominaisarvo, 2,5 kN/m²

Harjakaton kulma on alle 30° , jolloin sen muotokerroin μ_1 on 0,8. Tuulensuojaisuskerroin C_e on 1,0, sillä tuuli pääsee poistamaan lunta katolta, mutta kyse ei ole erityisen avoimesta tai suojaisasta paikasta. Lumikuormaksi saatiin $2,0 \text{ kN/m}^2$.

Myös tuuli on muuttuva kuorma. Tuuli kuormittaa rakennusta vaakasuunnassa, jolloin tuulikuorma siirtyy pilareihin. Tämä muodostaa pilarien alapäähän momentin, ja pilarit siirtävät kuorman kellarin seiniin ja perustuksiin. Tässä työssä tuulikuorman määritelmää ei kuitenkaan käsitellä. (RIL201-1-2017 2017, 100).

Kellarin seiniä kuormittaa myös maanpinnan hyötykuorma. Tämä laskettiin kaavalla 3. Tällä kaavalla saatiin tulokseksi 10 kN/m^2 , ja kyseinen kuorma vaikuttaa vaakasuuntaisena pintakuormana seinään. (By 210 2008, 445).

KAAVA 3. Maanpinnan mitoitushyötykuorman aiheuttama maanpaine (By 210 2008, 445)

$$p_q = \frac{(1 - \sin\varphi_n)}{(1 + \sin\varphi_n)} q_d$$

$$\varphi_n = \varphi/1,2$$

$$\varphi = \text{Maa-aineksen kitkakulma, } 36^\circ$$

$$q_d = \text{Maanpinnalla olevan hyötykuorman mitoitusarvo, } 30 \text{ kN/m}^2$$

3.3 Räjähdytkuormat

Ensimmäisessä kerroksessa säilytettävät paineistetut kaasupullot sisältävät räjähdysvaaran. Räjähdyksen sattuessa rakennukseen tulee suuri ylipaine, joka voidaan ajatella räjähdyskuormana sekä seiniin että ylä- ja välipohjaan. Tämän vuoksi osa seinäelementeistä on muita heikommin kiinnitetty. Näin räjähdysten aiheuttama äkillinen ylipaine irrottaa osan seinäpaneeleista, ja paine pääsee tasaantumaan tuhoamatta kantavia rakenteita.

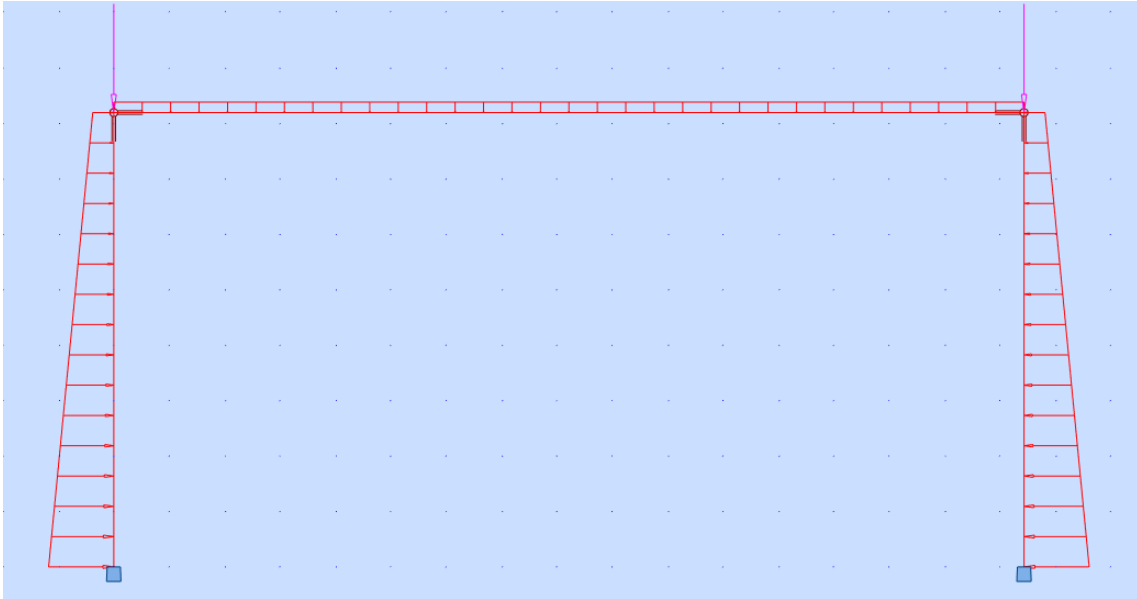
4 KANTAVAT RAKENTEET

Kaasukeskuksen suunnittelussa käytettiin hankkeen yleisiä rakennetyyppejä aina, kun se oli mahdollista. Kaikki rakenteet mallinnettiin arkkitehtitoimiston toimittaman tietomallin mukaisesti Tekla Structures -ohjelmaan, jossa niitä pystyi helposti tarkastelemaan kolmiulotteisesti sekä luomaan niistä piirustuksia. Tekla Structures -ohjelmalla mallinnettaessa teräsbetoniin voi lisätä myös rauditusta, mikä tekee suunnittelusta vaivattomampaa, sillä terästen paikat, koot, törmäämiset ja muut seikat on helppo tarkistaa kolmiulotteisesta näkymästä. Lisäksi piirustuksia tehtäessä rauditukset tulevat puoliautomaattisesti näkyviin, jolloin suunnittelijan ei tarvitse erikseen merkata joista rautatankoa ja -verkkoa piirustukseen.

Maanpinnan alla olevat rakenteet suunniteltiin teräsbetonista. Lisäksi teräsbetonista tehtiin myös välipohja, sokkeli sekä kuorielementit. Betonirakenteet voidaan jakaa kahteen osaan: paikallavalettut sekä elementit. Tämän kohteen kaikki kantavat teräsbetonirakenteet ovat paikallavalettuja, paitsi välipohja, joka koostuu kuorilaatoista sekä pintavalusta.

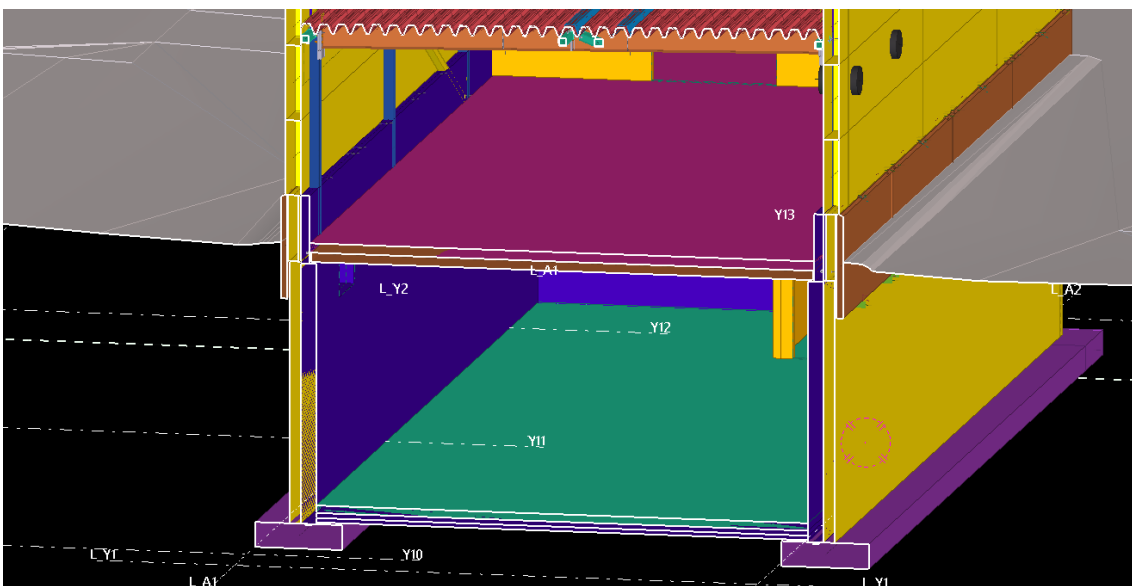
Ulkoseinät suunniteltiin Parocin valmistamista seinäpaneeleista, jotka koostuvat ulkokuorissa olevasta pellistä sekä niiden välissä olevasta villasta. Ne kiinnitetään teräspilareihin, jotka tukevat myös teräksisiä kattopalkkeja, ja yhdessä ne muodostavat yhteensä viisi kehää. Kattopalkkien ja pilarien väliin suunnitellaan vinositeet sekä seinäsiteet jäykistävät rakennuksen estäen kehien kaatumisen. Kattopalkit kiinnitetään jäykästi pilareihin, ja pilarit kiinnitetään jäykästi kellarin seiniin. Näin saadaan vähennettyä pilarien nurjahduspituutta sekä kattopalkkien taipumaa. Yläpohja koostuu kattopalkkien lisäksi lämmön- ja vedeneristeistä sekä kantavasta poimulevystä. Teräsosien mitoitus ei kuitenkaan käsitellä tässä opinnäytetyössä.

Kuvassa 3 on esitetty opinnäytetyössä suunniteltu kellarikerroksen rakennemalli. Seinien ja välipohjan välinen liitos on nivelellinen, jolloin välipohjan kuormituksesta syntyvä taivutusmomentti ei siirry seiniin. Kuvassa on esitetty myös kaikki kuormat. Teräsrakenteiden sekä lumen kuormat siirtyvät pilarien kautta muuttuvina pistekuormina kellarin seinille. Välipohjaa kuormittavat muuttuvana pintakuormana ihmiset ja/tai kaasulaitteet. Seinissä on pysyvänä pintakuormana maanpaine. Kuvassa maanpaine on esitetty molemminpuolisena, mutta mitoitus on tehty tämän tilanteen lisäksi myös toispuoleisena. Maanvarainen laatta on erillinen rakenne, joka ei ole vuorovaikutuksessa seiniin tai perustuksiin.



KUVA 3. Rakennemalli kantavista teräsbetonirakenteista Robot Structural Analysis -ohjelmassa

Kuvassa 4 näkyy läpileikkaus kaasukeskuksen pitkästä sivusta. Siinä on esitetty myös maanpinta.



KUVA 4. Läpileikkaus Kaasukeskuksen pitkästä sivusta Tekla Structures -ohjelmassa

4.1 Materiaaliominaisuudet

Rakenteiden suunnittelua varten täytyy tietää materiaalin tekniset ominaisuudet. Tärkein betonin ominaisuus on puristuslujuus f_{ck} . Tämä on laboratorio-olosuhteissa testattu lieriön muotoisen betonikappaleen puristuslujuus, joka ilmoitetaan betonin rakennepiirustuksissa. Betonin lujuusarvoissa käytetään myös kuution muotoisen koekappaleen puristuslujuutta, $f_{ck,cube}$. Nämä ovat aina

sidoksissa toisiinsa, ja lujuus ilmoitetaan esim. muodossa C30/37, jolloin $f_{ck}=30$ MPa ja $f_{ck,cube}=37$ MPa. Loput arvot ovat esitetty taulukossa 2. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015, 30).

TAULUKKO 2. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015, 30)

Taulukko 3.1 Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

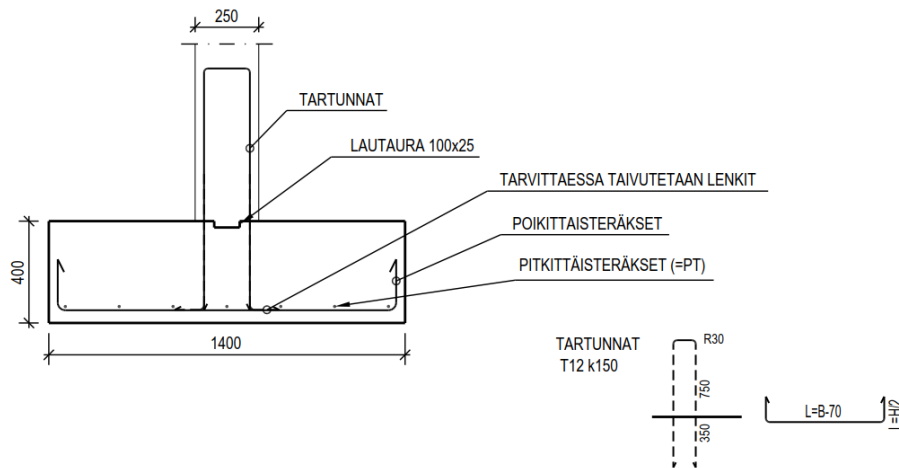
Betonin lujuusluokka															Analyttinen yhteys/viittaus
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}$ ($\leq C50/60$) $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ ($> C50/60$)
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)^{0,3}]$ (f_{cm} MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 $\epsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Myös betonin sisälle laitettavien raudotteiden ominaisuudet on otettava huomioon. Tässä hankkeessa kaikki raudoituksessa käytettävät teräkset ovat luokkaa B500B. Tämän tyyppisen teräksen kimmokertoimen suunnitteluarvo on 200 GPa. (By 210 2008, 60.)

4.2 Perustukset

Perustukset ovat nauha-anturaa, jonka läpileikkauksen mitat ovat 1 400 mm * 400 mm. Perustukset on valettu C30/37-luokitellusta betonista, ja niiden suunnittelussa määräävä tekijä oli maan sallima pohjapaine. Perustuksiin jätettiin lautaura sekä U-lenkit tartunnoiksi myöhemmin valettaville kellarin seinille. Kuvassa 5 on esitetty läpileikkaus nauha-anturasta, jossa tartunnat ja lautaura ovat näkyvillä.

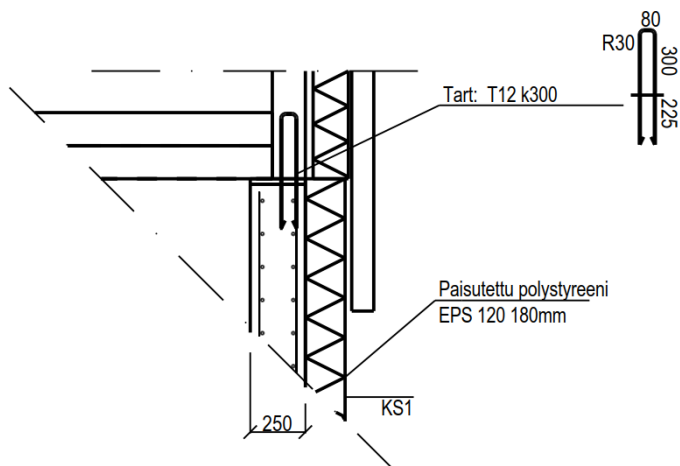
NA-1



KUVA 5. Nauha-anturan läpileikkaus

4.3 Kellarin seinät

Maanpaine aiheuttaa kellarin seiniin vaakakuormaa, joka taivuttaa seiniä sisäänpäin. Tämä vaakavoima siirtyy myös seinän kautta välipohjaan ja perustuksiin. Kellarin seinien lämpöeristeenä on paisutettua polystyreeniä 180 mm. Vedeneristys on toteutettu bitumikermillä. Seinään asennettiin U-lenkit tartunnaksi myöhemmin valettaville sokkeleille, kuten kuvasta 6 voidaan nähdä.



KUVA 6. Kellarin seinän ylänurkan läpileikkaus

4.4 Välipohja

Välipohjan, kuten muidenkin laattarakenteiden, suunnittelussa on määritettävä, onko kyseessä ristiin kantava vai yhteen suuntaan kantava laatta. Käytännössä laatasta useimmiten tehdään yhteen suuntaan kantava, jos laatan toinen sivu on huomattavasti pidempi kuin toinen. Tällöin laatta tuetaan vain pitkiltä sivuilta, jolloin lyhyet sivut taipuvat laatan keskikohdan mukana. Ristiin kantavan laatan reunoista vähintään kolme on tuettuja. Elementtilaatat ovat useimmiten yhteen suuntaan kantavia. (By 210 2008, 389.)

Kaasukeskuksen välipohja koostuu 150 mm:n kuorilaattaelementistä sekä sen päälle tulevasta 150 mm:n pintavalusta. Kuorilaattojen takia välipohja on yhteen suuntaan kantava. Paikallavalettuna laatta olisi ollut ristiin kantava, mutta mittasuhteiden takia, 8,1 m * 23,2 m, keskialueella olisi ollut yhteen suuntaan toimiva osa.

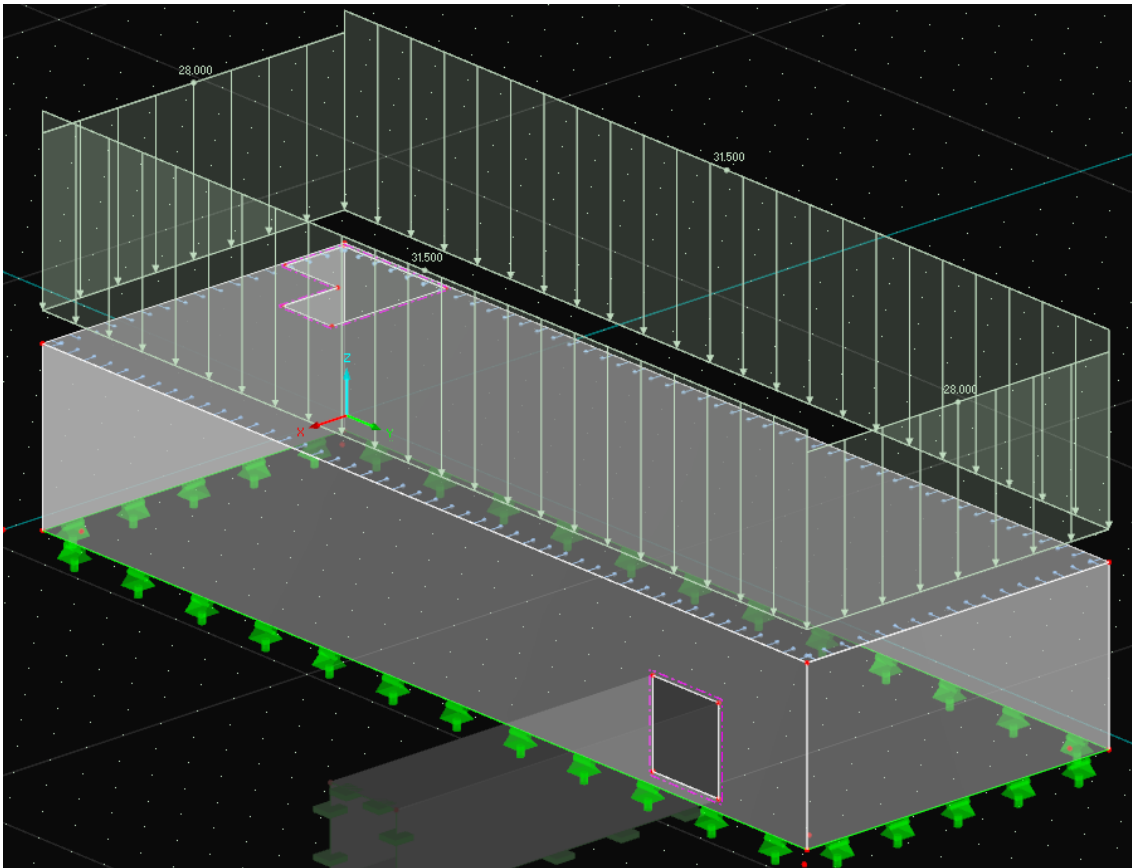
4.5 Maanvarainen alapohja

Maanvarainen alapohja valetaan kuitubetonista. Kuitubetoni ei sisällä perusraudoitusta, mutta laatan reunoissa kuitenkin kulkee reunaraidoitus, joka on vielä vahvistettu nurkista, jotta betoni ei halkeilisi kuivuessaan. Maanvarainen laatta on irrotettu kellarin seinistä solukumilla sekä elastisella tiivistysmassalla, jotta rakenteet eivät pääsisi kuormittamaan toisiaan tai vaikuttamaan muilla tavoin.

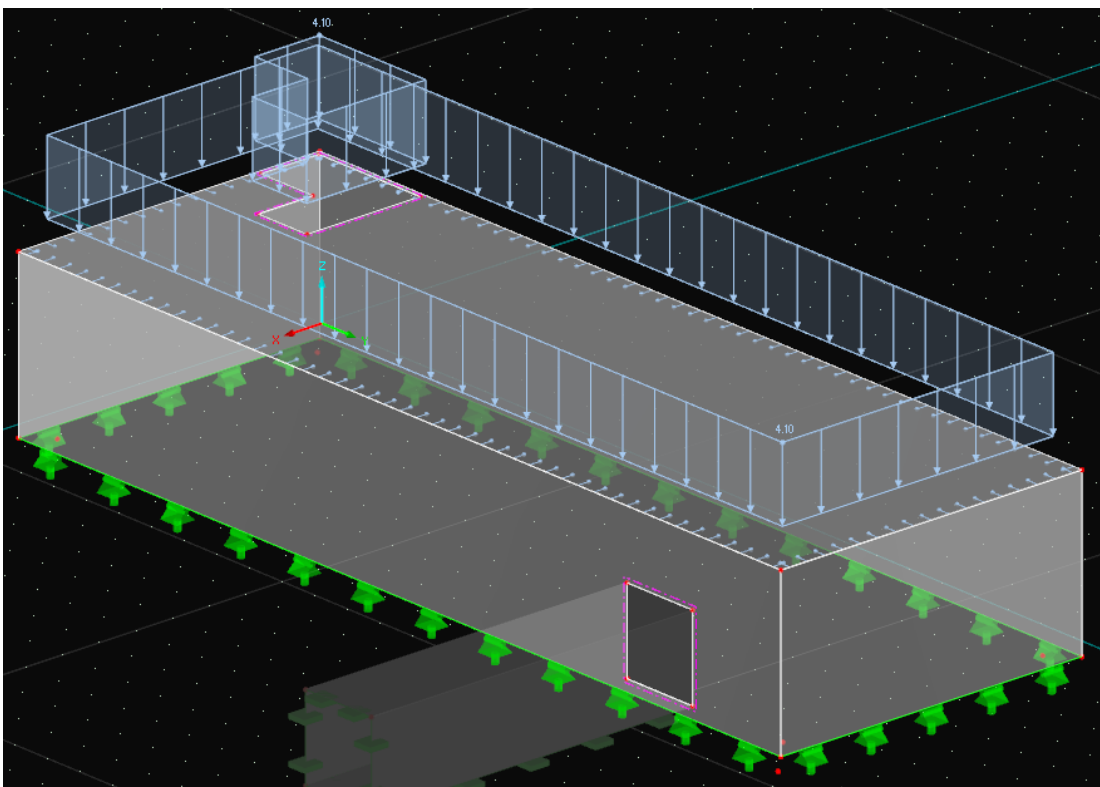
5 KANTAVIEN RAKENTEIDEN MITOITUS

Rakenteiden mitoitus aloitettiin alhaalta ja edettiin ylöspäin. Ensin mitoitettiin perustukset ja kellarin seinät, niiden jälkeen välipohja ja lopuksi teräsosat maanpäällisessä kerroksessa sekä pilarien väliin tulevat sokkelit. Tätä järjestystä käytettiin siksi, jotta suhteellisen tiukan aikataulun takia työmaalle saataisiin piirustukset ja suunnitelmat siinä järjestyksessä, missä niitä tarvitaan. Mitoituksen tavoitteena on suunnitella rakenteet, jotka kestävät niille aiheutuvat kuormat. Suunnittelu sisältää kuitenkin myös taloudellisen näkökulman, jossa myös ajankäyttö niin suunnittelussa kuin työmaalla pitää ottaa huomioon.

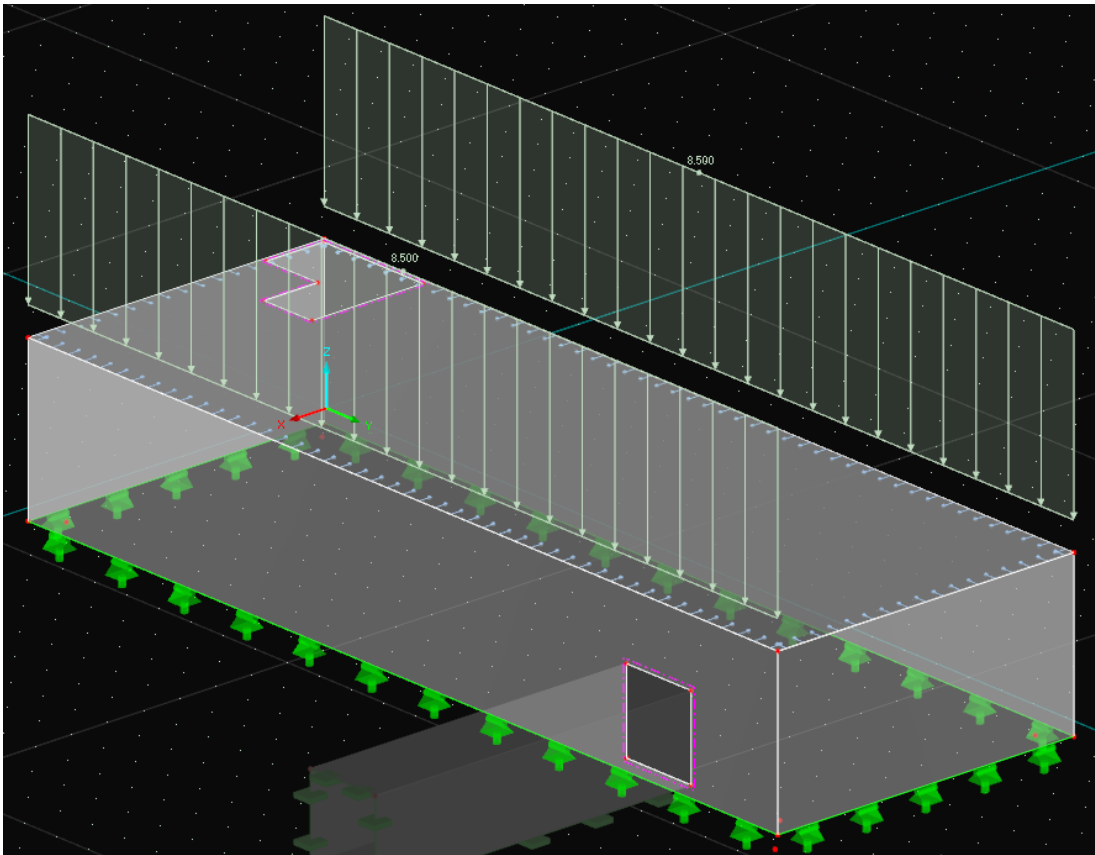
Teräsbetonirakenteiden mitoitus alkoi mallintamalla 0-kerroksen teräsbetonirakenteet tietomallin mukaan RFEM-ohjelmaan. Ohjelmaan voidaan mallintaa kaikenlaiset tuet sekä kaikki erityyppiset kuormat ja niistä ohjelma osaa itsekin johtaa kuormitustapaukset ja -yhdistelmät. Kuormia luokittelemalla ja erittelemällä suunnittelija voi kokeilla erilaisia tilanteita. Sen ansiosta voi nopeasti ja luotettavasti tarkistaa mm. tilanteen, jossa rakennuksen toinen puoli on kaivettu auki perustuksiin asti ja toinen täytetty. Lisäksi voidaan simuloida tilanteita, joissa tuuli kuormittaa eri puolia rakennuksesta. Kuvissa 7-10 on nähtävissä kaikki eri kuormat, jotka laskentamalliin lisättiin.



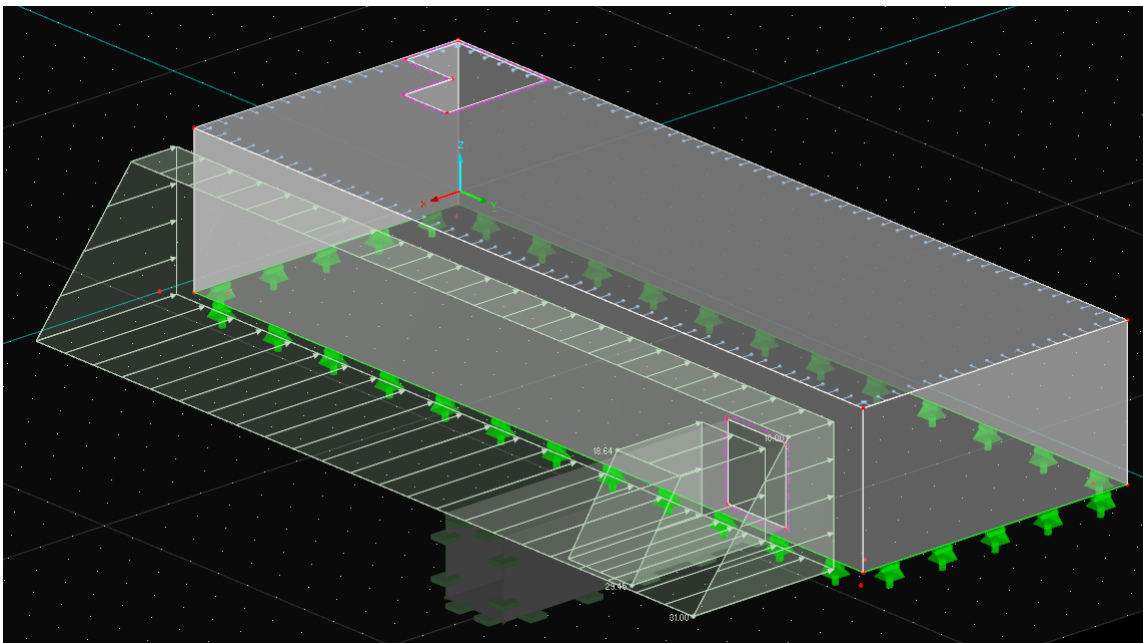
KUVA 7. Rakenteista syntyvät pysyvät kuormat viivakuormina RFEM-ohjelmassa



KUVA 8. Pullopattereista sekä ihmisistä syntyvät muuttuvat kuormat pintakuormana RFEM-ohjelmassa



KUVA 9. Lumesta syntyvä muuttuva kuorma viivakuormina RFEM-ohjelmassa



KUVA 3. Maanpaineesta syntyvä pysyvä kuorma trapetsikuormana RFEM-ohjelmassa

Kaikki teräsbetonirakenteet, joita tässä työssä käsitellään, kuuluvat rasisluokkaan XC2. Kyseinen luokka sisältää rakenteet, jotka ovat pitkään veden kanssa kosketuksissa. Ne voivat aika ajoin kuivua, mutta suurimman osan ajasta pysyvät kosteina. (By 68 2016, 17.)

Mitoitus suoritetaan rajatiloissa, eli murtorajatilassa sekä käyttörajatilassa. Murtorajaksi katsotaan rakenteen tila, joka aiheuttaa välittömän vaaran ihmishengelle tai omaisuudelle, ja se sisältää taiputus-, leikkaus- ja nurjahdusmurron. Käyttörajatilan tilanteet eivät ole välitöntä vaaraa aiheuttavia, vaan mukavuuden, ulkonäön tai säilyvyyden muutokset, kuten esimerkiksi rakenteiden siirtymät, taipumat tai halkeamat. (By 211 2013, 20.)

Murtorajatilassa kuormat kerrotaan osavarmuusluvulla riittävän varmuustason saavuttamiseksi. Kaikissa kuormitusyhdistelmissä edulliset pysyvät kuormat kerrotaan pienentävällä kertoimella 0,9. Rakennuksen tasapaino todistetaan kaavalla 4, jossa epäedullisia pysyviä kuormia kerrotaan kertoimella 1,1. Kaasukeskus kuuluu seuraamusluokkaan CC2, jolloin kuormakerroin $K_{FI}=1,0$. (RIL 201-1-2017 2017, 39.)

KAAVA 4. Rakenteen staattinen tasapaino (EQU/Sarja A) (RIL 201-1-2017 2017, 40)

$$1,1K_{FI} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ = pysyvät kuormat (edullisen tai epäedullisen vaikutuksen aiheuttava)

γ_P = osavarmuuskerroin

P = esijännitysvoima

K_{FI} = seuraamusluokasta määräytyvä kuormakerroin

$Q_{k,1}$ = määräävä muuttuva kuorma

$\Psi_{0,i}$ = yhdistelykerroin

$Q_{k,i}$ = muut muuttuvat kuormat

Tapaukset, joissa geotekniset kuormat ja maapohjan kantokyky vaikuttavat rakenteiden kestävyys-
teen, tulee mitoittaa käyttäen kaavan 4 lisäksi myös kaavaa 5, jossa epäedullisia pysyviä kuormia
kerrotaan kertoimella 1,15. Lisäksi täytyy tarkistaa, saadaanko isompi kuormitus yhdistelmällä,
jossa ovat pelkästään pysyvät kuormat, joita kerrotaan kertoimella 1,35. (RIL 201-1-2017 2017,
39.)

KAAVA 5. Rakenteen kestävyys ja geotekninen kantavuus (STR/Sarja B) (RIL 201-1-2017 2017, 40)

$$1,15K_{FI} \left. \vphantom{1,15K_{FI}} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

kuitenkin vähintään

$$1,35K_{FI} \left. \vphantom{1,35K_{FI}} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$$

Voimasuureet saatiin laskemalla eri kuormista ja kuormitustapauksista aiheutuvat taivutusmomentit ja leikkausvoimat. Nämä voimat, yhdistelykertoimilla mitoitusarvoiksi muutettuina, ovat ne, jotka rakenteiden tulee kestää. (By 211 2014, 20-21.)

5.1 Perustusten mitoitus

Perustusten mitoittamiseen vaikuttavat kaikki rakennukseen vaikuttavat voimat, sillä kaikki muut rakenteet siirtävät voimansa perustuksiin. Perustusten mitoittamiseen vaikuttaa kuitenkin näiden voimien lisäksi myös maaperän ominaisuudet. Tässä hankkeessa käytettiin käyttörajatilassa maan kantokestävyyden rajana 350 kN/m². Kantokestävyys oli määräävä tekijä, sillä se vaati anturan leveyden kasvattamista aina 1 400 mm:iin asti. Kun RFEM-laskennasta valikoitiin kaikkein kuormitavim tilanne, niin anturan leveydellä 1 400 mm saatiin pohjapaineeksi yhdessä nurkassa pienellä alueella 349,3 kN/m². Tämä on siis pohjapaineen kannalta kaikkein pahin tilanne, joka syntyy, jos toinen puoli kaivetaan auki ja tuuli puhaltaa täytetyltä puolelta niin lujaa kuin Oulussa tilastollisesti on mahdollista. Tätä pahinta tilannetta ei ole esitetty liitteissä, mutta anturan mitoitus normaalitilanteessa on esitetty liitteessä 2.

Seinäanturan mitoituksessa määritellään ensin, voiko anturan toteuttaa raudoittamattomana. Tämä riippuu anturan paksuuden ja leveyden suhteesta, joka tarkastettiin kaavalla 7, jota ennen piti laskea vetolujuus kaavalla 6. Vetolujuudeksi saatiin 1,067 MPa.

KAAVA 6. Raudoittamattoman betonin vetolujuus (By 211 2014, 183)

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{ct,pl}$ = vetolujuuden kerroin, Eurokoodin suositus on 0,8

$f_{ctk,0,05}$ = vetolujuuden ominaisarvo, C30/37 betonilla 2,0 MPa

γ_c = materiaaliosavarmuusluku, 1,5

KAAVA 7. Raudoittamattoman seinäanturan ehto (By 211 2014, 183)

$$h_F \geq 2,04a \sqrt{\frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}}$$

h_F = anturan paksuus

a = anturan vapaa reunamitta, eli etäisyys seinän reunasta anturan reunaan. Tässä tapauksessa 575 mm

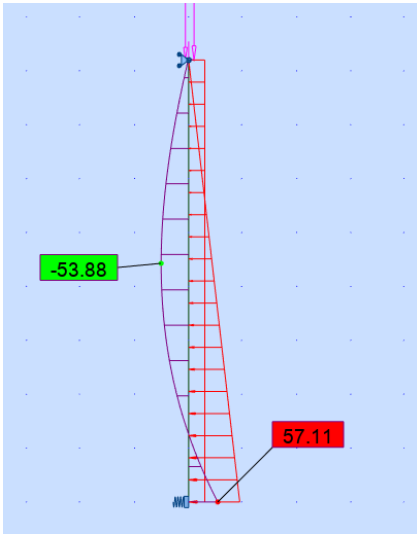
σ_{gd} = pohjapaineen mitoitusarvo, tässä tapauksessa suurin lukema 349 kN/m².

$f_{ctd,pl}$ = kaavasta 6 saatu raudoittamattoman betonin vetolujuus, 1,067

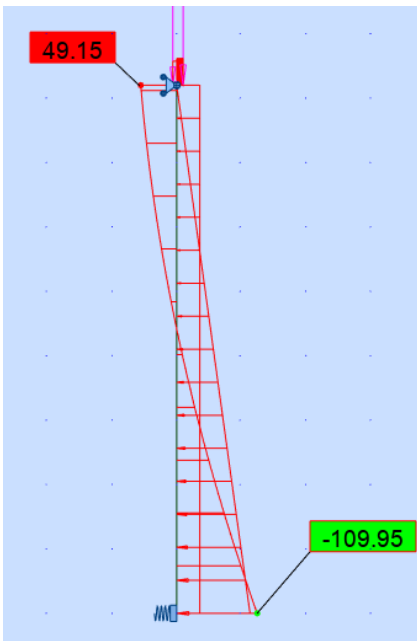
Näillä arvoilla h_F tulisi olla 670 mm, jotta anturan olisi voinut toteuttaa raudoittamattomana. Koska raudoitettuna paksuudeksi riitti 400 mm, oli mielekkäämpää toteuttaa nauha-antura raudoitettuna. Mitoituksen tulokset on esitetty liitteessä 2.

5.2 Seinien mitoitus

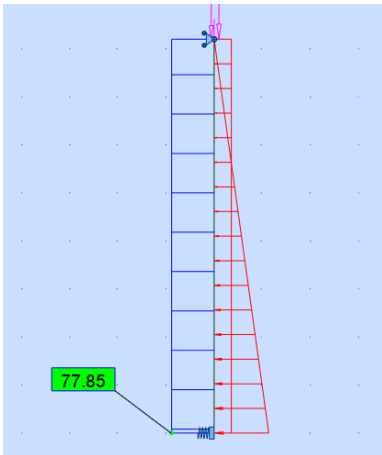
Maanpaine kuormittaa seinää vaakasuunnassa ja yrittää taivuttaa sen keskeltä sisäänpäin. Sellainen kuorma aiheuttaa taivutusmomentin, joka raudoituksen on kestettävä. Maan lepopaineesta syntyvä vaakakuorma syötettiin pystykuormien kanssa RFEM-ohjelmaan seinän laskentatiedostoon, ja ohjelma laski vaadittavat raudoitukset, jotka on esitetty liitteessä 3. Robot Structural Analysis -ohjelmasta saadut kuvaajat taivutusmomentille, leikkausvoimalle sekä normaalivoimalle on esitetty kuvissa 11-13. Tässä opinnäytetyössä ei käsitellä statiikkaa jolla nämä arvot on saatu, vaan teräsbetoniseinän mitoittamista näille arvoille.



KUVA 11. Kellarin seinän taivutusmomentti Robot Structural Analysis -ohjelmassa



KUVA 12. Kellarin seinän leikkausvoima Robot Structural Analysis -ohjelmassa



KUVA 13. Kellarin seinän normaalivoima Robot Structural Analysis -ohjelmassa

Seinä voidaan ajatella pilariksi, mutta koska se ei voi kaatua itsensä sisään, se tarvitsee mitoittaa vain yhteen suuntaan. Seinien kuormitus on yleensä suurimmilta osin puristavaa, jolloin minimirauditus riittää, joten ihan aluksi on laskettava minimiraudoitukset. Pystyraudoitteille oli määriteltävä erikseen vähimmäis- sekä enimmäisraudoitus sekä maksimijakoväli kaavoissa 8-10, kun taas vaakateräksille riitti vähimmäisraudoituksen ja maksimijakovälin laskeminen kuten kaavoissa 11-12. Pääsääntöisesti teräsbetonissa terästä on oltava 0,2–6,0 % seinän läpileikkauksen pinta-alasta. (By 211 2014, 159.)

KAAVA 8. Pystyraudoituksen vähimmäispinta-ala (By 211 2014, 160)

$$A_{s,vmin} = 0,002A_c$$

A_c = läpileikkauksen pinta-ala. 250 mm paksun seinän tapauksessa $A_c = 250 \text{ mm} * 1\,000 \text{ mm} = 250\,000 \text{ mm}^2$, jolloin $A_{s,vmin} = 500 \text{ mm}^2$

KAAVA 9. Pystyraudoituksen enimmäispinta-ala (By 211 2014, 160)

$$A_{s,vmax} = 0,06A_c$$

A_c = läpileikkauksen pinta-ala, jolloin tässä tapauksessa $A_{s,vmax} = 15\,000 \text{ mm}^2$

KAAVA 10. Pystytankojen välin enimmäisarvo (By 211 2014, 161)

$$s_{vmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

h = seinän paksuus, 250 mm, jolloin $3h = 750 \text{ mm}$

KAAVA 11. Vaakaraudoituksen vähimmäispinta-ala (By 211 2014, 161)

$$A_{s,hmin} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,001 A_c \\ 0,25 A_{s,v} \end{array} \right.$$

A_c = läpileikkauksen pinta-ala, jolloin tässä tapauksessa 250 mm²

$A_{s,v}$ = pystyraudoituksen pinta-ala metrin matkalla

KAAVA 12. Vaakatankojen välin enimmäisarvo (By 211 2014, 161)

$$s_{hmax} = 400 \text{ mm}$$

Nämä minimiraudat eivät perustu kuormitukseen vaan seinän geometriaan. Koska nämä seinät ovat maata vasten, vaakakuormitus on huomattavasti suurempi kuin seinissä yleensä, joten minimiraudat eivät riittäneet pystysuunnassa. Vaakarautoihin minimimäärä olisi riittänyt, mutta ne suunniteltiin yhtä vahvoiksi kuin pystyraudat, jotta voitiin käyttää irtotankojen sijaan teräsverkkoja. Tässä ratkaisulla terästä käytettiin enemmän kuin olisi vaadittu, mutta asennustyössä säästettiin huomattavasti aikaa. Kuormien perusteella vaadittu pystyraudoituksen määrä laskettiin kaavoilla 13–36.

KAAVA 13. Pienennyskerroin (By 211 2014, 130)

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}}$$

L = pilarin pituus, tässä tapauksessa 4,10 m

Ensimmäiseksi laskettiin kaavalla 13 pienennyskerroin, jonka arvoksi saatiin 0,9877. Tätä käytettiin kaavassa 14, jolla laskettiin seinän vinous. Vinouden arvoksi saatiin 0,00494. Vinoutta käytettiin

kertoimena kaavassa 15, jolla laskettiin vinoudesta johtuva epäkeskisyys. Epäkeskisyudeksi saatiin 7,09 mm.

KAAVA 14. Vinous (By 211 2014, 130)

$$\theta_i = \frac{\alpha_h \alpha_m}{200}$$

α_h = kaavasta 13 saatu pienennyskerroin 0,9877

α_m = rakenneosien määrästä riippuva kerroin erillispilarille = 1

KAAVA 15. Lisäepäkeskisyys (By 211 2014, 130)

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2}$$

θ_i = kaavasta 14 saatu vinous, 0,00494

l_0 = pilarin nurjahduspituus, alapäästä jäykästi ja yläpäästä nivelellisesti kiinnitetyllä pilarilla $0.7L = 2,87$ m

Kaavoilla 16 ja 17 laskettiin epäkeskisyudesta syntyvät momentit. Yläpään epäkeskisyys syntyy rakenteiden epäkeskisyudesta, alapään epäkeskisyys on laskennallinen mittapoikkeama, joka syntyy betonia valettaessa.

KAAVA 16. Yläpään epäkeskisyudesta syntyvä momentti (By 211 2014, 165)

$$M_{ylä} = n_{ed} e_{ylä}$$

n_{ed} = pilarin normaalivoima, 77,9 kN/m

$e_{ylä}$ = normaalivoiman epäkeskisyys yläpäässä, 0,05 m

KAAVA 17. Alapään epäkeskisyydestä syntyvä momentti (By 211 2014, 165)

$$M_{ala} = n_{ed}e_{ala}$$

n_{ed} = pilarin normaalivoima 77,9 kN/m

e_{ala} = normaalivoiman epäkeskisyyden alapäässä, mittapoikkeama $\frac{l_0}{400} = 0,005125$ m

Yläpään epäkeskisyydestä johtuvaksi momentiksi saatiin 3,895 kNm/m, ja alapään epäkeskisyydestä johtuvaksi momentiksi 0,399 kNm/m. Nämä ovat vain osa todellista momenttia. Jotta tulos kuvaisi todellista tilannetta, täytyi molempiin lisätä kuvassa 11 esitetyt maanpaineesta syntyvät momentit, jotka laskettiin Robot Structural Analysis -ohjelmalla. Niinpä

$$M_{ylä} = 3,895 \frac{kNm}{m} + 0 \frac{kNm}{m} = 3,9 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{ala} = 0,399 \frac{kNm}{m} + 57,1 \frac{kNm}{m} = 57,5 \frac{kNm}{m}$$

KAAVA 18. Vähimmäisepäkeskisyyden kaava (By 211 2014, 130)

$$e_{0,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{30} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

h = pilarin paksuus 250 mm, joten $\frac{250 \text{ mm}}{30} = 8,33$ mm

Kaavalla 18 laskettiin vähimmäisepäkeskisyyden kaava, jota tarvittiin vähimmäismomentin laskemiseen kaavalla 19. Vähimmäisepäkeskisyydeksi saatiin 20 mm, joka normaalivoiman kanssa tuotti vähimmäismomentiksi 1,558 kNm/m.

KAAVA 19. Vähimmäismomentti (By 211 2014, 130)

$$M_{min} = e_{0,min} N_{Ed}$$

$e_{0,min}$ = kaavasta 18 saatu vähimmäisepäkeskisyys, 0,02 m

N_{Ed} = pilarin normaalivoima, tässä tapauksessa 77,9 kN/m

$$M_{min} = 1,558 \text{ kNm/m}$$

Raudoituksen laskentaa varten täytyy tietää, kuinka kaukana rauditus on betonin pinnasta. Tämä laskettiin kaavalla 20. Pystyraudoituksen keskiöetäisyydeksi saatiin 54,2 mm.

KAAVA 20. Pystyraudoituksen keskiöetäisyys (By 211 2014, 165)

$$d' = c_{nom} + 1,1\phi_h + \frac{\phi_v}{2}$$

c_{nom} = teräksen päällä olevan betonipeitteen paksuus, 35 mm

ϕ_h = vaakaraudoituksen lävistäjä, 12 mm

ϕ_v = pystyraudoituksen lävistäjä, 12 mm

Kun pystyraudoituksen keskiöetäisyys on tiedossa, laskettiin vielä kaavalla 21 apusuureksi tehollinen korkeus. Tämä on samalla tavalla mitta pystyraudoituksen keskiöön, mutta toisesta pinnasta laskettuna. Teholliseksi korkeudeksi saatiin 195,8 mm.

KAAVA 21. Tehollinen korkeus (By 211 2014, 165)

$$d = h - d'$$

h = pilarin paksuus, 250 mm

d' = kaavasta 20 saatu keskiöetäisyys, 54,2 mm

Kaavalla 22 laskettiin seinän nurjahduspituuden kerroin, ja kertoimeksi saatiin 0,9716. Kaavalla 23 laskettiin seinän nurjahduspituus. Seinän korkeus kerrottiin kaavan 22 kertoimella, ja seinän nurjahduspituudeksi saatiin 3,984 m.

KAAVA 22. Seinän nurjahduspituuden kerroin (By 211 2014, 158)

$$k_0 = \frac{1}{1 + \left(\frac{L_w}{b}\right)^2}$$

L_w = seinän korkeus, 4,1 m

b = etäisyys poikkisuuntaisten seinien välillä, valitaan pitempi sivu 24 m

KAAVA 23. Seinän nurjahduspituus (By 211 2014, 158)

$$L_0 = k_0 L_w$$

L_w = seinän korkeus, 4,1 m

k_0 = kaavasta 22 saatu kerroin 0,9716

Kaavalla 24 laskettiin seinän jäyhyyssäde, jonka arvoksi saatiin 20,833 mm. Tämä oli apusuure, jota tarvittiin kaavassa 25, jolla laskettiin seinän hoikkuusluku. Hoikkuusluvuksi saatiin 191,232.

KAAVA 24. Jäyhyyssäde (By 211 2014, 122)

$$i = \frac{h}{12}$$

h = seinän paksuus, 250 mm

KAAVA 25. Hoikkuusluku (By 211 2014, 122)

$$\lambda = \frac{L_0}{i}$$

L_0 = kaavasta 23 saatu seinän nurjahduspituus, 3,984 m

i = kaavasta 24 saatu jäyhyyssäde 20,833 mm

Kaavalla 26 laskettiin seinän suhteellinen normaalivoima, joka kertoo, kuinka kovasti betonia puristetaan suhteessa betonin kestävyteen ja läpikalkkauksen pinta-alaan. Sen arvoksi saatiin 0,018333.

KAAVA 26. Suhteellinen normaalivoima (By 211 2014, 106)

$$n = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}}$$

N_{Ed} = normaalivoima, 77,9 kN/m

bh = poikkileikkauksen pinta-ala 1 m * 0,25 m = 0,25 m

f_{cd} = betonin mitoituslujuus, 17,0 MPa

KAAVA 27. Rajajoikkuus (By 211 2014, 123)

$$\lambda_{lim} = 20ABC \frac{1}{\sqrt{n}}$$

A = virumasta riippuva kerroin, likiarvo 0,7

B = rauditusmäärästä riippuva kerroin, likiarvo 1,1

C = pilarin momenttijakaumasta riippuva kerroin, likiarvo 0,7

n = kaavasta 26 saatu suhteellinen normaalivoima, 0,01833

$\lambda_{lim} = 79,623$

Koska kaavasta 27 saatu rajajoikkuus ylittyi ($\lambda_{lim} = 79,623 < 191,232 = \lambda$), otettiin huomioon toisen kertaluvun vaikutukset. Tämä tarkoitti toisen kertaluvun momenttia, joka laskettiin nimellisen kaarevuuden menetelmällä. Menetelmää voi käyttää vain symmetrisissä poikkileikkauksissa, joissa on symmetrinen rauditus. (By 211 2014, 126).

KAAVA 28. Tasapainomurtoa vastaava kaarevuuden likiarvo (By 211 2014, 127)

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d}$$

ε_{yd} = raudoituksen myötövenymä, eli teräksen myötölujuus jaettuna kimmokertoimella, 0,002175
 d = kaavasta 21 saatu poikkileikkauksen tehollinen korkeus, 195,8 mm

Nimellisen kaarevuuden menetelmässä laskettiin ensin tasapainomurtoa vastaava kaarevuuden likiarvo kaavalla 28. Likiarvoksi saatiin $\frac{1}{40,5103 \text{ m}}$, ja sama arvo oli lopputulos myös kaavassa 29, jolla laskettiin tasapainomurtoa vastaava kaarevuus.

KAAVA 29. Tasapainomurtoa vastaava kaarevuus (By 211 2014, 126)

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

$$K_r = K_\varphi = 1,0$$

$\frac{1}{r_0}$ = kaavasta 28 saatu tasapainomurtoa vastaava kaarevuus

KAAVA 30. Taipuma (By 211 2014, 128)

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{L_0^2}{c}$$

$\frac{1}{r}$ = kaavasta 29 saatu tasapainomurtoa vastaava kaarevuus, $\frac{1}{40,5103 \text{ m}}$

L_0 = kaavasta 23 saatu nurjahduspituus, 3,984 m

c = jakautumasta riippuva kerroin, tavallisesti 10

Taipuman avulla saatiin laskettua 2. kertaluvun momentti. Taipuma laskettiin kaavalla 30, ja taipumaksi saatiin 39,2 mm. Tällä arvolla saatiin 2. kertaluvun momentiksi 3,0537 kNm/m kaavasta 31.

KAAVA 31. 2. Kertaluvun momentti (By 211 2014, 128)

$$M_2 = e_2 N_{Ed}$$

e_2 = kaavasta 30 saatu taipuma, 0,0392 m

N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo, 77,9 kN/m

KAAVA 32. 1. Kertaluvun momentit (By 211 2014, 130)

$$M_{01} = \min(M_{ylä}, M_{ala}) + e_i N_{Ed}$$

$$M_{02} = \max(M_{ylä}, M_{ala}) + e_i N_{Ed}$$

$M_{ylä}$ = kaavasta 16 saatu yläpään epäkeskisyydestä syntyvä momentti, johon on lisätty maanpaineen momentti, 3,9 kNm/m

M_{ala} = kaavasta 17 saatu alapään epäkeskisyydestä syntyvä momentti, johon on lisätty maanpaineen momentti, 57,5 kNm/m

e_i = kaavasta 15 saatu lisäepäkeskisyyden, 0,00709 m

N_{Ed} = normaalivoima, 77,9 kN/m

Ensimmäisen kertaluvun momentit laskettiin kaavalla 32. M_{01} arvoksi saatiin 4,5 kNm/m, ja M_{02} arvoksi 58,1 kNm/m. Näitä käytettiin ekvivalentin momentin selvittämiseen kaavalla 33, ja momentiksi tuli 36,7 kNm/m.

KAAVA 33. Ekvivalentti momentti (By 211 2014, 131)

$$M_{0e} = \max \begin{cases} 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \\ 0,4M_{02} \end{cases}$$

M_{01} = kaavasta 32 saatu 4,5 kNm/m

M_{02} = kaavasta 32 saatu 58,1 kNm/m

KAAVA 34. Mitoitusmomentti (By 211 2014, 131)

$$M_{Ed} = \max \begin{cases} M_{0e} + M_2 \\ M_{02} \\ M_{min} \end{cases}$$

$M_{0e} + M_2$ = kaavasta 33 saatu ekvivalentti momentti 36,7 kNm/m sekä kaavasta 31 saatu 2. kertaluvun momentti, 3,057 kNm/m, yhteensä 39,7 kNm/m

M_{02} = kaavasta 32 saatu 1. kertaluvun momentti 58,1 kNm/m

M_{min} = kaavasta 19 saatu vähimmäismomentti, 1,558 kNm/m

Kaavalla 34 saatiin mitoitusmomentti, jota käytettiin vaaditun pystyraudoituksen määrän laskemiseen. Mitoitusmomentiksi tuli 58,1 kNm/m. Tätä käytettiin kaavassa 35, jolla laskettiin suhteellinen taivutusmomentti. Suhteellisen taivutusmomentin arvoksi saatiin 0,05468.

KAAVA 35. Suhteellinen taivutusmomentti (By 211 2014, 168)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{h^2 f_{cd}}$$

M_{Ed} = kaavasta 34 saatu mitoitusmomentti, 0,0581 MNm/m

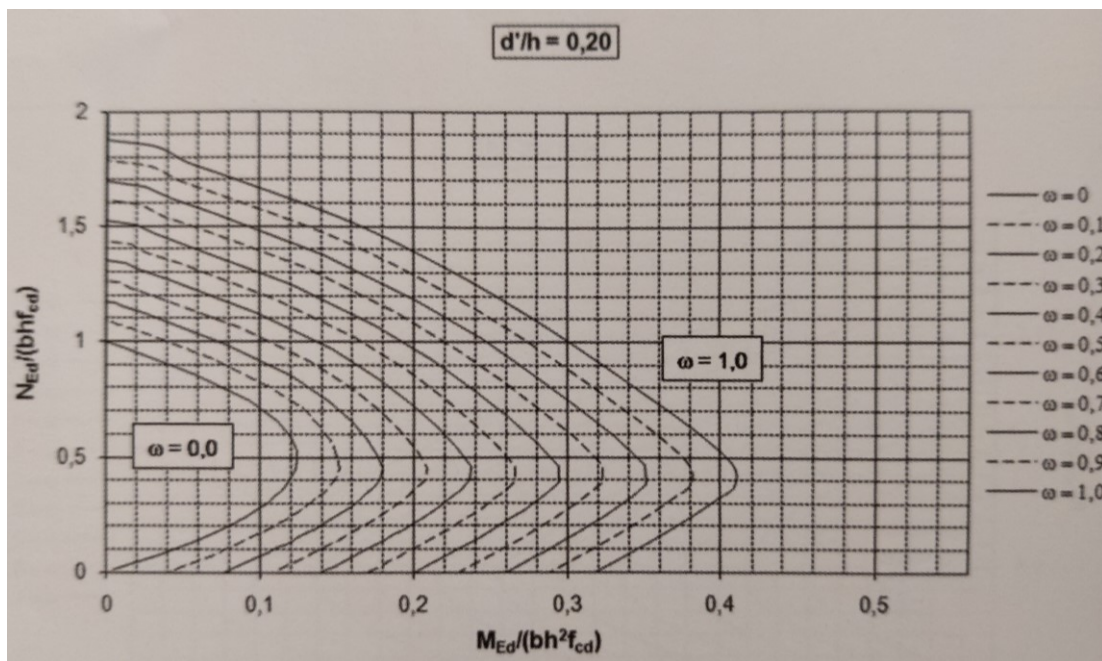
h^2 = seinän paksuuden neliö, (0,25 m)² = 0,0625 m²

f_{cd} = betonin mitoituslujuus, 17,0 MPa

Kaavasta 20 saadun pystyraudoituksen keskiöetäisyyden sekä seinän paksuuden suhde määritteli mitä käyrästää käytettiin, jotta saatiin tuleviin kaavoihin tarvittava arvo ω . Pystyraudoituksen keskiöetäisyyden ($d'=54,2$ mm) ja seinän paksuuden ($h=250$ mm) suhde on 0,217, joten käytettiin käyrästää $d'/h=0,20$ joka on esitetty kuvassa 14.

Kaavasta 35 saadun suhteellisen taivutusmomentin ($\sim 0,05$ vaaka-akselia pitkin) sekä kaavasta 26 saadun suhteellisen normaalivoiman ($\sim 0,02$ pystyakselia pitkin) avulla poimittiin käyrästöstä ylöspäin pyöristetty arvo $\omega = 0,15$. Ylöspäin pyöristäminen lisäsi laskentaan varmuutta.

Tämän jälkeen voitiin laskea vaadittu molempien puolien yhteenlaskettu pystyraudoitus kaavalla 36.



KUVA 14. Pilaripoikkileikkauksen mitoituskäyrästä (BY211 2014, 211)

KAAVA 36. Vaadittu pystyraudoitus (By 211 2014, 107)

$$A_{s,vaad} = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ω = käyrästä poimittu arvo 0,15

b = poikkileikkauksen leveys, 1 000 mm

h = seinän paksuus 250 mm

f_{cd} = betonin mitoituslujuus, 17,0 MPa

f_{yd} = teräksen laskentalujuus, B500B-tyyppin teräksellä 435 MPa

Kaavalla 36 saatiin vaadituksi pystyraudoitukseksi 1466 mm²/m. Tämä tarkoitti sitä, että seinän sisälle täytyi suunnitella, molemmat puolet yhteenlaskettuna, 1466 mm² terästä jokaista seinämetriä kohti. Tankopaksuudella 12 mm yhden tangon pinta-ala on $\pi(6\text{mm})^2 = 113\text{mm}^2$. Näin ollen pystytankojen vaadituksi jakoväliksi saatiin $\frac{2 \times 113\text{mm}^2}{1466 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,156\text{ m}$. Pystytankojen jaoksi valittiin

150 mm, joka valittiin myös vaakatangojen jaoksi, jotta seinään voitiin asentaa raudoitusverkko erillisten tankojen sijaan. Näin seinän sisään tuli pystyraudoitusta 1507 mm²/m, jolloin pystyraudoituksen määrä ylitti vaaditun määrän.

6 POHDINTA

Tämän opinnäytetyön tarkoitus oli suunnitella kellarin ulkoseinät sekä niiden alla kulkevat perustukset sekä laatia niistä työmaasuunnitelmat. Sekä suunnittelu että piirustusten laatiminen tehtiin Tekla Structures -ohjelmalla, kun taas mitoitus ja laskenta suoritettiin lähinnä RFEM-ohjelmalla sekä Eurocode Services -sivustolla.

Vaikka mallintaminen ei vaadi ammattitaitoa, suunnittelijan täytyy ymmärtää, miten erilaiset rakenteet voidaan työmaalla toteuttaa. Tämän huomasi parhaiten teräsosia suunniteltaessa, mutta myös betonirakenteiden kanssa täytyi ottaa huomioon käytännön seikat, jotka helposti unohtuvat virtuaalisia osia muokatessa. Laskennassakin saa tuloksia aika helposti, mutta niitä pitää tarkastella kriittisesti. Kun ymmärtää statiikkaa ja rakenteiden mekaniikkaa, voi havaita, jos laskentaa laatiessa on tehnyt virheen. Esimerkiksi epätavallisen muotoinen momenttipinta tai jonkin suureen epäilyttävän suuri tai pieni maksimiarvo voi paljastaa virheen.

Suunnittelutyö tapahtui aika nopealla aikataululla, kun taas raportoinnissa kesti kauan. Opinnäytetyön aihetta karsittiin työn edetessä. Betoniseinän suunnittelu vaatii enemmän työtä kuin tämä opinnäytetyö antaa ymmärtää, mutta toisaalta itse mitoitus voidaan laskea laskentaohjelmalla, eikä käsin.

Jos voisin jälkeenpäin päättää, miten asiat olisivat menneet, olisin kirjoittanut tätä opinnäytetyön raporttiosuutta samalla kuin etenin suunnittelutyössä. Tämä ei ollut miellyttävällä tavalla mahdollista, koska samaan aikaan oli kiirettä niin töissä kuin koulussakin. Lisäksi olisi ollut mielenkiintoista nähdä, minkälainen työstä olisi tullut, jos olisin keskittynyt teräsrakenteiden suunnittelusta ja mitoituksesta kirjoittamiseen.

Kaiken kaikkiaan tämä työ opetti minulle paljon. Tämä oli ensimmäinen kerta, kun mitoitin, tai ainakin olin mukana mitoituksessa, alusta loppuun koko rakennuksen osalta. Opin paljon siitä, miten rakenteiden suunnittelutyö käytännössä etenee ja minkälainen kokonaisuus se on. Tämä oli hyvä kohde siihen, sillä karkea esimitoitus oli jo tehty, joten kaikkia profileja ja rakenteiden paksuuksia ei tarvinnut päättää itse, vaan työ oli osittain kestävyuden varmistamista. Lisäksi tein yhteistyötä arkkitehtitoimiston lisäksi myös sähkö- ja LVI-puolen kanssa, minkä vuoksi tiedän nyt enemmän rakennuksen suunnittelun kokonaisuudesta, muutenkin kuin rakennesuunnittelun näkökulmasta.

LÄHTEET

By 68 2016. Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu – opas suunnittelijoille 2016. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.

By 210 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.

By 211 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.

By 211 2014. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.

RIL 201-1 2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen rakennusinsinööriliitto RIL ry

**OYS B1 KAASUKESKUS
TEKNINEN VAATIMUSMALLI / VAIHE 1, 11.1.2021**

- Rakennus sijoittuu OYS B-rakennuksen länsipuolelle. Rakennukseen sijoitetaan sairaalakaasupulloja ja kaasujen jakeluun liittyvää tekniikkaa.
- Rakennus on kaksikerroksinen. Alempi kerros on pihatason alapuolinen kellarikerros.
- Rakennus on lämmitetty
- Rakennuksen paloluokka on P3. Osastoidun porrashuoneen ympärillä olevat teräsrakenteiset kehät ovat palosuojattuja.
- Rakennuksesta on laadittu palosuunnitelma ja savunpoistosuunnitelma
- Rakennuksen pohjoisseinän elementtien kiinnitys tehdään heikennettynä, jotta mahdollinen räjähdys suuntautuu haluttuun suuntaan.
- Rakennuksen sisäinen porrashuone on osastoitu (EI60)
- Rakennuksen ulkomitat on 24120 x 9020
- 1. kerroksen lattiakorko on +23,800. Kynnys pihalta saa muodostua max. 20mm korkeaksi (Pihan pinnan taso oven edessä on +23,780)
- Pääovi rakennukseen on länsipäädystä 10+10X25. Ovi toimii haalausreitinä. Oven yllä on katos. Varapoistumistie on rakennuksen itäpäädystä, kooltaan 10X21
- Väliovi porrashuoneesta tekniseen tilaan on kooltaan 10+10X24 (EI30). Toimii haalausovena.
- Väliovi porrashuoneesta kaasukeskukseen on kooltaan 10+10X25(EI30). Toimii haalausovena.
- 1. kerroksessa vapaa korkeus on 3000mm. Kellarikerroksessa 3900mm.
- Porraskäytävä suojataan 1100mm korkealla pinnakaiteella.
- Kellarikerroksessa on yhdystunneli B-rakennukseen
- Hulevedet ohjataan räystäskourua ja syöksytoria pitkin kaivoihin

Rakennetyypit ja pintakäsittelyt:

Ulkoseinä	US-8		Tehdasmaalattu elementtipinta
	KS-3 (sokkeli)		Maalattu betoni M3
	Alapohja	AP-1	Hengittävä epoksinnoite LP8
	Yläpohja	YP-8	alapinnassa kipsilevy AK7, käsittely M3
	Välipohja	VP-15	Polyuretaanipinnoite LP7
	Väliseinät	VS-9	maa kipsilevy M3
	Tunnelin	YP-6	Maalattu betoni M3
Kuormat:	AP	5 kN/m ²	Hyötykuorma
	VP	5 kN/m ²	Hyötykuorma
	YP	2 kN/m ²	Lumikuorma

Kohde:	Projekti nro:	Sivu:
AnKor	0	1/5
Katu:	Rakennetyyppi:	Pvm:
	Maanvarainen pilariantura	6.4.2021
Postiosoite:	Nimi:	Suunnittelija:
	Kaasukeskus antura	ankor

Rakenne		
Anturan leveys X (BX)	1400 mm	
Anturan leveys Y (BY)	1000 mm	
Anturan korkeus (H)	400 mm	
Peruspilarin leveys X (SX)	250 mm	
Peruspilarin leveys Y (SY)	1000 mm	
Peruspilarin korkeus (HP)	100 mm	
Suojabetoni alapinnassa (C)	50 mm	
Yläpuolisen täytön paksuus (HT)	4600 mm	
Suunnitteluikä	50 v.	
Seuraamusluokka	CC2	
Toteutusluokka	3	
Toleranssiluokka	1	
Ympäristöluokka	XC2	
Ympäristön suhteellinen kosteus RH	50 %	
Rakenteen kuormitusikä	28 vrk	

Materiaalit			
Betonin lujuusluokka	C30/37	Betoniteräs	B500B
- Materiaaliosavarmuuskerroin γ_c	1,5	- Materiaaliosavarmuuskerroin γ_s	1,15
- Lieriölujuuden ominaisarvo f_{ck}	30,0 MPa	- Myötölujuuden ominaisarvo f_{yk}	500,0 MPa
- Keskimääräinen vetolujuus f_{ctm}	2,90 MPa	- Myötölujuuden mitoitusarvo f_{yd}	434,8 MPa
- Puristuslujuuden mitoitusarvo f_{cd}	17,0 MPa	- Kimmokertoimen mitoitusarvo E_s	200000 MPa
- Sekantimoduli E_{cm}	32837 MPa		
- Sementin tyyppi	Tyyppi N		

Säilyvyys / suojapeite	
Ympäristöolosuhteiden vaatima min. betonipeite	20 mm
Tartunnan vaatima min. betonipeite - pääteräkset	12 mm

A-Insinöörit Oy | Puutarhakatu 10 | 33210 Tampere | Y-tunnus: 1841818-1

Tulostettu 6.4.2021 10:57 käyttäen Eurocode Service Oy web-palvelua www.eurocode-tools.fi

Kohde:	AnKor		Projekti nro:	0		Sivu:	2/5			
Katu:			Rakennetyyppi:	Maanvarainen pilariantura		Pvm:	6.4.2021			
Postiosoite:			Nimi:	Kaasukeskus antura		Suunnittelija:	ankor			
Kuormitukset										
Nimi	Luokka ja yhdistelykertoimet		V kN	H _x kN	H _y kN	M _x kNm	M _y kNm			
G0	Omapaino+täyttö		77	0	0	0	0			
G1	Pysyvä kuorma		106	119	0	48	0			
Q1	Muuttuva kuorma 1	Hyötykuorma, Luokka E (varastotilat), $\psi_0=1,0, \psi_2=0,8$	20	5	0	0	0			
Q2	Muuttuva kuorma 2	Lumikuorma (sk < 2.75kN/m2), $\psi_0=0,7, \psi_2=0,2$	10	1	0	0	0			
Kuormitusyhdistelmät ja voimasuuret perustustasossa										
Yhdistelmä	Edustavat arvot ($\Sigma\psi_i F_i$)					Mitoitusarvot				
	V _{rep} kN	H _{x,rep} kN	H _{y,rep} kN	M _{x,rep} kNm	M _{y,rep} kNm	V _d kN	H _{xd} kN	H _{yd} kN	M _{xd} kNm	M _{yd} kNm
A: 1,35*(G0+G1)	183	119	0	48	-59,5	247,1	160,7	0	64,8	-80,3
B: 1,15*(G0+G1) + 1,5*Q1 + 0,7*1,5*Q2	210	124,7	0	48	-62,4	251	145,4	0	55,2	-72,7
C: 1,15*(G0+G1) + 1,5*Q1 + 1,5*Q2	213	125	0	48	-62,5	255,5	145,9	0	55,2	-72,9
D: 0,9*(G0+G1) + 1,5*Q1	203	124	0	48	-62	194,7	114,6	0	43,2	-57,3
E: 0,9*(G0+G1) + 1,5*Q2	193	120	0	48	-60	179,7	108,6	0	43,2	-54,3
Pitkäaikainen yhd.: G0+G1 + 0,8*Q1 + 0,2*Q2	201	123,2	0	48	-61,6	201	123,2	0	48	-61,6
Ominais yhd.: G0+G1 + Q1 + Q2	213	125	0	48	-62,5	213	125	0	48	-62,5
A-Insinööri Oy Puutarhakatu 10 33210 Tampere Y-tunnus: 1841818-1										

Tulostettu 6.4.2021 10:57 käyttäen Eurocode Service Oy web-palvelua www.eurocodetools.fi

Kohde:	Projekti nro:	Sivu:	
AnKor	0	3/5	
Katu:	Rakennetyyppi:	Pvm:	
	Maanvarainen pilariantura	6.4.2021	
Postiosoitte:	Nimi:	Suunnittelija:	
	Kaasukeskus antura	ankor	
Murtorajatilatarkastelu (EQU)			
Kaatumisvarmuus			
Osavarmuuskerroimet	Pysyvä kuorma	Muuttuva kuorma	
-Edullinen	$\gamma_{G,inf} = 0,9$	$\gamma_{Q1} = 0,0$	
-Epäedullinen	$\gamma_{G,sup} = 1,1$	$\gamma_{Q1} = 1,5$	
	X-akselin suhteen	Y-akselin suhteen	
Mitoittava kuormayhdistelmä	$0,9*(G0+G1) + 1,5*Q2$	$0,9*(G0+G1) + 1,5*Q2$	
Kaatava momentti $M_{Ed,dst}$	43,2 kNm	54,3 kNm	
Stabiloiva momentti $M_{Ed,stab}$	89,9 kNm	125,8 kNm	
Mitoitusehto $M_{Ed,dst} \leq M_{Ed,stab}$	43,2 / 89,9 = 0,48 ≤ 1.0 - OK	54,3 / 125,8 = 0,43 ≤ 1.0 - OK	
Murtorajatilatarkastelu (GEO)			
Maaparametrit		Osavarmuuskerroimet	
Yläpuolisen täyten tiheys	18,0 kN/m ³	Leikkauskestävyysskulma, $\gamma_{\phi'}$	1,00
Perusmaan tehollinen tiheys	18,0 kN/m ³	Tehokas koheesio, γ_c	1,00
Perusmaan leikkauskestävyysskulma	36,0°	Suljettu leikkauslujuus, γ_{cu}	1,00
Perusmaan tehokas koheesio, c'	0,0 kPa	Tilavuuspaino, γ_v	1,00
Perusmaan suljettu leikkauslujuus, c_u	100,0 kPa	Kantokestävyys, $\gamma_{R,v}$	1,55
Kantokestävyys (GEO)			
Kantokestävyys laskenta EN1997-1 Liite D kohdan D.4 "Avoimet olosuhteet" mukaan			
Mitoitusmenetelmä	Menetelmä DA2*		
Mitoittava kuormayhdistelmä	A: $1,35*(G0+G1)$		
Mitoitusvoimasuureet	$V_d = 247,1$ kN	$V_{k(rep)} = 183,0$ kN	$H_{k(rep)} = 119,0$ kN
Pystykuorman (V) epäkeskisyydet	$e_x = 325$ mm	$e_y = 262$ mm	
Anturan teholliset mitat	$B' = 475$ mm	$L' = 750$ mm	
Anturan tehollinen ala	$A' = 0,36$ m ²		
Kantavuuskertoimet	$N_c = 50,59$	$N_q = 37,75$	$N_v = 53,40$
Pohjan kaltevuuskertoimet	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_v = 1,00$
Kertoimet perustuksen muodosta	$s_c = 1,38$	$s_q = 1,37$	$s_v = 0,81$
Kuormituksen kaltevuuskertoimet	$m_B = 1,61$	$m_L = 1,39$	$\theta = 0,0^\circ$ m = 1,39
	$i_c = 0,21$	$i_q = 0,23$	$i_v = 0,08$
Kantokestävyys	$R/A' = 1100,1$ kPa	$R_k = 392,1$ kN	$R_d = 253,0$ kN
Mitoitusehdon tarkistus	Vd/Rd = 0,98 ≤ 1.0 - OK		
A-Insinööri Oy Puutarhakatu 10 33210 Tampere Y-tunnus: 1841818-1			

Tulostettu 6.4.2021 10:57 käyttäen Eurocode Service Oy web-palvelua www.eurocodetools.fi

Kohde:	Projekti nro:	Sivu:				
AnKor	0	4/5				
Katu:	Rakennetyyppi:	Pvm:				
	Maanvarainen pilariantura	6.4.2021				
Postiosoite:	Nimi:	Suunnittelija:				
	Kaasukeskus antura	ankor				
Käyttörajatila (GEO)						
Yhdistelmä	V kN	e _x mm	e _y mm	A _{eff} m ²	q _d (k.a.) kPa	q _d (max) kPa
Pitkäaikainen yhd.: G0+G1 + 0,8*Q1 + 0,2*Q2	201,0	306	239	0,81	247,4	732,4
Ominaisiyhd.: G0+G1 + Q1 + Q2	213,0	293	225	0,87	243,9	713,3
Huomautus! - tämä mitoitus ei sisällä painuman laskentaa eikä tarkistusta						
Murtorajatilamitoitus (STR)						
Taivutuskestävyys			Leikkaus I-I		Leikkaus II-II	
Mitoittava kuormayhdistelmä	Yhdistelmä A		Yhdistelmä B		Yhdistelmä B	
Momentin mitoitusarvo M _{Ed}	54,5 kNm		0,0 kNm		0,0 kNm	
Tehollinen korkeus, d	344 mm		332 mm		332 mm	
Tehollinen leveys, b	1000 mm		1400 mm		1400 mm	
Suhteellinen momentti, μ	0,027		0,000		0,000	
Sis. momenttivarsi, z	339 mm		299 mm		299 mm	
Vaadittava rauditusala, A _{s,vaad.}	369 mm ²		0 mm ²		0 mm ²	
Minimiraudoitusala, A _{s,min}	518 mm ²		700 mm ²		700 mm ²	
Valittu rauditus	7xT12		7xT12		7xT12	
Todellinen rauditusala, A _s	792 mm ² > A _{s,min} - OK		792 mm ² > A _{s,min} - OK		792 mm ² > A _{s,min} - OK	
Betonipuristuma ε _c (max)	-0,79 ‰		-0,58 ‰		-0,58 ‰	
Teräsvenymä ε _s (max)	10,00 ‰		10,00 ‰		10,00 ‰	
Momenttikestävyys, M _{Rd}	114,9 kNm		111,9 kNm		111,9 kNm	
Käyttöaste M _{Ed} /M _{Rd}	0,47 ≤ 1.0 - OK		0,00 ≤ 1.0 - OK		0,00 ≤ 1.0 - OK	
Leikkauskestävyys (leikkausraudoittamaton rakenne)						
Mitoittava kuormayhdistelmä	Yhdistelmä A		Yhdistelmä B		Yhdistelmä B	
Leikkasuvoiman mitoitusarvo, V _{Ed}	76,1 kN		0,0 kN		0,0 kN	
Mitta, b	1000 mm		1400 mm		1400 mm	
Mitta, d	344 mm		332 mm		332 mm	
Kerroin, C _{Rd,c}	0,120		0,120		0,120	
Kerroin, k	1,762		1,776		1,776	
Suhteellinen raud.ala, ρ _t	0,0023		0,0017		0,0017	
Leikkasuvoimakestävyys, V _{Rd,c}	154,3 kN		210,9 kN		210,9 kN	
Käyttöaste V _{Ed} /V _{Rd,c}	0,49 ≤ 1.0 - OK		0,00 ≤ 1.0 - OK		0,00 ≤ 1.0 - OK	
A-Insinöörit Oy Puutarhakatu 10 33210 Tampere Y-tunnus: 1841818-1						

Tulostettu 6.4.2021 10:57 käyttäen Eurocode Service Oy web-palvelua www.eurocodetools.fi

Kohde:	Projekti nro:	Sivu:																																																
AnKor	0	5/5																																																
Katu:	Rakennetyyppi:	Pvm:																																																
	Maanvarainen pilariantura	6.4.2021																																																
Postiosoite:	Nimi:	Suunnittelija:																																																
	Kaasukeskus antura	ankor																																																
<p>Lävistyskestävyys (RakMk/B4)</p> <table> <tr> <td>Mitoittava kuormayhdistelmä</td> <td>Yhdistelmä A</td> </tr> <tr> <td>Lävistysvoima (max), V_{Ed}</td> <td>247,1 kN</td> </tr> <tr> <td>Epäkeskisyyys, e_x (V_{Ed})</td> <td>325 mm</td> </tr> <tr> <td>Epäkeskisyyys, e_y (V_{Ed})</td> <td>262 mm</td> </tr> <tr> <td>Lävistysvoiman vähennys, ΔV_{Ed}</td> <td>166,5 kN</td> </tr> <tr> <td>Mitoitusepäkeskisyyys, e_x (V_{Ed})</td> <td>325 mm</td> </tr> <tr> <td>Mitoitusepäkeskisyyys, e_y (V_{Ed})</td> <td>262 mm</td> </tr> <tr> <td>Leikkausalan piiri, u</td> <td>3852 mm</td> </tr> <tr> <td>Leikkausalan pinta-ala, A_u</td> <td>0,79 m²</td> </tr> <tr> <td>Keskim. tehollinen korkeus, d</td> <td>338 mm</td> </tr> <tr> <td>Kerroin, k</td> <td>1,262</td> </tr> <tr> <td>Kerroin, β</td> <td>0,234</td> </tr> <tr> <td>Suhteellinen raud.ala, ρ_t</td> <td>0,0020</td> </tr> <tr> <td>Lävistyskestävyys, V_c</td> <td>572,0 kN</td> </tr> </table> <p style="text-align: right;">> Ved-ΔVed(80,6 kN) - OK</p> <p>Käyttörajatilamitoitus</p> <p>Halkeamatarkastelu, pitkäaikaisyhdistelmä</p> <table> <tr> <td>Virumaluku $\varphi(\infty, t_0)$</td> <td>2,26</td> </tr> </table> <table> <thead> <tr> <th></th> <th>Leikkaus I-I</th> <th>Leikkaus II-II</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Momentin mitoitusarvo M</td> <td>42,2 kNm</td> <td>0,0 kNm</td> </tr> <tr> <td>Suurin halkeamaväli, $s_{r,max}$</td> <td>437 mm</td> <td>601 mm</td> </tr> <tr> <td>Venymäerotus ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$)</td> <td>0,509 ‰</td> <td>0,000 ‰</td> </tr> <tr> <td>Halkeaman leveys, w_k</td> <td>0,22 mm</td> <td>0,00 mm</td> </tr> <tr> <td></td> <td>≤ 0,3 mm - OK</td> <td>≤ 0,3 mm - OK</td> </tr> </tbody> </table>			Mitoittava kuormayhdistelmä	Yhdistelmä A	Lävistysvoima (max), V_{Ed}	247,1 kN	Epäkeskisyyys, e_x (V_{Ed})	325 mm	Epäkeskisyyys, e_y (V_{Ed})	262 mm	Lävistysvoiman vähennys, ΔV_{Ed}	166,5 kN	Mitoitusepäkeskisyyys, e_x (V_{Ed})	325 mm	Mitoitusepäkeskisyyys, e_y (V_{Ed})	262 mm	Leikkausalan piiri, u	3852 mm	Leikkausalan pinta-ala, A_u	0,79 m ²	Keskim. tehollinen korkeus, d	338 mm	Kerroin, k	1,262	Kerroin, β	0,234	Suhteellinen raud.ala, ρ_t	0,0020	Lävistyskestävyys, V_c	572,0 kN	Virumaluku $\varphi(\infty, t_0)$	2,26		Leikkaus I-I	Leikkaus II-II	Momentin mitoitusarvo M	42,2 kNm	0,0 kNm	Suurin halkeamaväli, $s_{r,max}$	437 mm	601 mm	Venymäerotus ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$)	0,509 ‰	0,000 ‰	Halkeaman leveys, w_k	0,22 mm	0,00 mm		≤ 0,3 mm - OK	≤ 0,3 mm - OK
Mitoittava kuormayhdistelmä	Yhdistelmä A																																																	
Lävistysvoima (max), V_{Ed}	247,1 kN																																																	
Epäkeskisyyys, e_x (V_{Ed})	325 mm																																																	
Epäkeskisyyys, e_y (V_{Ed})	262 mm																																																	
Lävistysvoiman vähennys, ΔV_{Ed}	166,5 kN																																																	
Mitoitusepäkeskisyyys, e_x (V_{Ed})	325 mm																																																	
Mitoitusepäkeskisyyys, e_y (V_{Ed})	262 mm																																																	
Leikkausalan piiri, u	3852 mm																																																	
Leikkausalan pinta-ala, A_u	0,79 m ²																																																	
Keskim. tehollinen korkeus, d	338 mm																																																	
Kerroin, k	1,262																																																	
Kerroin, β	0,234																																																	
Suhteellinen raud.ala, ρ_t	0,0020																																																	
Lävistyskestävyys, V_c	572,0 kN																																																	
Virumaluku $\varphi(\infty, t_0)$	2,26																																																	
	Leikkaus I-I	Leikkaus II-II																																																
Momentin mitoitusarvo M	42,2 kNm	0,0 kNm																																																
Suurin halkeamaväli, $s_{r,max}$	437 mm	601 mm																																																
Venymäerotus ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$)	0,509 ‰	0,000 ‰																																																
Halkeaman leveys, w_k	0,22 mm	0,00 mm																																																
	≤ 0,3 mm - OK	≤ 0,3 mm - OK																																																
A-Insinöörit Oy Puutarhakatu 10 33210 Tampere Y-tunnus: 1841818-1																																																		

Tulostettu 6.4.2021 10:57 käyttäen Eurocode Service Oy web-palvelua www.eurocodetools.fi

Mitoitettavan kappaleen läpileikkaus:

Material No.	Material Description		Notes
	Concrete Strength Class	Reinforcing Steel	
3	Concrete C30/37	B 500 S (B)	

Käyttöaste:

Member No.	Location x [mm]	Governing Load Case	Design	
			Ratio	Criterion
1	Cross-Section No. 1 - Rectangle 1000/250			
		2207,690	CO2 - max M_y	0,930 ≤ 1
		4100,000	CO2 - min V_z	0,208 ≤ 1
	0,000	CO2 - min N	0,859 ≤ 1	

Vaadittu rauditusmäärä:

Member No.	Reinforcement Type	Location x [mm]	Loading	Req. Reinforcement			Error or Notice
				Symbol	Area	Unit	
1	Rectangle 1000/250						
	Longitudinal	2207,690	CO2	A_s	1045,290	mm ²	
	Shear	-	-	a_{sw}	1,257	mm ² /mm	

RFEMin tarjoama rauditusmäärä:

Section	Item No.	Number of Bars	d_s [mm]	A_s [mm ²]	Location x [mm]		Anchorage	Message
					from	to		
	Member No. 1 - Rectangle 1000/250							
1	1	10	12,000	1130,97	-341,767	4441,770	+	