



Tuolihissivaraston rakenne- suunnittelu

Eetu Pakisjärvi

OPINNÄYTETYÖ
Kesäkuu 2020

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka
Talonstrakennustekniikka

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka
Talonrakennustekniikka

PAKISJÄRVI, EETU:
Tuolihissivaraston rakennesuunnittelu

Opinnäytetyö 87 sivua, joista liitteitä 49 sivua
Kesäkuu 2020

Opinnäytetyön tavoitteena on tuottaa toteutuskelpoiset rakennesuunnitelmat Pyhänturi Oy:n tuolihissivarastoon. Tuotettuja rakennesuunnitelmia varten opinnäytetyössä perehdytään teräsbetonirakenteiden rakenteelliseen toimintaan sekä mitoitukseen.

Suunnitelmien luomista varten työssä esitellään teräsbetonirakenteiden toiminnan perusteet, mitoituksen kulku sekä rakenteiden säilyvyyteen vaikuttavat tekijät.

Opinnäytetyössä sovelletaan SFS-standardeja, joiden avulla vaadittavat laskelmat on tehty käsin. Laskelmissa sovelletaan myös MetsäWoodin Finnwood-mitoitusohjelmaa rakenteiden staattisessa analyysissä.

Kaikki tarvittavat piirustukset tuotetaan käyttämällä Autodeskin AutoCAD-piirustusohjelmaa, jolla suunnitellaan varaston rakennesuunnitelmat 2D-piirustuksin pdf-muotoon.

Työn tavoitteet saavutettiin, mutta varastoa ei suunnitella tämän työn suunnitelmien perusteella. Valitut laskenta- ja piirustusmenetelmät osoittautuivat myös onnistuneiksi kohteen haastavuudesta huolimatta.

Asiasanat: rakennesuunnittelu, teräsbetonirakenteet, varastorakennus

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Construction and civil engineering
Building construction

PAKISJÄRVI, EETU:
The designing of chairlift storage building

Bachelor's thesis 87 pages, appendices 49 pages
June 2019

The purpose of this thesis was to produce implementable designs for Pyhätunturi LLDs chairlift storage building. In order to produce designs, the thesis delves into structural operation and designing of reinforced concrete.

In order to create these designs, the thesis describes the basic principles of reinforced concrete structures, the course of structural designing and the factors impacting the structure durability.

This thesis applies SFS-standards, which are used to do the proper calculations manually. MetsäWood's Finnwood-designing software is also adapted to use for the structural analysis in these calculations.

All the necessary drawings are produced with Autodesk's AutoCAD -drawing software by creating 2D designs in PDF -format.

The objectives and goals of this thesis were achieved, but the storage building was not built according to the designs made in the thesis. Chosen calculation and drawing methods proved to be successful despite the difficulty of the objective.

Key words: structural designing, reinforced concrete, storage building

SISÄLLYS

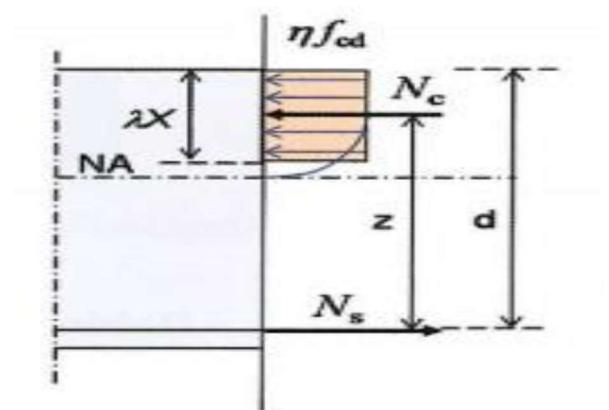
1	TERÄSBETONIRAKENTEET	6
1.1	Teräsbetonirakenteiden perusteet.....	6
1.1.1	Betonin ominaisuudet	7
1.1.2	Betoniterästen ominaisuudet	8
1.1.3	Toteutus- ja toleranssi- ja seuraamusluokat	9
1.2	Teräsbetonirakenteiden mitoituksen perusteet	10
1.2.1	Rajatilamitoitus	10
1.2.2	Taivutusraudoituksen määrittäminen	12
1.2.3	Leikkausraudoituksen määrittäminen	14
1.3	Teräsbetonirakenteiden säilyvyys	17
1.3.1	Rasitusluokat.....	17
1.3.2	Käyttöikä.....	18
1.3.3	Vaurioitumismekanismit.....	19
1.3.4	Säilyvyyden varmistaminen	21
2	CASE PYHÄTUNTURI OY TUOLIHISSIVARASTO.....	22
2.1	Suunnittelun tarve	22
2.2	Sijainti	22
2.3	Rakenteellinen toiminta	23
2.4	Kuormitukset	24
2.5	Rajatilamitoitus.....	24
2.6	Käyttöikä ja säilyvyys	25
3	RAKENNESUUNNITTELU	26
3.1	Ristiin kantava laatta	26
3.1.1	Suunnitteluperusteet.....	27
3.1.2	Staattinen analyysi	28
3.1.3	Raudoituksen määrittäminen	29
3.1.4	Pääraudoitus	29
3.1.5	Jakoraudoitus	29
3.1.6	Palkkikaistat	30
3.2	Laattapalkit.....	30
3.3	Pilarit.....	31
3.4	Maanpaineisäänäelementit	31
3.4.1	Suunnitteluperusteet.....	31
3.4.2	Rakenteellinen toiminta	32
3.4.3	Pääraudoituksen määrittäminen	33
3.4.4	Elementtisuunnittelu	33

3.5 Perustukset	33
4 POHDINTA	35
4.1 Suunnitelmien toteutus.....	35
4.2 Menetelmät	35
LÄHTEET.....	36
LIITTEET	38
Liite 1. Kohteen pohjapiirros	38
Liite 2. Kohteen pystyleikkaus.....	39
Liite 3. Kuormitukset ja ristiin kantavan holvin statiikka.....	40
Liite 4. Pohjapiirustus staattista analyysiä varten.....	56
Liite 5. Holvin raudoituksen laskelmat.....	57
Liite 6. Kohteen raudoituspiirustus	69
Liite 7. Palkkilinjan raudoitus.....	70
Liite 8. Palkin leikkauspiirustus	73
Liite 9. Pilarin rakennetekniset laskelmat	74
Liite 10. Maanpaineseinäelementin rakenteellinen mitoitus	78
Liite 11. Perustusten rakennetekninen mitoitus	81
Liite 12. Perustusleikkaukset	84
Liite 13. Elementtisuunnitelmat	85

1 TERÄSBETONIRAKENTEET

1.1 Teräsbetonirakenteiden perusteet

Teräsbetonirakenteiden toiminta perustuu betonin ja teräksen materiaaliominaisuuksien hyödyntämiseen optimaalisesti. Betoni kestää materiaalina hyvin puristusta, mutta vetorasituksille kapasiteetti on noin 5–10% puristuslujuudesta (Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan, opetusmateriaali, Juha Niemi, TAMK, 2.1.4, 12). Betoniteräksen puristus- ja vetokapasiteetti on hieman yli kymmenkertainen tavanomaisimpiin betonilujuuksiin verrattuna. Tästä syystä teräsbetonirakenteissa teräkset sijoitetaan poikkileikkauksen vetojännitysten puolelle, esim. 1-aukkoisessa tasakuormitetussa palkissa teräkset sijaitsevat betonipoikkileikkauksen alapinnassa. Jatkuvassa rakenteessa vetojännitykset ovat välitukien kohdalla rakenteen yläpinnassa, joten raudoitus sijoitetaan sinne. Kuvassa 1 on esitetty normaalin teräsbetonipoikkileikkauksen jännitysjauma kuormituksessa.



Kuva 1. Teräsbetonipoikkileikkauksen jännitysjauma. (By 211, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1, 92).

Teräs ja betoni kykenevät toimimaan yhdessä keskinäisen tartunnan avulla. Tartunnan avulla jännitykset siirtyvät betonilta teräksille, mahdollistaen poikkileikkauksen toimivuuden optimaalisesti. Normaalisti teräsbetonirakenteissa käytetään nykyään harjateräksiä, jotka mahdollistavat paremman tartunnan kuin siileäpintaiset tangot.

Betoniteräksen ja betonin lämpötilamuutokset ovat myös lähes samat, sillä molemmilla lämpötilakertoimet ovat noin $0,000012 \text{ 1/ } ^\circ\text{C}$ (Pituuden lämpötilakertoimia, Merenojan koulu, opetusmateriaali, <https://peda.net/kalajoki/peruskoulu/merenojankoulu/oppiaineet2/fysiikka/efysiikka-8/taulukot/pl>). Tämän takia materiaalit eivät menetä keskinäistä tartuntaa lämpöliikkeiden takia. Tämä ei kuitenkaan päde ruostumattoman teräksen kanssa, jonka lämpötilakerroin on noin $0,000017 \text{ 1/ } ^\circ\text{C}$. Korkeissa lämpötiloissa ruostumaton teräs siis laajenee betonia enemmän, aiheuttaen betoniin vetojännityksiä ja teräkseen puristusta (Ruostumattomien raudotteiden (B600KA2, B600KX) käyttö kantavissa teräsbetonirakenteissa, Suomen Betoniyhdistys r.y, http://www.betoniyhdistys.fi/media/normikortit/normikortti_19.pdf).

1.1.1 Betonin ominaisuudet

Betonin muodostaa sementti, vesi sekä runkokiviaines. Lisäaineita käyttämällä betoniin saadaan lisäominaisuuksia, esim. notkeutta tai kovettumisen nopeutumista (Lisäaineet, Betoniteollisuus ry, <https://betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/betoni-rakennusmateriaalina/lisäaineet/>). Betonin tärkeimpiä ominaisuuksia ovat sen edullisuus (hinta n. $50\text{--}100 \text{ €/m}^3$), korkea puristuslujuus, muokattavuus valettaessa, paloturvallisuus sekä kosteuskestävyys. Muotituksella betonin pinnasta ja muodosta saadaan muokattua halutun näköiset ja valun jälkeen betonipinnan voi käsitellä haluamansa näköiseksi. Betoni ei sisällä elopeäristä ainetta, joka voi toimia homesienelle kasvualustana, eikä se poista terveydelle haitallisia aineita itsestään ulos.

Betonin lieriölujuus on tavanomaisessa asuinrakennuksessa yleensä n. $20\text{--}30 \text{ MN/m}^2$. Elementtirakentamisessa ja etenkin jännitetyissä rakenteissa käytetään usein korkeamman lujuusarvon betonia, esimerkiksi 60 MN/m^2 . Taulukossa 1 on esitetty yleisimmät betonin lujuusluokat

Taulukko 1. Betonin yleisimmät lujuusluokat (Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan, opetusmateriaali, Juha Niemi, TAMK, 2.1.2, 10).

Betonin lujuusluokka														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90

Betonin lieriölujuutta merkitään eurokoodin mukaisesti tunnuksella f_{ck} , ja kuutiolujuutta $f_{ck,cube}$. Betonin tunnus muodostuu periaatteella C lieriölujuus/kuutiolujuus, esim. C30/37 on betonia, jonka lieriölujuus on 30 MN/m² ja kuutiolujuus 37 MN/m². Tilavuuspainona käytetään pelkälle betonille 24 kN/m³.

1.1.2 Betoniterästen ominaisuudet

Betoniteräksen parhaimmat ominaisuudet ovat sen suuri puristus- ja vetokapasiteetti sekä murtovenymä. Puristus- ja vetokapasiteettia hyödyntämällä saadaan otettua haltuun rasitukset, joihin ei betonin kapasiteetti riitä.

Murtovenymä kuvastaa kuinka paljon teräs voi venyä ennen kuin se saavuttaa murren eli katkeaa. Betoniteräksen murtovenymä on noin 12% (Suoran tangon ankkurointi & Raudoituksen valmistus ja asennus, Suomen Betoniyhdistys r.y, 2014, http://www.betoniyhdistys.fi/media/normikortit/normikortti_29.pdf). Suuri murtovenymä mahdollistaa rakenteessa ison muodonmuutoksen ennen kuin rakenneosaa murtuu, eli liian suuren kuormituksen aiheuttama taipuma voidaan havaita ennen koko rakenteen murtumista.

Betoniterästen käytetyt lujuusluokat ovat 500 MN/m², 600 MN/m² ja 700 MN/m². Tavallisessa asuinrakentamisessa yleisin lujuus on 500 MN/m² normaalille betoniteräkselle ja 600 MN/m² ruostumattomalle teräkselle. Teräksen lujuus ilmoitetaan periaatteella B-betoniteräs, teräksen myötölujuus f_{yk} , sitkeysluokka (A, B tai C) ja mahdolliset lisätunnukset. Esimerkiksi B500B teräs on 500MN/m² myötölujuudella ja B-luokan sitkeyslujuudella varustettu betoniteräs. Tunnus KX myötölujuuden perässä kuvastaa ruostumatonta betoniterästä.

1.1.3 Toteutus- ja toleranssi- ja seuraamusluokat

Teräsbetonirakenteet jaotellaan vaativuuden mukaan SFS-EN 13670 Betonirakenteiden toteuttaminen -standardin mukaisesti toteutusluokkaan. Toteutusluokat esitetään numerolla 1-3, joista 3 on vaativin luokka. Yleisesti voidaan olettaa, että toteutusluokka 1 sisältää vähäpätöiset rakenteet, toteutusluokka 2 tavanomaiset rakenteet ja toteutusluokka 3 haastavimmat rakenteet. Toteutusluokka määrää suoraan teräsbetonirakenteen toteutuksen tarkastustason.

Toleranssiluokka kuvastaa suurimmat sallitut toleranssit rakenteelle. Luokkia on kaksi kappaletta, joista 1 on normaali toleranssiluokka, ja 2 on tiukempi toleranssiluokka. Toleranssiluokka määrää myös teräsbetonirakenteen mitoituksessa materiaaliosavarmuusluvut. Toteutusluokka ja toleranssiluokka määräävät myös yhdessä suurimman sallitun betonilujuuden (Teräsbetonirakenteiden mitoitus euronkoodin mukaan, Juha Niemi, TAMK, 2.1.3, 11).

Seuraamusluokka kuvastaa rakenteen sortumisesta aiheutuvia seuraamuksia. Seuraamusluokkia on kolme: CC1, CC2 ja CC3, joista CC3 on vaativin. Seuraamusluokka CC1 on tarkoitettu vähäpätöisille rakenteille, joiden sortumisesta ei aiheudu juurikaan materiaalivahinkoja tai henkilövahinkoja. CC2 luokka kuvastaa tavanomaista rakennusta, jonka sortumisesta aiheutuisi keskivertoja materiaalivahinkoja ja ihmisvahinkoja, ja CC3 luokka kuvastaa haastavia rakenteita, joiden sortumista aiheutuisi mittavia materiaali- ja ihmisvahinkoja (Suunnitteluperusteet EC0 SFS-92.090, Liite B3.1, 136). Seuraamusluokat huomioidaan mitoituksessa kansallisilla kertoimilla k_{fi} , josta lisää kappaleessa 1.2.1.

Taulukossa 2 on esitetty seuraamus-, toleranssi- ja toteutusluokkien valintataulukko, sekä valittujen luokkien suurin sallittu betonilujuus.

Taulukko 2. Teräsbetonirakenteen luokkavalintataulukko (Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan, Juha Niemi, TAMK, 2.1.3, 11).

Seuraamus-luokka	Toleranssiluokka	Materiaali osavarmuus	Toteutusluokka	Betoniluokat
CC1	1	perus	1	$\leq C20/25$
CC1	1	perus	2	$\leq C50/60$
CC1	1	perus	3	$\leq C90/105$
CC1	2	pienennetty	3	$\leq C90/105$
CC2	1	perus	2	$\leq C50/60$
CC2	1	perus	3	$\leq C90/105$
CC2	2	pienennetty	3	$\leq C90/105$
CC3	1	perus	3	$\leq C90/105$
CC3	2	pienennetty	3	$\leq C90/105$

1.2 Teräsbetonirakenteiden mitoituksen perusteet

1.2.1 Rajatilamitoitus

Rajatilamitoitus perustuu käyttörajatila- sekä murtorajatilamitoitukseen. Käyttörajatilassa osavarmuusluvut ovat sekä kuormituksille että materiaaleille 1,0, kun taas murtorajatilassa korotetaan kuormituksia seuraamusluokasta johtuvan k_{fi} kertoimen sekä EC0 SFS-92.090 liitteen A1.2 standardin mukaisilla osavarmuuskerroimilla. Myös materiaaliominaisuuksia pienennetään toleranssiluokan mukaisilla kertoimilla. Toleranssiluokan 2 määrittämät pienennetyt toleranssikertoimet ovat betonille 1,35 ja teräkselle 1,10. Toleranssiluokassa 1 vastaavat kertoimet ovat betonille 1,50 ja teräkselle 1,15.

Tavanomaisimmassa tapauksessa, missä rakennusta kuormittaa samaan aikaan pysyvä kuorma, lumikuorma sekä tuulikuorma annetaan murtorajatilan osavarmuusluvuiksi pysyvälle kuormalle 1,15 sekä muuttuvista kuormista määräävälle 1,50 ja ei-määräävälle 1,50 kerrottuna EC0 mukaisella ψ_0 kertoimella. Taulukossa 3 on esitetty ψ_0 kertoimen arvot. Ei-määräävän kuormituksen pienennys perustuu siihen olettamukseen, että muuttuvat kuormat eivät vaikuta samaan aikaan maksimipainolla (Rakenteiden mitoitus 2, Jorma Kylliäinen, TAMK, 2017).

Taulukko 3. Ei-määräävän osavarmuusluvun pienennyskerroin ψ_0 arvot (Suunnitteluperusteet EC0 SFS-92.090, 2006, Liite A1.2.2, 86).

Kuorma	ψ_0
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (ks. EN 1991-1-1)	
Luokka A: asuintilat	0,7
Luokka B: toimistotilat	0,7
Luokka C: kokoontumistilat	0,7
Luokka D: myymälätilat	0,7
Luokka E: varastotilat	1,0
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30 \text{ kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160 \text{ kN}$	0,7
Luokka H: vesikatot	0

Tilanteissa, joissa kuormista on rakenteen stabiiliuden kannalta hyötyä, suoritetaan kuormituksen korotus osavarmuusluvulla. Samoin kuormitusyhdistelmissä voidaan jättää huomioimatta edulliset kuormat varmuuden lisäämiseksi, esimerkiksi rakennuksen kokonaisstabiiliteettia tarkasteltaessa lumikuorma voidaan katsoa eduksi, joten se jätetään huomioimatta.

Seuraamusluokan k_{fi} kerroin on 0,9, 1,0 tai 1,1 riippuen seuraamusluokan vakaudesta. Korkein arvo 1,1 saavutetaan luokalla CC3.

Käyttörajatilamitoituksessa pyritään mallintamaan rakennetta mahdollisimman realistisessa olotilassa. Näin saadaan laskennallisesti selvitettyä todellisuutta kuvaavat muodonmuutokset, joten käyttörajatilaa käytetään pääasiassa taipumien ja halkeamaleveyksien määrittämiseen.

Murtorajatilamitoituksessa haetaan rakenteen tilaa, jossa se murtuu. Murtorajatilassa suoritettavat mitoitusmitoitukset ovat kaikki ne rakennemitoitukset, jotka kohdistuvat rakenneosiin, joiden murtuminen johtaa koko rakenteen sortumiseen. Näitä ovat esimerkiksi taivutusmitoitus, leikkausmitoitus ja vääntömitoitus.

1.2.2 Taivutusraudoituksen määrittäminen

Tässä kappaleessa käydään teräsbetonipalkin pääraudoituksen määrittäminen taivutukselle EC2-1 SFS-EN 92.092 mukaisesti.

Tarvittavat lähtötiedot palkista:

- Betonin lujuusluokka
- Teräksen myötölujuus
- Toteutus- toleranssi- ja seuraamusluokka
- Valittu poikkileikkaus
- Palkin tarkasteltavan kohdan taivutusmomentti
- Ennalta-arvattu pääteräksen halkaisija
- Leikkaushakojen koko
- Betonipeitteen arvo

Kun tarvittavat lähtötiedot ovat kerätty, voidaan aloittaa materiaalien laskennallisten lujuuksien f_{cd} ja f_{yd} määrittäminen kaavojen 1 ja 2 mukaan.

Betonin mitoituspuristuslujuus f_{cd} :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

jossa f_{ck} = betonin lieriölujuus, γ_c = betonin toleranssiluokasta riippuva materiaaliolosuhteiden lujuusluku ja α_{cc} = kuormien epäedullisten tekijöiden huomioonottava kansallinen kerroin, joka on Suomessa 0,85.

Betoniteräksen mitoitusmyötölujuus f_{yd} :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2)$$

jossa f_{yk} = teräksen myötölujuus ja γ_s = teräksen toleranssiluokasta riippuva materiaaliolosuhteiden lujuusluku.

Materiaalien mitoituslujuuksien määrittämisen jälkeen tulee ratkaista poikkileikkauksen puristetun pinnan ja terästen painopisteen välinen etäisyys, eli tehollinen korkeus d .

$$d = h - c_{nom} - \phi_h - \frac{\phi_s}{2} \quad (3)$$

jossa h = koko poikkileikkauksen korkeus, c_{nom} = määritetty betonipeitteen arvo, ϕ_h = leikkaushakojen halkaisija ja ϕ_s = arvattu pääterästen halkaisija.

Tehollisen korkeuden määrittämisen jälkeen voidaan aloittaa varsinainen pääraudoituksen määrittäminen, ensin lasketaan taivutusmomentista aiheutuva suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{ED}}{\eta * d^2 * b_{eff} * f_{cd}} \quad (4)$$

jossa M_{ED} = tarkasteltavan kohdan taivutusmomentti, $\eta = 1,0$ betonin lieriölujuuden ollessa alle 50 MN/m^2 , d = tehollinen korkeus (kaava 3), b_{eff} = tarkasteltavan kohdan vedetyn osan tehollinen leveys ja f_{cd} = betonin mitoituspuristuslujuus (kaava 1).

Suhteellisen momentin avulla saadaan ratkaistua tehollisen puristuspuolelman suhteellinen korkeus β :

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \quad (5)$$

Huom! Suhteellisen korkeuden β tulee olla pienempi kuin 0,493. Näin voidaan varmistua, että raudoitus myötää murtorajatilassa ja saadaan aikaan selkeästi näkyvät muodonmuutokset ennen lopullista sortumista. Mikäli $\beta > 0,493$, niin rakenne on yliaudoitettu ja näin ollen betonin puristuspuoli menettää kapasiteettinsa ennen kuin raudoitus saavuttaa myötörajan, mahdollistaen hauraan murren rakenteessa.

Puristusraudoittamattomissa teräsbetonirakenteissa, eli tavanomaisissa taivuteissa palkkirakenteissa voidaan esittää mekaaninen raudoitussuhde ω puristus-pinnan suhteellisen korkeuden avulla (Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan, Juha Niemi, TAMK, 4.5.2, 45):

$$\omega = \beta \quad (6)$$

Lopullinen taivutusmomentin vaatima raudoitusmäärä A_s saadaan ratkaistua kaavasta 7:

$$A_s = \frac{\eta * \omega * b_{eff} * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7)$$

Valitun raudoituksen pinta-alan tulee ylittää laskettu A_s määrä, mutta myös poikkileikkauksen vaatimat minimiraidoitusehdot. Minimiraidoituksella tarkoitetaan teräsmäärää, joka pitää rakenteen poikkileikkauksen yhtenäisenä halkeamien syntyessä.

Minimiraidoitusehtojen mukaiset kaavat 8 ja 9:

$$A_{s,min} = \frac{0,26 * f_{ctm} * b_{eff} * d}{f_{yk}} \quad (8)$$

jossa f_{ctm} = betonin keskimääräinen vetolujuus

$$A_{s,min} = 0,0013 * b_{eff} * d \quad (9)$$

joista valitaan suurempi arvo. Teräspinta-alan tulee olla vähintään yhtä suuri kuin $A_{s,min}$.

1.2.3 Leikkausraudoituksen määrittäminen

Tässä kappaleessa käydään läpi tavanomaisen suorakaidepoikkileikkauksen leikkausraudoituksen määrittäminen EC2-1 SFS-EN 92.092 mukaisesti.

- Leikkaushakojen teräksen myötölujuus
- Toteutus- toleranssi- ja seuraamusluokka

- Valittu poikkileikkaus
- Palkin tarkasteltavan kohdan leikkausvoima
- Leikkaushakojen koko
- Suunnittelijan määrittelemä betonin puristuspaarteen kulma

Ennen mitoituksen aloitusta, tulee ratkaista rakenteen sisäisen momenttivarren pituus, eli betonin puristusresultantin sekä pääraudoituksen vetoresultantin välinen etäisyys z kaavasta 10:

$$z = 0,90 * d \quad (10)$$

Leikkaushaan teräksen mitoitusmyötölujuus f_{ywd} kaavalla 11:

$$f_{yd} = 0,80 * f_{ywk} \quad (11)$$

Suunnittelijan tulee myös ennalta määrittää puristuspaarteen kulma θ , jonka arvo on väliltä $21.8^\circ - 45^\circ$. Myös leikkaushakojen kulma α tulee määrittää. Pystyhaoilla $\alpha = 90^\circ$.

Kun edellä mainitut lähtötiedot on kerätty, voidaan vaadittava teräsmäärä ratkaista kaavasta 12:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{ED}}{z * f_{ywd} * \cot \theta} \quad (12)$$

jossa A_{sw} = yhden leikkaushaan teräspinta-ala, s = hakaväli, V_{ED} = tarkasteltavan kohdan leikkausvoima.

Useimmat leikkaushaot toteutetaan kaksileikkeisenä, eli samaan aikaan yksi haka muodostaa kaksi leikettä, jotka vastustavat leikkausrasituksia. Tästä syystä A_{sw} määritetään kaavalla 13:

$$A_{sw} = 2 * \pi * \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 \quad (13)$$

Kun A_{sw} on määritetty valitulla leikkaushaan halkaisijalla, voidaan kaavasta 12 ratkaista halkaisijan vaatima hakaväli:

$$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{ED}} * z * f_{ywd} * \cot \theta \quad (14)$$

Myös leikkausraudoitetulle rakenteelle on määritetty minimirauditusmäärä. Minimirauditusmäärää vastaava suurin sallittu hakaväli ratkaistaan kaavasta 15:

$$s \leq \frac{A_{sw}}{0,08 * b_{eff}} * \frac{\frac{f_{yk}}{MN/m^2}}{\frac{\sqrt{f_{ck}}}{MN/m^2}} \quad (15)$$

Hakavälille on myös määritettävä yläraja s_{max} :

$$s_{max} = 0,75 * d * (1 + \cot \alpha) \quad (16)$$

Leikkauskestävyyden yläraja $V_{Rd,max}$ (kaava 17), eli uuman puristusmurtokestävyys tulee erittäin harvoin mitoittavaksi tekijäksi teräsbetonirakenteessa. Kyseinen tarkastelu on yleensä aiheellista tehdä vain ohutuumapalkeille, joissa uuman ohuuden takia betonin puristuskapasiteetti saattaa loppua ennen kuin teräkset saavuttavat myötörajan.

$$V_{Rd,max} = \frac{0,6 * f_{cd} * b_{eff} * z}{\tan \theta + \cot \theta} \quad (17)$$

Suurin rakennetta rasittava leikkausvoima ei saa ylittää $V_{Rd,max}$ arvoa vaikka rakenteessa olisikin leikkausraudoitus.

1.3 Teräsbetonirakenteiden säilyvyys

1.3.1 Rasitusluokat

Teräsbetonirakenteille määritellään rakenneosakohtaiset rasitusluokat (taulukko 4), joiden määrittämisessä ennakoitaan oletettavia olosuhderasitteita kyseiselle rakenneosalle. Olosuhderasitteita on esimerkiksi kosteus, pakkanen ja kemialliset rasitukset. Betonin rasitusluokilla on olennainen merkitys betonin käyttöikänsä, ja ne vaikuttavat suoraan betonipeitteen minimiarvoon (taulukko 5) sekä pienimpään sallittuun betonilujuuteen (taulukko 6). Rasitusluokkien määrittäminen ja suunnitteluohjeet pohjautuvat SFS-EN 206:2014 standardiin.

Taulukko 4. Olosuhteista riippuvat betonin rasitusluokat (Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan, Juha Niemi, TAMK, 3.2.1, 31)

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

Taulukko 5. Rasitusluokasta määräytyvä betonipeitteen minimiarvo 50 vuoden suunnitellulla käyttöiällä (Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan, Juha Niemi, TAMK, 3.2.3, 32)

Kriteeri	X0	XC1	XC2	XC3X C4	XD1	XS1	XD2	XD3, XS2, XS3
Betoniteräs ($C_{min,dur}$)	10	10	20	25	30	30	35	40
100 vuoden suunnittelu käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuus- luokka \geq	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5

Taulukko 6. Rasitusluokkien vaatimat minimilujuusluokat betonille, kun suunniteltu käyttöikä on 50 vuotta (SFS-EN 206:2014, Liite F, 79).

	Rasitusluokat																	
	Ei korroosio- tai syöpymisriskiä	Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio				Kloridien aiheuttama korroosio						Jäädytys-sulatusrasitus				Aggressiivinen kemiallinen ympäristö		
						Merivesi			Muun kuin meriveden kloridit									
	X0	XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	XS 1	XS 2	XS 3	XD 1	XD 2	XD 3	XF 1	XF 2	XF 3	XF 4	XA 1	XA 2	XA 3
Suurin sallittu $w/c^c)$	–	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Vähimmäislujuusluokka	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Vähimmäis-sementtimäärä ^{a)} (kg/m ³)	–	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Vähimmäis-ilmamäärä (%)	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	–	–	–
Muut vaatimukset	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Standardin EN 12620 mukainen kiviaines, jolla on riittävä jäädytys-sulatuskestävyys				–	Sulfaatinkestävä sementti ^{b)}	

^{a)} Jos lisähuokostusta ei käytetä, betonin toiminnalliset ominaisuudet olisi testattava sopivalla testausmenetelmällä vertaamalla sitä betoniin, jonka jäädytys-sulatuskestävyys ko. rasitusluokassa on osoitettu.

^{b)} Jos ympäristön sulfaattipitoisuus johtaa rasitusluokkiin XA2 ja XA3, on ehdottomasti käytettävä standardin EN 197-1 tai täydentävien kansallisten standardien mukaista sulfaatinkestävää sementtiä.

^{c)} Jos käytetään *k*-arvomenetelyä, suurinta sallittua vesi-sementtisuhdetta ja vähimmäissementtimäärää muunnetaan [kohdan 5.2.5.2](#) mukaisesti.

1.3.2 Käyttöikä

Suunnitteluprosessia aloittaessa tulee selvittää rakenteen suunniteltu käyttöikä. Tavanomaisessa rakenteessa suunniteltu käyttöikä on 50 vuotta, mutta halutesaan se voidaan määrittää joko pidemmäksi tai lyhyemmäksi. SFS-EN 206:2014

standardissa esitetään myös 100 vuoden käyttöiän vaatimat betonipeitteet ja betonin lujuusluokat, mutta mikäli halutaan käyttää suurempaa tai pienempää arvoa kuin 50 vuotta, tulee suunnittelijan itse asettaa lievemmat tai tiukemmat kriteerit rakenteelle (SFS-EN 206:2014, Suomen Standardoimisliitto SFS, 5.3.2, 35).

Käyttöiän arviointi perustuu siihen, että rakenne oikein huollettuna kestää vähintään suunnitellun käyttöiän verran. Suunnitellusta käyttöiästä poiketen käytännössä betonin käyttöikä sisätiloissa on kuitenkin lähtökohtaisesti 200 vuotta (Betonin käyttöikä, Betoniteollisuus ry, <https://betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/betoni-rakennusmateriaalina/betonin-kayttoika/>).

Joidenkin rakenneosien, esimerkiksi betonielementeistä rakennetun julkisivun saumojen käyttöikä on kuitenkin keskimäärin noin 15–20 vuotta. Tästä syystä korjausrakentamisessa elementtisaumojen korjaus tulee yleensä suorittaa ennen julkisivuelementtien korjausta. Rakennuksen elinkaarta seurattaessa on siis tärkeää verrata rakenneosien kuntoa niiden suunniteltuun käyttöikään.

1.3.3 Vaurioitumismekanismit

Teräsbetonirakenteiden yleisimmät vauriot liittyvät ympäristöolosuhteisiin. Sadeveden sisältämä hiilihappo ja ilmassa oleva hiilidioksidi neutralisoi betonissa olevan emäksisyyden, joka suojaa betoniteräksiä ruostumiselta. Betonin happamuusasteen neutralisoitumisilmiötä kutsutaan nimellä karbonatisoituminen. Karbonatisoituneessa betonissa teräkset pääsevät ruostumaan ja turpoamaan, joten betoni usein lohkeaa terästen kohdalta mikäli se on karbonatisoitunut (Betonin vaurioituminen, Betoniteollisuus ry, <https://betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/ominaisuudet-ja-edut/betonin-vaurioituminen/>).

Toinen yleinen ulkotiloissa ilmaantuva vaurioitumisilmiö on pakkasrapautuminen. Betonissa sijaitsevat ilmahuokoset täyttyvät sadevedestä, joka jäätyessään laajenee noin 9% ja murtaa betonin pinnan (Rasitukset ja vaurioituminen, Jani Hietakangas, opintomateriaali, TAMK, 2019).

Muita olosuhteista johtuvia vaurioitumismekanismeja on esimerkiksi kosteudesta aiheutuvat vauriot. Kosteus ei itsessään vaurioita betonia, mutta se kykenee irrottamaan betonin pinnoitteen kuten maalipinnan. Kosteusliike betonissa voi nostaa betonin sisäisen kalsiumin betonipinnalle, aiheuttaen vaaleaa kalkkihärmää pinnalla. Kalkkihärmä ei itsessään ole rakenteellinen vaurio, vaan pelkästään ulkonäköä muuttava tekijä. Betoni ei homehdu, mutta sen pinnalla sijaitsevat orgaaniset materiaalit voivat ajan myötä homehtua, mikäli betonista nouseva kapillaarinen kosteus esimerkiksi maanvaraisessa laatussa pitää pinnan kosteana.

Karbonatisoitumisilmiöstä johtuvan teräskorroosion lisäksi teräkset voi ruostuttaa kemialliset rasitukset. Yleisin näistä on kloridikorroosio, joka aiheuttaa piste-
mäistä korroosiota teräksen pinnassa. Muita kemiallisia aineita on esitetty Betoniteollisuus ry:n By 51, Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu 2007 oppikirjassa. Taulukossa 7 on esitetty erilaisten happojen ja suolojen kemiallista aggressiivisuutta betonille, sekä reaktion vaurioitumismekanismi.

Taulukko 7. Yleisimpien happojen ja suolojen kemialliset rasitukset betonille (By 51 Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu, Betoniteollisuus ry, 2007, Liite 1, 90)

KEMIKAALIEN AGGRESSIIVISUUS BETONILLE		
Aine	Reaktiotapa	Aggressiivisuus-luokka
Hapot:		
Etikkahappo	liuottaa	3 – 4
Boorihappo	liuottaa	2
Fenoli	liuottaa/ioninvaihto	2 – 3
Sitruunahappo	liuottaa	4
Fosforihappo	liuottaa	4
Humushappo	liuottaa	4
Maitohappo	liuottaa	3
Muurahaishappo	liuottaa	3
Oksaalihappo	liuottaa	1
Typpihappo	liuottaa	5
Parkkihappo	liuottaa	1 – 2
Fluorivetyhappo	liuottaa	5
Viinihappo	liuottaa	1
Suolahappo	liuottaa / teräskorroosio	5
Rikkivety	liuottaa	2
Rikkihappo	liuottaa / paisuttaa	5
Suolat:		
Ammoniumkarbonaatti	ioninvaihto	2
Kaliumkarbonaatti	paisuttaa	2
Natriumkarbonaatti	paisuttaa	2
Alumiinikloridi	ioninvaihto / teräskorroosio	3
Ammoniumkloridi	ioninvaihto / teräskorroosio	3

1.3.4 Säilyvyyden varmistaminen

Säilyvyyden varmistaminen hoidetaan betonin rasitusluokkien ja betonipeitteen avulla. Betonipeite liittyy suoraan karbonatisoitumisilmiöön, sillä karbonatisoitumisilmiö etenee betonirakenteessa hitaasti sateen puolen pinnasta vastakkaista puolta kohti. Mikäli teräkset ovat liian pinnassa, saavuttaa karbonatisoitumissyvyys betoniteräkset ja aiheuttaa teräskorroosiota ennen suunniteltua käyttöikää.

Pakkasenkestävyyttä saadaan parannettua betonissa lisäämällä siihen suoja- huokosia. Suojahuokokset ovat suuria huokosia, joiden tehtävä on mahdollistaa betoniin päässeeseen sadeveden laajeneminen pakkasessa. Mikäli huokokset ovat tarpeeksi suuria eivätkä täyty laajenemisen aikana, betoni pysyy ehjänä. Toinen vaihtoehto kasvattaa betonin kestävyyttä pakkasella on käyttää lujempaa lujuusluokkaa, joka tarkoittaa myös tiiviimpää betonia (Rasitukset ja vaurioituminen, Jani Hietakangas, opintomateriaali, TAMK, 2019).

Kloridit kulkeutuvat betoniin usein valumavesien mukana esimerkiksi suolatuilta teiltä. Betonin saa suojattua klorideilta esimerkiksi yhtenäisellä suojakerrospinnotteella, jolla estetään kloridipitoisen veden pääsy betoniin. Toinen vaihtoehto on betonin impregnointi, eli betonin pinnalle suoritetaan käsittely jonka ansiosta se hylkii vettä (Kloridien tunkeutumisen pienentäminen betoniin, Liisa Salparanta & Hannele Kuosa, <https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/10/BET0803-s-82-87.pdf>).

Muut kemialliset rasitukset, kuten hapot ja maataloudessa käytettävät teräksiä syövyttävät kemikaalit hoidetaan betonin tiivistämisellä. Kyseiset kemikaalit eivät myöskään saa päästä maanvaraisen alapohjan läpi maaperään ja pohjaveteen, joten mikäli tilassa tullaan käyttämään erittäin aggressiivisia kemikaaleja, tulee alapohjasta ja sen liitoksista muihin rakenteisiin tehdä täysin vesitiivis.

2 CASE PYHÄTUNTURI OY TUOLIHISSIVARASTO

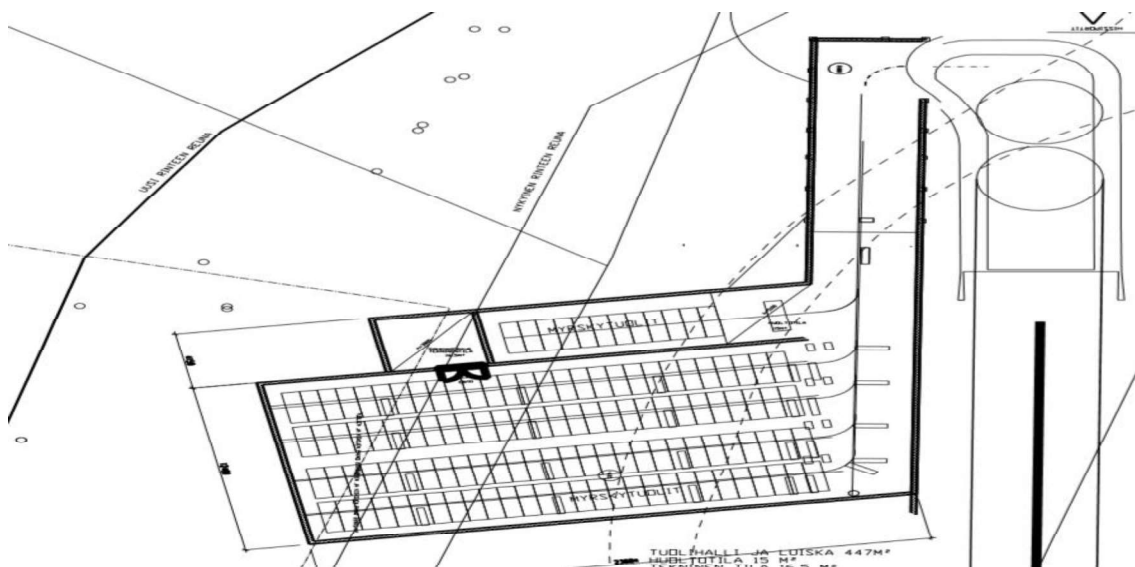
2.1 Suunnittelun tarve

Pyhätunturi Oy on pyytänyt KVR-urakkatarjouksia uudesta tuolihiissivarastosta. Varaston käyttötarkoitus on säilöä hiihtokeskuksen tuolihissit niinä aikoina, kun niitä ei käytetä. Lämpimän tuolivaraston sekä luiskan pinta-ala on 447 m², ja sen yhteydessä huoltotila 15 m² ja tekninen tila 16,5 m². Koko rakennuksen pinta-ala on siis 478,2 m².

Varastolle asetetaan erityisiä vaatimuksia vedenpitävyydelle sekä ennalta valitun itävaltalaisen tuolihissin yhteensopivuudelle.

2.2 Sijainti

Tuolihiissivarasto rakennetaan Pyhätunturin laskettelukeskuksen rinteeseen osittain maan sisälle. Varaston päällä sijaitsee laskettelurinne, joten tästä aiheutuvat ylimääräiset kuormitukset tulee ottaa huomioon suunnittelussa. Tuolihiissivaraston sijoittuminen laskettelurinteeseen on esitetty kuvassa 2.



KUVA 2. Pyhätunturin asemakaava, johon sijoitettu tuleva tuolihiissivarasto

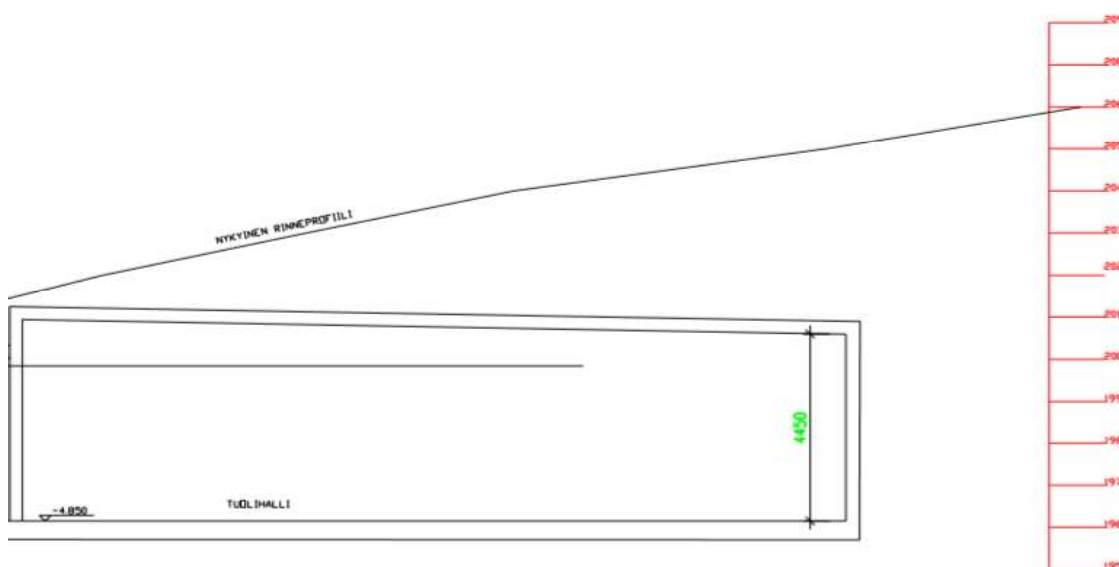
2.3 Rakenteellinen toiminta

Tuolihissivaraston kantavana runkona toimii pilari-palkkirunko, jonka päälle vaeleetaan ristiin kantava holvi. Ulkoseinät toteutetaan elementteinä, ja osa niistä toimii maanpaineseininä.

Materiaalina varaston kantavissa rakenteissa on teräsbetoni. Kuormitukset osoittautuivat liian suuriksi puurakenteille, eikä teräsrakenteiden käyttö olisi ollut kustannustehokasta, ja lisäksi teräsrakenteiden taipuma olisi rajoittanut tuolihissien kiskojärjestelmien toimintaa. Jännitetyjä rakenteita ei ollut mieleistä käyttää, sillä se olisi rajoittanut tarjousten määrää huomattavasti Pohjois-Suomen alueella.

Holville tulevat kuormitukset viedään pystysuuntaisten rakenneosien avulla yhteiselle maanvaraiselle laatalle, joka siirtää kuormat maaperään.

Rakenteiden yleisleikkaus ja sen sijoittuminen rinneprofiiliin on esitetty kuvassa 3.



KUVA 3. Periaateleikkaus tuolihissivaraston sijoittumisesta rinneprofiiliin.

Rakennuksen jäykistää kaikkien rakenneosien yhteistoiminta, joiden avulla rakenteille tulevat kuormitukset saadaan johdettua hallitusti maaperään.

2.4 Kuormitukset

Holvi vastaanottaa yläpuolelta kuormituksina laskettelurinteen vaatiman lumikerroksen kuorman, rinnekoneiden kuorman, tuolien sekä niiden kuljetinkiskojen ripustuskuorman, yläpuolisen maakerroksen painon ja rakenteen oman painon. Holville tulee myös lisävaakavoima mitta- ja asennusvirheiden seurauksena. (EC2-1 SFS-92.092, 5.2).

Kuormitusten lähtöarvot pohjautuvat EC1 SFS-92.091 standardiin, mutta tampatun lumen, rinnekoneiden sekä kiskojen aiheuttama kuormitus on saatu suoraan tilaajalta.

Kohteen suunnittelun aikana havaittiin suurimmaksi haasteeksi yläpuolisen maakerroksen paksuus, joka oli pahimmillaan noin 5 metriä (Kuva 2.).

2.5 Rajatilamitoitus

Rakennuksen rajatilamitoitus suoritetaan murtorajatilassa EC0 SFS-92.090 standardin mukaisesti, sillä rakennuksen käyttötarkoituksella voidaan olettaa, että mitoitukset liittyvät suoraan sekä ihmisten turvallisuuteen että rakenteiden varmuuteen. Murtorajatilamitoituksen myötä kaikkia kuormituksia korotetaan EC1 SFS-92.091 standardin mukaisilla kertoimilla.

Tässä kohteessa tehtiin päätös korottaa sekä rinnekoneiden aiheuttama hyötykuormitus että tampatun lumen kuorma arvolla 1,5. Tämä korotus johtuu siitä olettuksesta, että tilaajan ilmoittama lumen määrä voi paikoitellen olla suurempi kuin normaalisti, esimerkiksi laskettelurinteisiin usein rakennettujen hyppyreiden lippojen takia. Usein suuremmat lipat rakennetaan rinnekoneiden avulla, joten molempien kuormat voivat vaikuttaa samanaikaisesti suurempana kuin tasaisella rinteellä. Pysyvän kuorman (rakenteiden oma paino, tuolihiisin kiinnityskiskot) osavarmuusluku laskennassa on 1,15.

2.6 Käyttöikä ja säilyvyys

Teräsbetonirunkoinen varastorakennus suunnitellaan tavanomaisen rakenteen mukaisesti 50 vuoden käyttöikäiseksi (EC0 SFS-92.090, 2.3)

Rakennuksen säilyvyyteen kiinnitetään erityistä huomiota vedeneristävyyden kannalta, sillä rakennus sijaitsee osittain maanpinnan alla. Tästä syystä rakenteet kokevat suurta kosteusrasitusta, joka hallitsemattomana voi johtaa betonin karbonatisoitumiseen ja sitä kautta teräskorroosioon. Voidaan kuitenkin olettaa, että rakenteeseen ei kohdistu kloridikorroosiovaaraa. Ulkotilassa olevat rakenteet ovat pakkaselle alttiita, eli pakkasrapautumisen mahdollisuus tulee huomioida rasitusluokissa.

3 RAKENNESUUNNITTELU

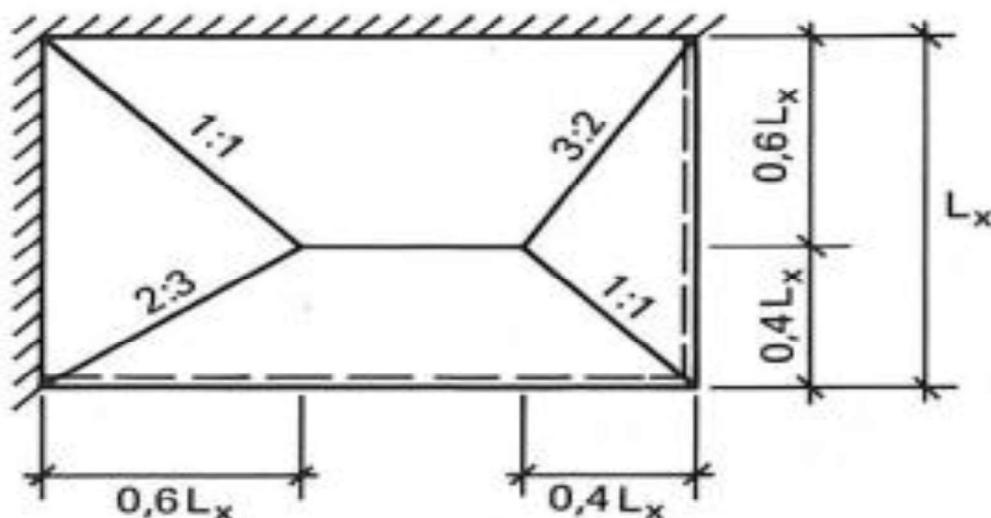
Kohteen lähtötietojen avulla pystyttiin suunnittelemaan alustava pohjapiirros sekä pystyleikkaus, joita hyödyntämällä saatiin luotua muut tarvittavat suunnitelmat urakkalaskentaa ja myöhemmin toteutusta varten. Varaston pohjapiirros on esitetty liitteessä 1 ja pystyleikkaus pienennettynä kuvassa 3 ja kokonaisuudessaan liitteessä 2.

3.1 Ristiin kantava laatta

Varaston holvin toiminta perustuu ristiin kantavuuteen, eli laatta siirtää kuormituksia sekä laatan lyhyemmässä että pidemmässä suunnassa. Ristiin kantavuus lisää suunnittelun haastavuutta, mutta laatan kantokapasiteetti kasvaa. Laatta raudoitetaan käyttämällä kaistaraudoitusverkkoja, joita täydennetään irtoteräksillä tarvittaessa. Kaistaraudoitusverkkojen suunnittelulähtökohtana oli suunnitella vähimmäisraudoituksen mukainen verkko, jota pystyi hyödyntämään jokaisessa laatan osassa.

Taivutusmomenttien jakautuminen laatussa riippuu laatan sivujen keskinäisestä suhteesta, sekä tukien jäykkyysasteista (By 202, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, 299).

Laatta siirtää pystysuuntaiset kuormat laattapalkeille sekä ulkoseinäelementeille tukien jäykkyyksien mukaan (Kuva 4.). Laattapalkki toimii kiinnitettynä jäykkänä tukena ja seinärakenteet nivelisinä tukina. Vaakasuuntaiset kuormat siirtyvät suoraan ulkoseinäelementeille.



KUVA 4. Kuormien jakautuminen ristiin kantavan laatan tuille (By 202, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, 316)

Suunnittelun alkuvaiheessa huomioitiin yläpuolisen maakerroksen aiheuttama pysyvä kuorma. Tätä kuormaa päätettiin pienentää sijoittamalla laatan päälle eristekerros, joka rajoittaa yläpuolisen maan paksuuden maksimissaan 1,2 metriin. Eristekerros myös tasoittaa sen yläpuolelta tulevat kuormat, joten voidaan olettaa kaikki kuormitukset tasaiseksi jakautuneeksi neliökuormitukseksi. Eurokoodin mukaiset kuormitukset sekä niiden yhdistely ristiin kantavan laatan laskentaa varten on esitetty liitteessä 3.

3.1.1 Suunnitteluperusteet

Rakenteen staattinen toiminta ja rasitukset lasketaan käsin soveltamalla massiivilaatastojen laskentamenetelmää (MBP, massiva betong plattor). Valittu menetelmä perustuu valtaosin taulukoihin sekä käsin laskentaan ja se valittiin tähän kohteeseen suunnittelijan aikaisemman kokemuksen myötä. Kaikki tarvittavat taulukot löytyvät By 202, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjasta.

Holvin raudoituksen määrittämisessä sovelletaan nykyajan eurokoodia EC2-1 SFS-92.092 standardia. Määrittäminen toteutettiin käytännössä laskemalla ensin poikileikkauksen vaatima minimiraudoitus sekä sen taivutusmomenttikapasiteetti. Tätä kapasiteettia verrattiin kuormituksista aiheutuviin taivutusmomentteihin, ja

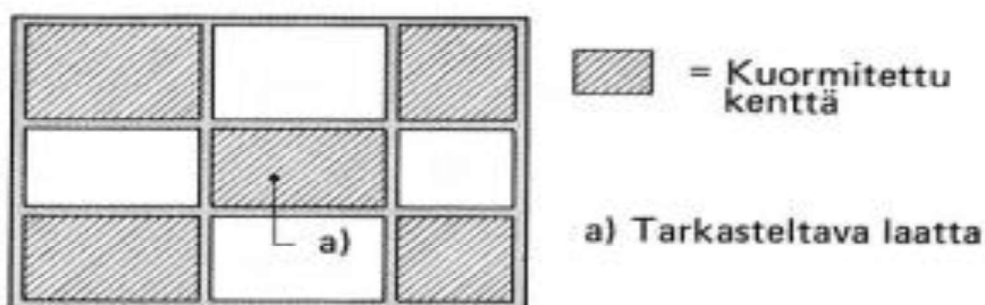
tarvittaessa laskettiin vahvempi raudoitus niille laattakentille, joissa minimiraudoituksen tuottama kapasiteetti ei riittänyt.

Laatan tulee olla vedeneristävä, joten sen yläpintaan asennetaan bitumikermi. Laattapalkit eivät myöskään saa nousta laatan yläpinnan yli, jotta ne eivät aiheuta patoutumisia.

3.1.2 Staattinen analyysi

Staattista analyysiä varten holvi jaetaan laattakenttiin, ja sen pystysuuntaiset kuormitukset oletetaan tasaisesti jakautuneeksi. Laattakenttien väliset jäykkyys-suhteet tulee ratkaista, ja niiden avulla määritetään tukimomenttien tasaantumiset. Tukimomenttien tasaantumisen takia osa taivutusmomentista siirtyy laattojen kenttiin (By 202, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, 309).

Rinnekoneista aiheutuva hyötykuorma aiheuttaa holville hyötykuormalisän, kun oletetaan kuormituksen tapahtuvan vaarallisimmassa kuormitusasennossa (Kuva 5). Hyötykuormalisän aiheuttama vaikutus lisätään kaikkiin niihin laattakenttiin, joilla on vähintään yksi kiinnitetty tuki.



KUVA 5. Vaarallisin kuormitusasento, joka aiheuttaa hyötykuormalisän tarkasteltavalle laatalle (By 202, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, 306)

Ennen staattista analyysiä holvi jaetaan laattakenttiin tukien mukaan (Liite 4). Holvin osille määritetään omat tunnuksot ja niiden sivusuhteet mitataan. Tämän jälkeen staattisen analyysin voi suorittaa halutulla menetelmällä, liitteessä 3 on esitetty tämän kohteen ristiin kantavan laatan staattinen analyysi kaavoineen.

3.1.3 Raudoituksen määrittäminen

Laatta raudoitetaan käyttäen B500B -teräslujuudella valmistettuja kaistaverkkoja. Raudoituksen määrittämisessä sovelletaan teräsbetonirakenteiden eurokoodin (EC2-1, SFS-92.092) määrittämiä laskentakaavoja sekä taivutusmomenttien vaatimiin raudoittemääriin että poikkileikkauksen vaatimaan minimiraudoitusmäärään. Kohteen raudoitussuunnitelmat on esitetty liitteissä 5 (laskelmat) ja 6 (piirustukset).

Raudoitussuunnitelmista tulee herkästi vaikealukuisia 2D-piirroksin tehtynä. Tässä kohteessa hyödynnettiin AutoCAD-ohjelman tasonhallintaa, jonka avulla voidaan tarvittaessa piilottaa raudoiteryhmiä kokonaan tulosteesta, kuten esimerkiksi toisen suunnan raudoituksesta voidaan tehdä täysin oma tulosteensa. Tasonhallinnan merkitys kasvaa mitä monimutkaisemmaksi suunnitelma kehittyy.

3.1.4 Pääraudoitus

Laatan pääraudoitus menee ristiin kantavissa laattakentissä sekä lyhyempään että pidempään suuntaan. Rauditus ankkuroidaan tuille käyttäen valmisraudoitehäkkeitä, joiden yläpinnan raudoitusten oletetaan kestävän vähintään neljäsosan pääraudoituksen kapasiteetista. Pääraudoituksen suurin sallittu tankoväli on laatan korkeus 3-kertaisena, kuitenkin enintään 400mm (EC2-1 SFS-92.092, 9.3.1.1 /3/, 156).

Tukien yläpinnan raudat jaetaan tasaisesti koko tuen pituudelle, ja ne viedään vähintään jännemitan 0,2-kertaiselle pituudelle tuen reunasta (EC2-1 SFS-92.092, 9.3.1.2, /2/, 157).

3.1.5 Jakoraudoitus

Yhteen suuntaan kantavien laattakenttien pidempään suuntaan asennetaan jakoraudoitus, jonka määrä on vähintään 20% pääraudoituksen määrästä (EC2-1 SFS-92.092, 9.3.1.1 /2/, 156). Jakoraudoituksen suurin sallittu tankoväli on laatan korkeus 3,5-kertaisena, kuitenkin enintään 450mm (EC2-1 SFS-92.092, 9.3.1.1 /3/, 156).

Laattakenttä oletetaan yhteen suuntaan kantavaksi, kun sen pidemmän sivun suhde lyhyempään on yli 2. Tällöin laatta jaetaan kolmeen osaan, joista keskimäinen toimii yhteen suuntaan kantavana (By 202, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, 305).

3.1.6 Palkkikaistat

Mikäli laatan tukilinja päättyy, tulee laatan vapaalle reunalle asentaa palkkikaistaraudoite, joka voidaan olettaa jäykäksi tueksi. Palkkikaistalle tuleva kuormitus ratkaistaan kuten muutkin tuet (Kuva 4.), ja sen raudoitus määritetään kuten tavalliselle teräsbetonipalkille. Mikäli tukilinjana toimii nivelinen tuki, tulee osittaisen kiinnityksen vaikutus ratkaista interpoloimalla eri tuentatapauksia (By 202, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2, 307). Palkkikaistat raudoitetaan käyttäen irtoteräksiä.

3.2 Laattapalkit

Jatkuvina rakenteina toimivien laattapalkkien kuormitukset laskettiin kuvan 4 mukaisella tavalla. Laattapalkkien staattinen analyysi suoritettiin käyttämällä MetssäWoodin Finnwood -mitoitushjelmaa, jonka antamat tulokset ja niiden perusteella tehdyt kantavuusmitoitukset on esitetty liitteessä 7. Laattapalkkien raudoituksen määritykseen käytettiin teräsbetonirakenteiden eurokoodien määrittämiä suunnitteluohjeita, ja ne raudoitetaan kuten normaalit teräsbetonipalkit.

Suuret kuormitusmäärät johtivat suureen teräsmäärään ja tuolihissien kiskojärjestelmät myös rajoittivat palkin maksimikorkeutta maksimissaan 400 mm yläpuolisen holvin alapinnasta mitattuna. Palkin jatkuvuutta saatiin kuitenkin hyödynnettyä usealla pilarilla.

Palkkien toteutusta varten laadittiin leikkauspiirros, joka on esitetty liitteessä 8.

3.3 Pilarit

Pilareiden suunnittelussa hyödynnetään EC2-1 SFS-92.092 kappaletta 9.5. Kuten muissakin teräsbetonirakenteissa tässä kohteessa, on pilarille määritettävä sekä minimirauditus että normaalivoiman vaatima rauditus.

Normaalivoiman vaatimaan pääraudoitukseen tulee lisäksi ottaa huomioon kuorman epäkeskisyys asennus- ja mittavirheiden takia. Alkuepäkeskisyyden määrää kuorman epävarmuustekijä, ja lisäepäkeskisyyden arvo saadaan jakamalla pilarin nurjahduspituus 400:lla (EC2-1 SFS-92.092, 5.2, /9/, 56). Tässä kohteessa kävi myös ilmi, että pilarin hoikkuus ylitti rajahoikkuuden. Tästä syystä myös toisen kertaluvun aiheuttaman taipuman epäkeskisyys tuli huomioida. Epäkeskisyys aiheuttaa myös lisärasitusta alempiin rakenneosiin, joten se tuli huomioida kappaleessa 3.6 Perustukset.

Pääraudoituksen ympärille kierrettävän hakaraudoituksen halkaisija valitaan joko 6 mm, tai neljäsosa pääraudoituksen halkaisijasta. Hakaraudoituksen jakoväliksi valitaan arvo kolmesta tekijästä, joihin vaikuttaa pääraudoituksen halkaisija, pilarin sivumitat sekä ennalta määrätty mitta 400 mm (EC2-1 SFS-92.092, 9.5.3). Käytettäessä 6 pääterästä suorakaiteen muotoisessa pilarissa ei ole tarvetta välilahoille.

Pilareiden mekaanisen raudoitussuhteen määrittämiseen käytettiin elementtisuunnittelu.fi verkkosivun valmista mitoituskäyrää (<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/kantokykykayrat/pilarit>).

3.4 Maanpaineseinäelementit

3.4.1 Suunnitteluperusteet

Teräsbetonirakenteisten maanpaineseinäelementtien rauditus suunnitellaan teräsbetonirakenteiden eurokoodien ohjeiden mukaan, ja elementeille tuleva vaakakuormitus maanpaineesta määritetään EC7-1 SFS-92.097 standardin mukaan.

Elementtien tuotantoteknisessä suunnittelussa sovelletaan elementtisuunnittelu.fi tarjoamia suunnitteluohjeita.

3.4.2 Rakenteellinen toiminta

Varaston yläpuoliset kuormitukset siirtyvät seinälle vaakakuormaksi maanpaineen avulla. Kuormien suuruus määräytyy maaperän kitkakulman mukaan, joten tästä syystä täyttömaaksi on valittu karkea murske, jotta kitkakulma olisi mahdollisimman suuri ja näin ollen kuormitukset pienenevät.

Seinien oletetaan myötäävän kuormituksessa, joten seinää vasten lepäävä maaines saavuttaa murtorajatilaa. Näin ollen voidaan käyttää maanpaineelle aktiivipaineerointia (Talonrakennuksen pohjarakenteet, Hannele Kulmala, TAMK, 2019).

Seinien ulkopinnan tulee olla vedeneristävä, joten siihen asennetaan bitumikermi ympäri. Seinän ja perustuksen liitokseen tulee myös valaa jälkivaluna luiska, joka johtaa seinäpintaa pitkin valuvat vedet pois anturan päältä.

3.4.3 Pääraudoituksen määrittäminen

Pääraudoitus määräytyy maanpaineen aiheuttamista vaakakuormista, mutta raudituksen täytyy olla kuitenkin vähintään poikkileikkauksen vaatima minimirauditusmäärä. Taivutusrasitusten laskentaan on hyödynnetty Metsä Woodin Finnwood -laskentaohjelmaa, jonka analyysi sekä sen avulla tehdyt mitoituslaskelmat ovat esitetty liitteessä 10.

3.4.4 Elementtisuunnittelu

Seinäelementtien elementtijako on suunniteltu alustavasti niin, että elementtien paino ei ylitä 100 kN arvoa. Elementtien korkeuden vuoksi ne täytyy suunnitella ns. kääntökivinä, eli ne tulee asennuksen aikana pystyä kääntämään ilmassa käyttäen kahta nosturia. Elementtijako on esitetty kohteen runkokuvassa (Liite 1), johon on myös nimetty valitut mallielementit. Elementtijakoa suunniteltaessa tässä kohteessa pyrittiin käyttämään mahdollisimman paljon identtisiä elementtejä suunnittelun sekä tuotannon helpottamiseksi. Kohteen urakkalaskentaa varten luotiin mallielementtejä, joiden perusteella urakkalaskija voi arvioida koko kohteen elementtien kustannukset.

Elementit sidotaan toisiinsa betonivaarna- ja vaijerilenkkiliitoksilla. Ponttiliitokset on esitetty mallielementtipiirrosten detaljeissa. Liitosten suunnittelussa on hyödynnetty [elementtisuunnittelu.fi](https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/kantokykykayrat/valiseinat) vakiodetaljeja.

Väliseinäelementit suunnitellaan raudoittamattomina seininä. Seinien mitoitus on tarkastettu käyttäen valmista laskentapohjaa (<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/kantokykykayrat/valiseinat>).

3.5 Perustukset

Rakennus lepää maanvaraisen reunavahvistetun laatan päällä. Suuren perustussyvyyden myötä maan pohjapaine on niin korkea, että maaperän kantavuutta ei tarvinnut tässä tapauksessa huomioida.

Pilarilta aiheutuva kuormitus ja kuorman epäkeskisyys aiheutti ongelmia laatan lävistysilmiön kanssa. Tästä syystä laattaan tulee valaa raudoitetut vahvikkeet pilarilinjan kohdalle koko matkalta.

Maanpaineseinäelementtien ankkuroinnin varmistamiseksi antura päätettiin tehdä raudoitettuna, vaikka kuormitus ja anturan geometria olisi sallinut raudoittamattoman rakenteen. Perustusten rakennetekniset suunnitelmat on esitetty liitteessä 12, ja perustusleikkaukset liitteessä 13.

4 POHDINTA

4.1 Suunnitelmien toteutus

Tuolihissivarastoa ei lopulta toteuteta näillä suunnitelmilla, sillä KVR-urakka meni lopulta toiselle urakoitsijalle. Työn tarkoituksena oli kuitenkin tuottaa toteutuskelpoiset suunnitelmat olemassa olevilla ohjeilla, joten suunnittelu saatettiin päätökseen.

Suunnittelu osoittautui haasteelliseksi suurten kuormitusten takia sekä haastavien käsin tehtävien analyysien seurauksena. Eurokoodien määrittämät ohjeistukset olivat varsin puutteellisia, joten työssä sovellettiin myös vanhempia Betoniyhdistyksen tuottamia ohjeita.

4.2 Menetelmät

Valitut menetelmät osoittautuivat onnistuneiksi. Käsin laskenta on luonteeltaan työläs, mutta se edesauttoi oppimista etenkin staattisessa analyysissä ristiin kantavissa laatoissa. 2D -piirrokset ovat myös edelleen toimiva ratkaisu rakenne-suunnitelmien esittämiseen, mikäli suunnittelun aikana kiinnittää erityistä huomiota piirustusten selkeyteen ja luettavuuteen.

LÄHTEET

Niemi, J. Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan. Opetusmateriaali. TAMK. Luettu 4.6.2020

Merenojan koulu. Pituuden lämpötilakertoimia. Opetusmateriaali. Verkkosivu. Luettu 4.6.2020
<https://peda.net/kalajoki/peruskoulut/merenojankoulu/oppiaineet2/fysiikka/efy-siikka-8/taulukot/pl>

Suomen Betoniyhdistys r.y. Ruostumattomien raudoitteiden (B600KA2, B600KX) käyttö kantavissa teräsbetonirakenteissa. 1994. Verkkosivu. Luettu 4.6.2020 http://www.betoniyhdistys.fi/media/normikortit/normikortti_19.pdf.

Lisäaineet. Betoniteollisuus ry. Verkkosivu. Luettu 4.6.2020
<https://betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/betoni-rakennusmateriaalina/lisaaineet/>

Suomen Betoniyhdistys r.y. Suoran tangon ankkurointi & Raudoituksen valmistus ja asennus. 2014. Verkkosivu. Luettu 4.6.2020
http://www.betoniyhdistys.fi/media/normikortit/normikortti_29.pdf)

Suomen Standardisoimisliitto SFS. 2015. Eurokoodi 0: Suunnitteluperusteet SFS-92.090. Luettu 1.6.2020

Kylliäinen, J. Rakenteiden mitoitus 2. Luento. TAMK. 2017. Viitattu 4.6.2020

Suomen Standardisoimisliitto SFS. 2014. Betoni. Määrittely, ominaisuudet, valmistus ja vaatimustenmukaisuus SFS-EN 206:2014. Luettu 4.6.2020

Betoniteollisuus ry. Betonin käyttöikä. Verkkosivu. Luettu 4.6.2020.
<https://betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/betoni-rakennusmateriaalina/betonin-kayttoika/>

By 51 Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu. Betoniteollisuus ry. 2007. Liite 1. 90. Luettu 4.6.2020

Betoniteollisuus ry. Betonin vaurioituminen. Verkkosivu. Luettu 4.6.2020
<https://betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/ominaisuudet-ja-edut/betonin-vaurioituminen/>).

Hietakangas, J. Rasitukset ja vaurioituminen. Opintomateriaali. TAMK. 2019. Viitattu 4.6.2020

Salparanta L. & Kuosa H. Kloridien tunkeutumisen pienentäminen betoniin. Verkkosivu. Luettu 4.6.2020.
<https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/10/BET0803-s-82-87.pdf>).

Suomen Standardisoimisliitto SFS. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu osa 1-1 SFS-92.092. Luettu 1.6.2020

Suomen Standardisoimisliitto SFS. 2015. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormitukset SFS-92.091. Luettu 1.6.2020

Suomen Standardisoimisliitto SFS. 2015. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu osa 1 SFS-92.097. Luettu 1.6.2020

Suomen Betoniyhdistys r.y. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2. Luettu 1.6.2020

Betoniteollisuus Ry. Elementtisuunnittelu. Verkkosivu. Luettu 1.6.2020.
<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi>

Kylliäinen, J. Teräsbetonirakenteet. Luento. TAMK. 2018. Viitattu 4.6.2020

Kulmala, H. Talonrakennuksen pohjarakenteet. Luento. TAMK. 2019. Viitattu 4.6.2020

Betoniteollisuus Ry. Pilareiden valmiit mitoituskäyrät. Verkkosivu. Luettu 8.6.2020
<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/kantokykykayrat/pilarit>

LIITTEET

Liite 1. Kohteen pohjapiirros

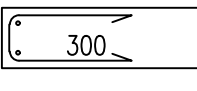
BETONI: C30/37

TERÄS: A500HW TAI B500B, B500K

RASITUSLUOKAT: SISÄTILAT XC1 (VESIERISTETYT TILAT X0)
ULKORAKENTEET XC3,4 JA XF1

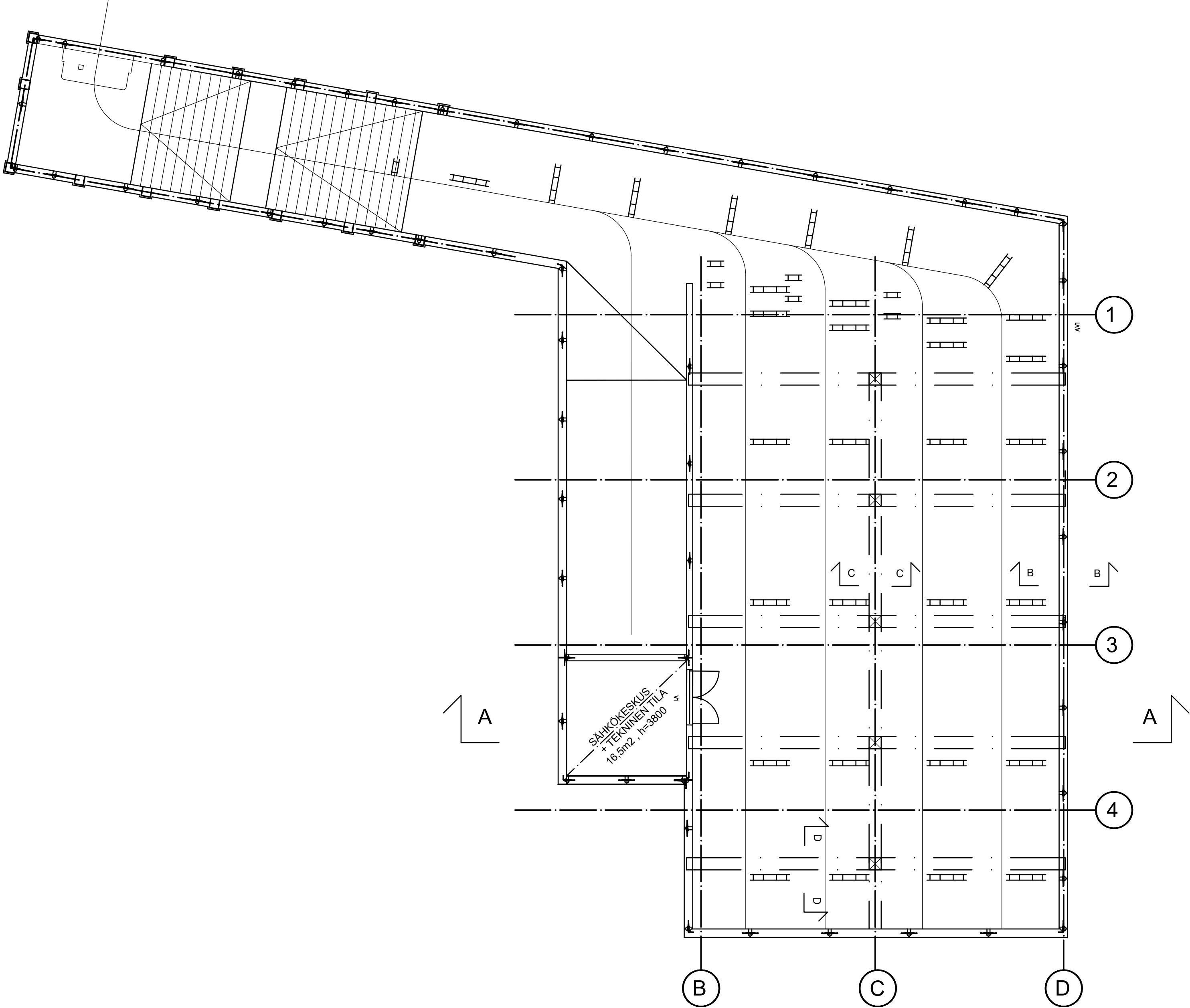
SUOJABETONIEÄISYYS: ULKORAKENTEET 35 mm
SISÄRAKENTEET 25 mm
EI 90 (R120) PALOLUOKITELLUT SEINÄT 35 mm

BETONISEINIEN RAUDOITUS: (ELLEI TOISIN MAINITA)
-VAAKATERÄKSET 2 ϕ 8 / KERROSKORKEUDEN KOLMANNESPISTE
-SEINIEN PÄÄT JA AUKKOJEN PIELET
-pystyteräukset 2 ϕ 10 ja haat ϕ 8k300
-REIKIEN PIELET
-pysty- ja vaakateräukset 2 ϕ 10, L=AUKKO+800 mm



OVI/AUKKOPALKKIEN (OP) RAUDOITUS: (ELLEI TOISIN MAINITA)
-YLÄPINTAAN 2 ϕ 10, L=AUKKO+1200 mm
-ALAPINTAAN 2 ϕ 10, L=AUKKO+800 mm
-HAAT ϕ 8k300 AUKON PITUUDELTA
-PALKKIIN TULEVIEN REIKIEN PIELIIN LISÄHAAT 2 ϕ 8k50

LUMIKUORMA $q=7,0 \text{ kN/m}^2$
KATTORAKENTEET JA TUOLIIHSSIEN KUORMITUS $g=30,9 \text{ kN/m}^2$



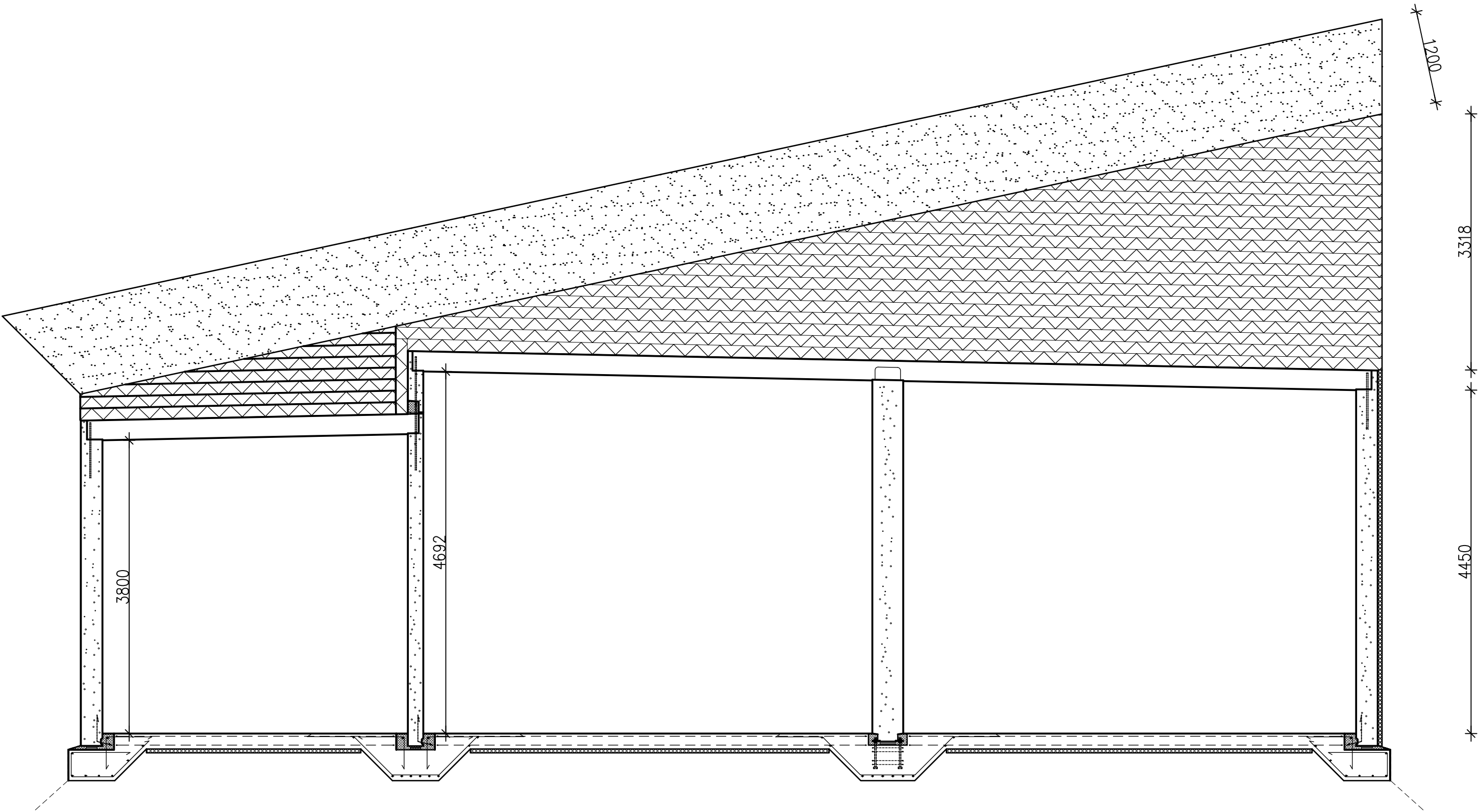
TUNNUS		MUUTOS		NIMIM.		PVM.	
K.OSA/KYLÄ		KORTTELI/TILA		TONTTI/RN:O		VIRANOMAISTEN ARKISTOIMERKINTÖJÄ VARTEN	
PYHÄTUNTURI				PIIRUSTUSLAJI		JUOKS:N:O	
RAKENNUSLOMENPIDE				RAKENNEPIIRUSTUS			
UUDISRAKENNUS							
RAKENNUSKOHTIEN NIMI JA OSIO				PIIRUSTUKSEN SISÄLTÖ		SUHDE	
TUOLIIHSSIVARASTO				RUNKOKUVA		1:100	
PYHÄTUNTURI OY				POHJAPIIRROS			
PÄIVÄYS JA ALLEKIRJOTUS				SUUNNITTELUALUE, TYÖN N:O,PIIRUSTUS N:O		MUUTOS	
ROVANIEMI		8.6.2019		RAK 3893-1			



INSINÖÖRITOIMISTO J. LAMPELA OY

POHJOLANKATU 4 96100 ROVANIEMI PUH 010 328 0770

Liite 2. Kohteen pystyleikkaus



BETONI: C25/30
C30/37
C35/45 ,suojahuokossuhde >0,20, ELEMENTIT, ULKORAKENTEET

TERÄS: A500HW TAI B500B, B500K

RASITUSLUOKAT: SISÄTILAT XC1 (VESIERISTETYT TILAT X0)
ULKORAKENTEET XC3,4 JA XF1

SUOJABETONIETÄISYYS: ULKORAKENTEET 35 mm
SISÄRAKENTEET 25 mm
EI 90 (R120) PALOLUOKITELLUT SEINÄT 35 mm

BETONISEINIEN RAUDOITUS: (ELLEI TOISIN MAINITA)

- VAAKATERÄKSET 2 ϕ 8 / KERROSKORKEUDEN KOLMANNESPISTE
- SEINIEN PÄÄT JA AUKKOJEN PIELET
 - pystyteräukset 2 ϕ 10 ja haat ϕ 8k300
- REIKIEN PIELET
 - pysty– ja vaakateräukset 2 ϕ 10, L=AUKKO+800 mm

OVIAUKKOPALKKIEN (OP) RAUDOITUS: (ELLEI TOISIN MAINITA)

- YLÄPINTAAN 2 ϕ 10, L=AUKKO+1200 mm
- ALAPINTAAN 2 ϕ 10, L=AUKKO+800 mm
- HAAT ϕ 8k300 AUKON PITUUDELTA
- PALKKIIN TULEVIEN REIKIEN PIELIIN LISÄHAAT 2 ϕ 8k50

LUMIKUORMA $q=7,0\text{ kN/m}^2$
KATTORAKENTEET JA TUOLIHISSIEN KUORMITUS $g=30,9\text{ kN/m}^2$

TUNNUS	MUUTOS	NIMIM.	PVM.
K.OSA/KYLÄ PYHÄTUNTURI	KORTTELI/TILA	TONTTI/RN:O	VIRANOMAISTEN ARKISTOMERKINTÖJÄ VARTEN
RAKENNUSLOINPIDE UUDISRAKENNUS	PIIRUSTUSLAJI RAKENNEPIIRUSTUS	JUOKS.N:O	
RAKENNUSKOHTEN NIMI JA OSOITE TUOLIHISIVARASTO PYHÄTUNTURI OY	PIIRUSTUKSEN SISÄLTÖ PYSTYLEIKKAUS A–A	SUHDE 1: 50	
PÄIVÄYS JA ALLEKIRJOITUS ROVANIEMI 8.6.2019	SUUNNITTELUALA,TYÖN N:O,PIIRUSTUS N:O RAK 3893–2	MUUTOS	
<div><div></div><div>INSINÖÖRITOIMISTO J. LAMPELA OY</div><div>POHJOLANKATU 4 96100 ROVANIEMI PUH 010 328 0770</div></div>			

Kuormitukset

Pysyvää kuormaa: Täyttöpora 18 kN/m^3 , $\alpha^\circ = 40^\circ$
Teräsbetoni 25 kN/m^3
Kiinnityskiskot $2,8 \text{ kN/m}^2$

Muuttuvat kuormat: Tanssattu lumi 7 kN/m^2
Rinnekonect $100 \text{ kN} = 20 \text{ kN/m} = 6,7 \text{ kN/m}^2$

Muuttuvat kuormat vaikuttavat aina yhdessä, joten osavarmuusluku molemmille 1,5

Ristikkorakenteen holvin mitoitus

Kuormitus:

Pysyvä kuorma, täyhtövara
 1,2m · 18 kN/m² = 21,6 kN/m²
 0,25m · 25 kN/m² = 6,5 kN/m²
 Kiinnitys kiskot 2,8 kN/m²

Yhteensä $q_k = 21,6 \text{ kN/m}^2 + 6,5 \text{ kN/m}^2 + 2,8 \text{ kN/m}^2 = 30,9 \text{ kN/m}^2$

$q_d = 1,5 \cdot 30,9 \text{ kN/m}^2 = 35,54 \text{ kN/m}^2$

Lumi kuorma $q_{h,s} = 7 \text{ kN/m}^2$
 $q_{d,s} = 1,5 \cdot 7 \text{ kN/m}^2 = 10,5 \text{ kN/m}^2$

Huoltokuorma $q_{e,h} = 6,7 \text{ kN/m}^2$
 $q_{d,h} = 1,5 \cdot 6,7 \text{ kN/m}^2 = 10,1 \text{ kN/m}^2$

$q_d = 35,54 \text{ kN/m}^2 + 10,5 \text{ kN/m}^2 + 10,1 \text{ kN/m}^2 = 56,14 \text{ kN/m}^2$

Holvin suuriin tarkastetaan MBP-menetelmällä

Holvi on tasapaksu 260 mm $\Rightarrow k_i = \frac{B_i}{L_x}$

$n = d \cdot p_d \cdot L_x^2$

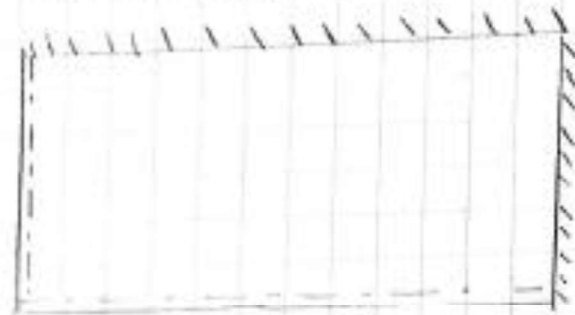
Huoltokuormalisa $\Delta M_{eq} = q_g \cdot q_{d,h} \cdot L_x^2$

Kenttämomentin korjaus tukimomentin pienentäessä
 $\Delta M_e = \psi \cdot \Delta M_s$

Kenttämomentin korjaus tukimomentin kasvavassa
 $\Delta M_e = \frac{2}{3} \cdot \psi \cdot \Delta M_s$

Tukiliian tasausmomentti $\Delta M_i = \frac{k_i}{\sum k} \cdot \Delta M$

↳ TUGAS LAPORAN 4



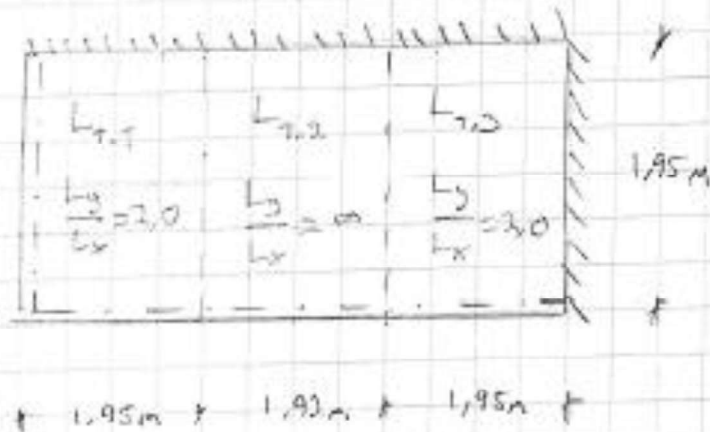
$$L_x = 1,95m$$

$$L_y = 5,82m$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 3,03 > 2,0$$

⇒ Lantai Jarak 3 orang

$$P_d \cdot L_x^2 = 56,10 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,95m)^2 = 213,5 \text{ kN/m}$$



L7.7 Tuentatoinen 2.



$$\frac{L_x}{L_y} = 2,0$$

$$\psi_y = 0,248$$

$$\psi_x = 0,484$$

$$\beta_2 = 3,98$$

$$k = \frac{3,98}{1,98} = 2,04$$

$$\text{Kriittinen ja sivu} \\ 7 \Rightarrow \xi = 0,5$$

$$p_0 \cdot L_x^2 = 56,14 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,95 \text{ m})^2 = 213,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x3} = 0,0900 \cdot 213,5 \text{ kNm/m} = 19,22 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y4} = 0,0280 \cdot \text{---} \text{---} = 5,49 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x4} = 0,0632 \cdot \text{---} \text{---} = 13,49 \text{ kNm/m}$$

Huhtikuormalisa stakkuuorinuksessa

$$\Delta M_{fy3} = 0,0050 \cdot 10,1 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,95 \text{ m})^2 = 0,19 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta M_{fx3} = 0,0080 \cdot \text{---} \text{---} = 0,73 \text{ kNm/m}$$

Tukinonentin raskaus laatoissa L2

$$\Delta M_{x5} = \frac{2,04}{2,04 + 1,98} \cdot (40,4 \text{ kNm/m} - 19,22 \text{ kNm/m}) = 12,32 \text{ kNm/m}$$

$$\Rightarrow \text{Lopullinen tukinonenti } M_{x5} = 19,22 \text{ kNm/m} + 12,32 \text{ kNm/m} \\ \Rightarrow M_{x5} = 31,54 \text{ kNm/m}$$

Kenttämomenttien korjaus

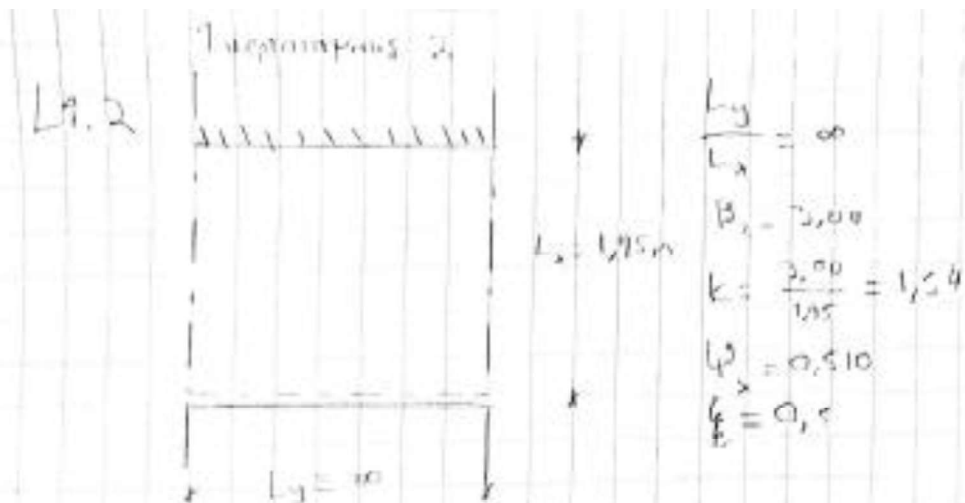
$$\Delta M_{y5} = 0,248 \cdot -0,5 \cdot 12,32 \text{ kNm/m} = -1,54 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta M_{x6} = 0,484 \cdot -0,5 \cdot 12,32 \text{ kNm/m} = -3,00 \text{ kNm/m}$$

Lopulliset kenttämomentit

$$M_{y5} = 5,49 \text{ kNm/m} - 1,54 \text{ kNm/m} + 0,19 \text{ kNm/m} = 4,14 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x6} = 13,49 \text{ kNm/m} - 3,00 \text{ kNm/m} + 0,73 \text{ kNm/m} = 11,22 \text{ kNm/m}$$



$$M_{ss} = 0,1450 \cdot 213,5 \text{ kNm/m} = 26,64 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sf} = 0,014 - 11 - = 15,03 \text{ kNm/m}$$

Häykykormatoin

$$\Delta M_{qs} = 0,0272 \cdot 10,1 \text{ kNm/m} \cdot (1,95 \text{ m})^2 = 1,05 \text{ kNm/m}$$

Tukinopeusin tasuu laatuista L_2

$$\Delta M_{ss} = \frac{1,54}{1,54 + 1,54} \cdot (40,4 \text{ kNm/m} - 26,64 \text{ kNm/m}) = 7,06 \text{ kNm/m}$$

Lopullinen tukinopeus $M_{ss} = 26,64 \text{ kNm/m} + 7,06 \text{ kNm/m}$

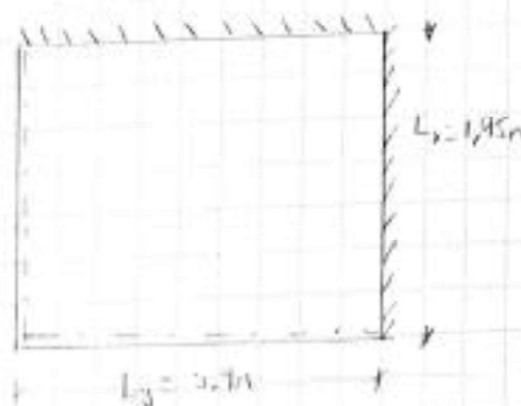
$$\Rightarrow M_{ss} = 33,8 \text{ kNm/m}$$

Lopullinen kantoarvo

$$\Delta M_{sf} = 0,510 - 0,5 - 7,06 \text{ kNm/m} = -1,80 \text{ kNm/m}$$

$$\Rightarrow M_{sf} = 15,03 \text{ kNm/m} - 1,80 \text{ kNm/m} + 1,05 \text{ kNm/m} = 14,28 \text{ kNm/m}$$

L_{1.3} Tuenlamppus 4



$$\frac{L_y}{L_x} = 2,0$$

$$\beta_1 = 6,62$$

$$\beta_2 = 4,19$$

$$k_1 = \frac{4,62}{2,75} = 2,39$$

$$k_2 = \frac{4,19}{1,17} = 2,15$$

$$\psi_y = 0,248$$

$$\psi_z = 0,484$$

$$\phi = 0,6$$

$$\gamma_{y3} = 0,0520 \cdot 213 \text{ kN/m} = 11,1 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{y3} = 0,0544 \cdot 111 = 6,04 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{y4} = 0,0250 \cdot 111 = 2,78 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{y4} = 0,0525 \cdot 111 = 5,83 \text{ kN/m}$$

L₂ suunnassa vieroen laossa identtinen \Rightarrow potentiaalin tulos on 0 M_{y3} :lle

Höyrykuormitus

$$\Delta M_{y4} = 0,0050 \cdot 10,1 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,95 \text{ m})^2 = 0,20 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M_{y4} = 0,0180 \cdot 111 = 2,00 \text{ kN/m}$$

Tukipotentiaalin tulos lausta L_2

$$\Delta M_{y3} = \frac{2,15}{1,17} \cdot (40,4 \text{ kN/m} - 13,92 \text{ kN/m}) = 13,42 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Lopullinen tukipotentiaali: } M_{y3} = 13,93 \text{ kN/m} + 13,42 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow M_{y3} = 27,35 \text{ kN/m}$$

Keräjäpotentiaalin korjaus

$$\Delta M_{y4} = 0,248 \cdot 0,6 \cdot 13,42 \text{ kN/m} = 2,00 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M_{y4} = 0,484 \cdot 0,6 \cdot 13,42 \text{ kN/m} = 3,90 \text{ kN/m}$$

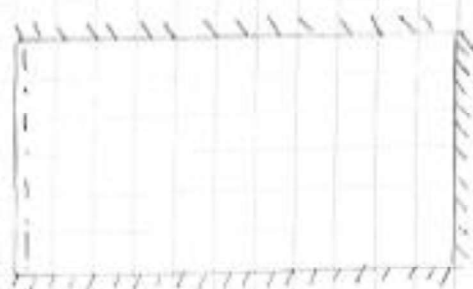
Lopulliset keräjäpotentiaalit

$$M_{y4} = 5,34 \text{ kN/m} - 2,00 \text{ kN/m} + 0,20 \text{ kN/m} = 3,54 \text{ kN/m}$$

$$M_{y4} = 11,49 \text{ kN/m} - 3,90 \text{ kN/m} + 0,69 \text{ kN/m} = 8,28 \text{ kN/m}$$

7(16)

L_2 Tuentatapaus 7



$L_y = 3.6m$

$$p_0 \cdot L_1^2 = 56.14 \text{ kN/m}^2 \cdot (3.6m)^2 = 727.6 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_3}{L_1} = 1.63$$

\Rightarrow kagitearin 1.65

$$\beta_1 = 7.03$$

$$\beta_2 = 5.21$$

$$k_1 = 1.95$$

$$k_2 = 1.45$$

$$M_{33} = 0.0320 \cdot 727.6 \text{ kN/m} = 23.3 \text{ kN/m}$$

$$M_{35} = 0.05555 \cdot 727.6 \text{ kN/m} = 40.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{34} = 0.0177 \cdot 727.6 \text{ kN/m} = 12.9 \text{ kN/m}$$

$$M_{32} = 0.0396 \cdot 727.6 \text{ kN/m} = 28.2 \text{ kN/m}$$

$$L_x \text{ Suunnassa } \psi_y = 0.221, \psi_x = 0.452$$

Tuolimomenttien tasaus, L_y suunnassa Niereinen laatta
identittinen, L_x toisella suunnalla tasaus laatoilla

$$L_{1,2}, L_{3,2}, L_{1,3}$$

$$\Delta M_{x31} = \frac{1.45}{1.45+2.04} \cdot (40.4 \text{ kN/m} - 19.22 \text{ kN/m}) = 8.80 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M_{x32} = \frac{1.45}{1.45+1.54} \cdot (40.4 \text{ kN/m} - 26.61 \text{ kN/m}) = 6.65 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M_{x33} = \frac{1.45}{1.45+2.15} \cdot (40.4 \text{ kN/m} - 17.93 \text{ kN/m}) = 9.05 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma \Delta M_{x3} = 8.80 \text{ kN/m} + 6.65 \text{ kN/m} + 9.05 \text{ kN/m} = 24.50 \text{ kN/m}$$

$$M_{x31} = 40.4 \text{ kN/m} - 8.80 \text{ kN/m} = 31.6 \text{ kN/m}$$

$$M_{x32} = 40.4 \text{ kN/m} - 6.65 \text{ kN/m} = 33.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{x33} = 40.4 \text{ kN/m} - 9.05 \text{ kN/m} = 31.4 \text{ kN/m}$$

Höyrykuormitus:

$$\Delta M_{yqf} = 0.0055 \cdot 10.1 \text{ kN/m}^2 \cdot (3.6m)^2 = 0.99 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M_{yqe} = 0.012 \cdot 10.1 \text{ kN/m}^2 \cdot (3.6m)^2 = 2.28 \text{ kN/m}$$

Lopulliset keskimääräiset, kun tulosuora luotettavuus
 L_1

$$m_{3r} = 12,9 \text{ kN/m} + 0,251 \cdot 24,50 \text{ kN/m} + 0,44 \text{ kN/m} = 20,8 \text{ kN/m}$$

$$m_{3k} = 25,2 \text{ kN/m} + 0,452 \cdot 24,50 \text{ kN/m} + 2,18 \text{ kN/m} = 39,1 \text{ kN/m}$$

Keskimääräiset, kun jatkosivat laajat identtisä

$$m_{3r} = 12,9 \text{ kN/m} + 0,94 \text{ kN/m} = 13,84 \text{ kN/m}$$

$$m_{3k} = 25,2 \text{ kN/m} + 2,78 \text{ kN/m} = 27,98 \text{ kN/m}$$

Lopulliset tulosuorat, kun tulosuora luotettavuus L_6

$$\Delta m_{3r} = \frac{1,02}{1,451044} \cdot (181,4 \text{ kN/m} - 110,1 \text{ kN/m}) = 47,24 \text{ kN/m}$$

$$m_{3r} = 40,9 \text{ kN/m} + 47,24 \text{ kN/m} = 88,14 \text{ kN/m}$$

$$\text{Käytännöllinen sivu} \quad 3 \Rightarrow \xi = 0,75$$

$$\Delta m_{3k} = 0,251 \cdot 0,75 \cdot 47,24 \text{ kN/m} = 20,49 \text{ kN/m}$$

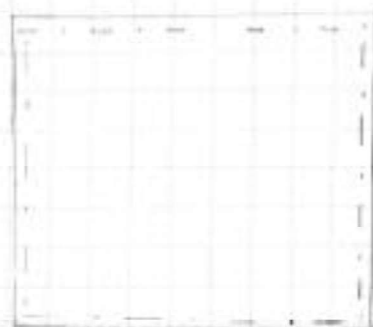
$$\Delta m_{3k} = 0,452 \cdot 0,75 \cdot 47,24 \text{ kN/m} = 32,96 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow m_{3r} = 13,84 \text{ kN/m} - 20,49 \text{ kN/m} = -6,65 \text{ kN/m}$$

$$m_{3k} = 27,98 \text{ kN/m} - 32,96 \text{ kN/m} = -4,98 \text{ kN/m}$$

⇒ Jatkossa tuken yläpinnan laudoitus koto laajan laji,
 alapinnan pöytäpöytä

L3 Tuentatopaus 7



$$L_x = 3,2\text{m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1,24$$

$$\Rightarrow \text{käytetään } 1,05$$

$$p_d \cdot L_x^2 = 36,14 \text{ kN/m}^2 \cdot (3,2\text{m})^2$$

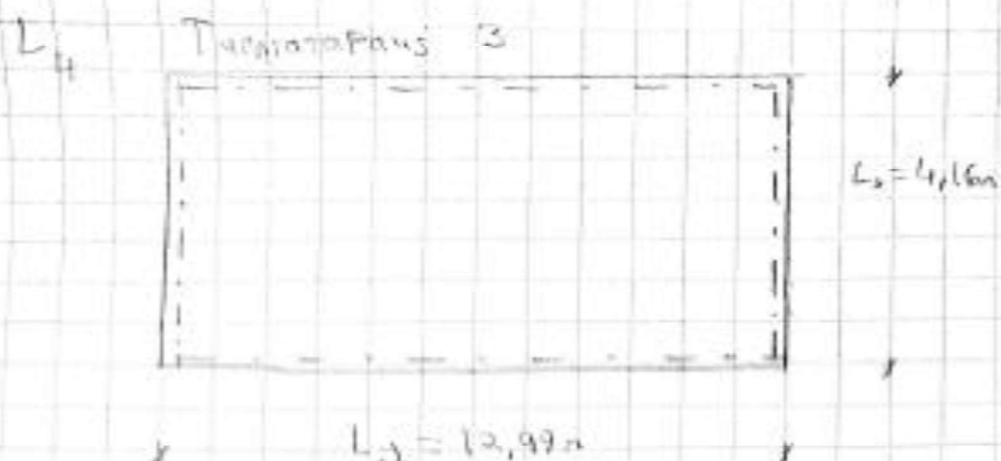
$$= 376,7 \text{ kN/m}$$

$$L_y = 3,96\text{m}$$

$$m_{01} = 0,05595 \cdot 376,7 \text{ kN/m} = 21,0 \text{ kN/m}$$

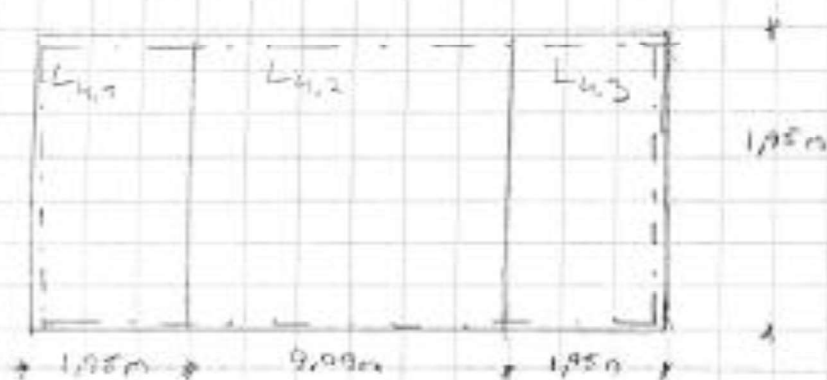
$$m_{02} = 0,05915 \cdot 376,7 \text{ kN/m} = 22,1 \text{ kN/m}$$

työtakuormalisää ei tule vaimasti tuettuun laattaan

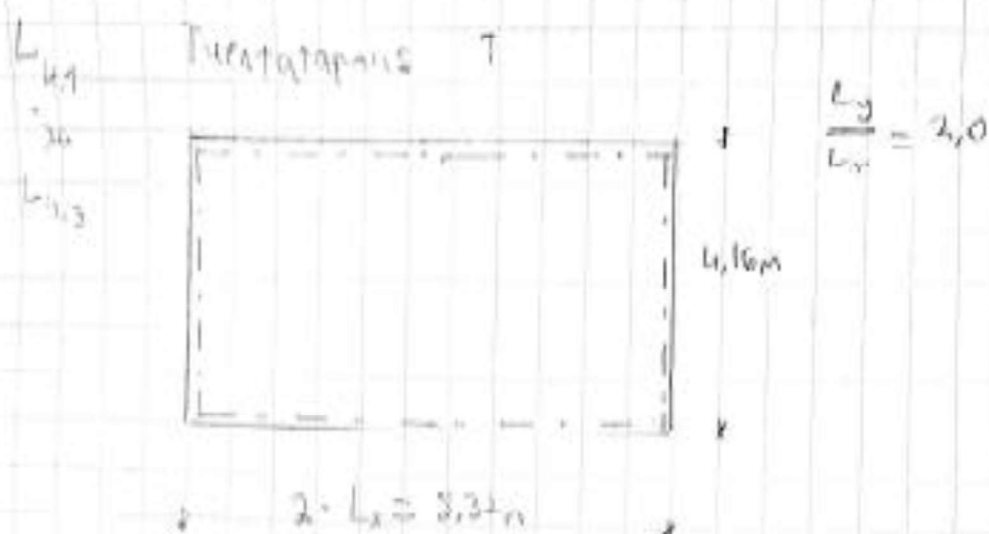


$$P_d \cdot L_3^2 = 56,10 \text{ kN/m}^2 \cdot (4,16\text{m})^2 = 971,5 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_4}{L_3} = 3,12 \Rightarrow \text{Juurissa laatta 3 usaa}$$



$L_{4,1}$ on identtinen $L_{4,3}$ laatan kanssa



$$M_{3x} = 0.0469 \cdot 971.5 \text{ kN/m} = 45.1 \text{ kN/m}$$

$$M_{3y} = 0.0469 \cdot 971.5 \text{ kN/m} = 45.1 \text{ kN/m}$$

Вопрос: найти момент, момент поворота

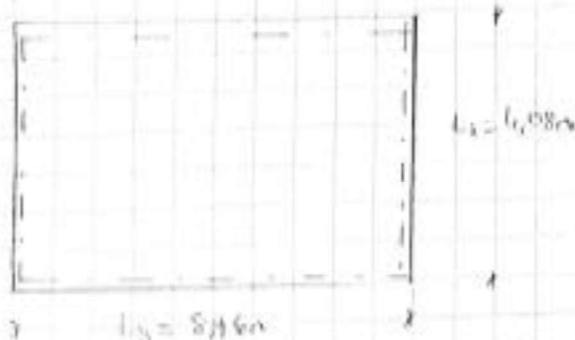


• $n_{sf} = 0,1250 \cdot 971,5 \text{ kN/m} = 121,4 \text{ kN/m}$

Tapuasi tressi għall-Suqman ta' kanna ta' kanna

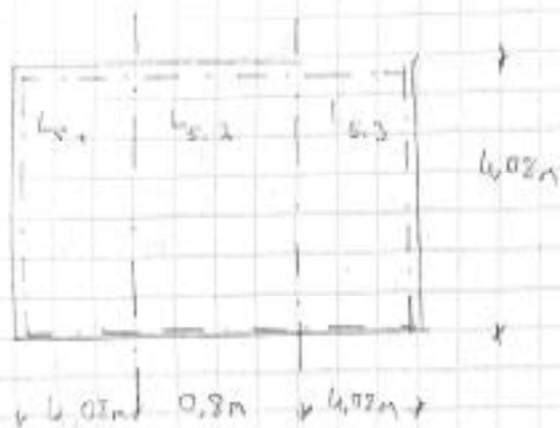
• → tressi ta' kanna

L_y ?

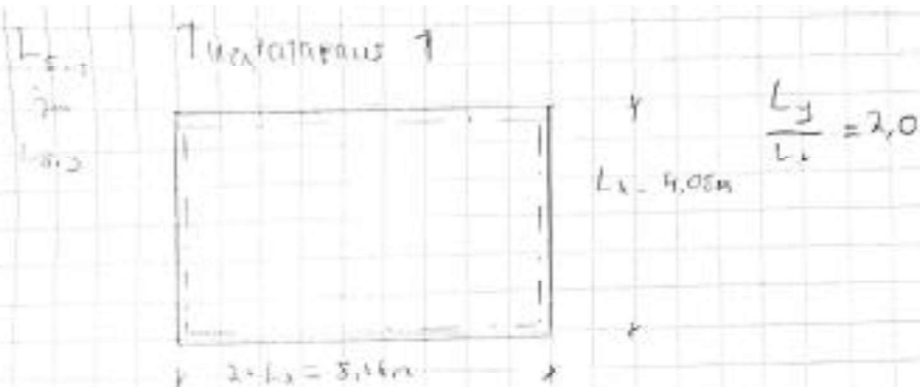


$$\sigma_d \cdot L_z^2 = 56,14 \text{ kN/m}^2 \cdot (6,08 \text{ m})^2 = 954,5 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_y}{L_z} = 2,20 \Rightarrow \text{Jouman lincora } 220\%$$



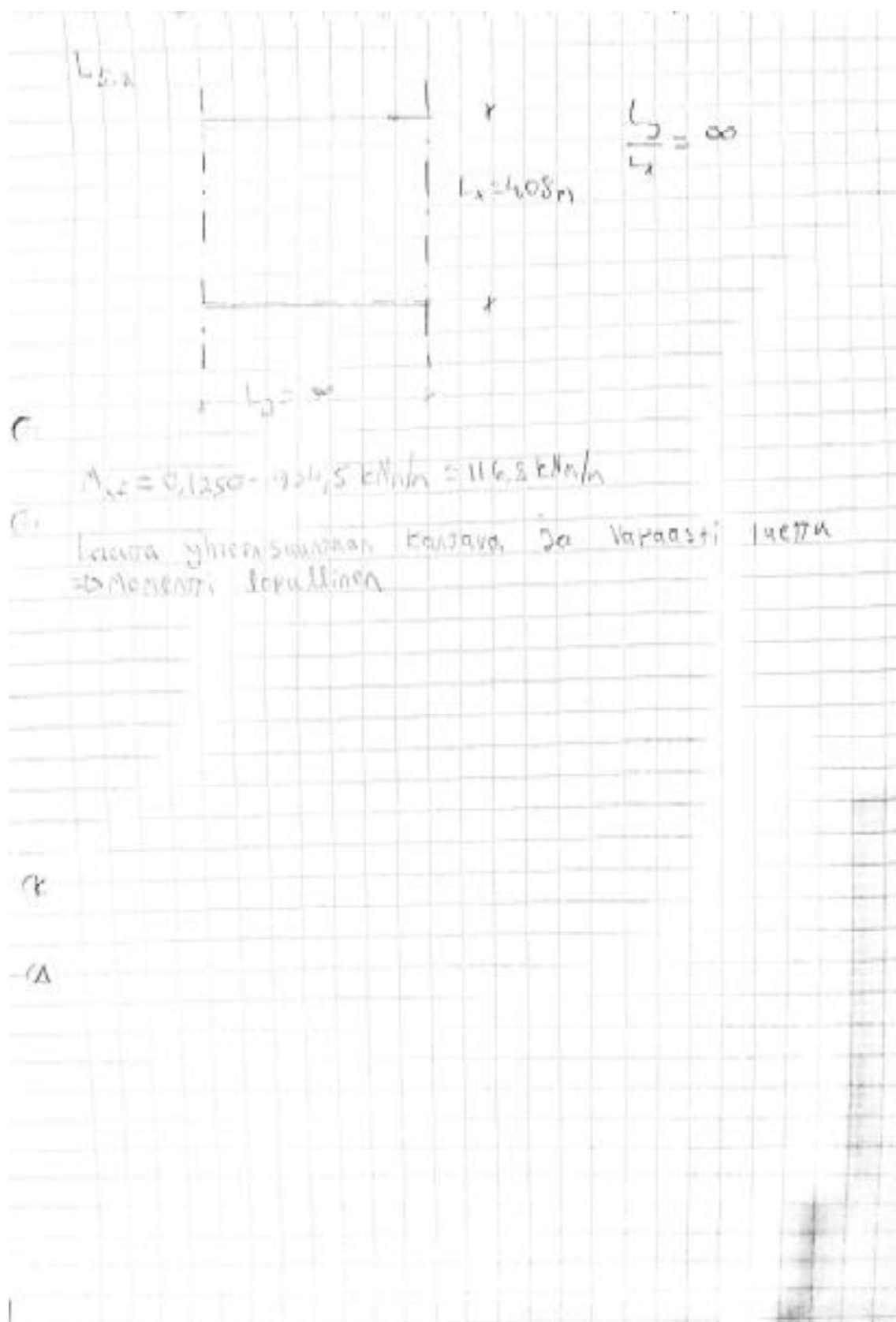
$$L_{y.1} \text{ en lincora } 15,0 \text{ kN/m}$$

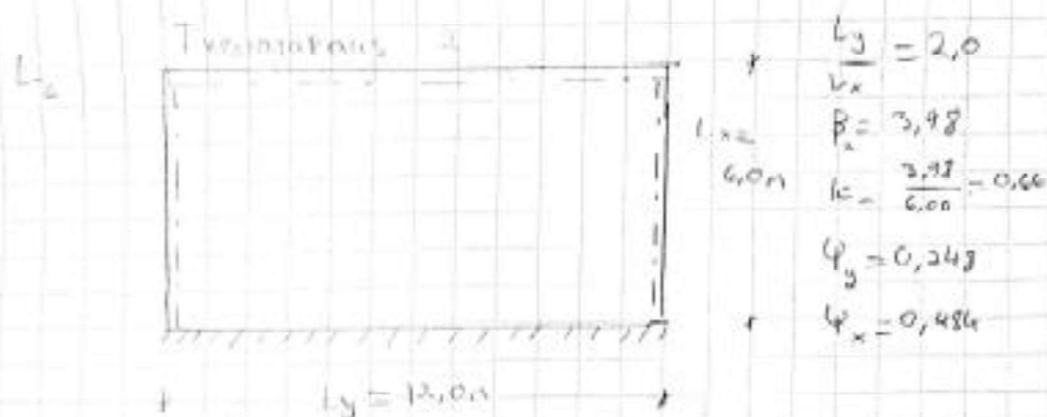


$$q_{ye} = 0.0164 \cdot 934.5 \text{ kN/m} = 15.3 \text{ kN/m}$$

$$q_{xe} = 0.0164 \cdot 934.5 \text{ kN/m} = 15.3 \text{ kN/m}$$

Vapaa- ja tuulen laatu \Rightarrow momentit lopullisia





$$P_c \cdot L_x^2 = (6,0 \text{ m})^2 \cdot 56,14 \text{ kN/m} = 2021,0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x2} = 0,0900 \cdot 2021,0 \text{ kNm/m} = 181,9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y2} = 0,0230 \cdot 2021,0 \text{ kNm/m} = 46,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x2} = 0,0632 \cdot 2021,0 \text{ kNm/m} = 127,7 \text{ kNm/m}$$

Hydrothermalisierung

$$\Delta M_{x2} = 0,0080 \cdot 10,1 \text{ kNm/m}^2 \cdot (6,0 \text{ m})^2 = 1,82 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta M_{y2} = 0,0010 \cdot 10,1 \text{ kNm/m}^2 \cdot (6,0 \text{ m})^2 = 0,36 \text{ kNm/m}$$

Tensionierungsfaktor λ_{x2}

$$\Delta M_{x2} = \frac{0,66}{0,66 + 1,0} \cdot (181,9 \text{ kNm/m} - 46,5 \text{ kNm/m}) = 144,3 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta M_{y2} = 181,9 \text{ kNm/m} - 144,3 \text{ kNm/m} = 37,6 \text{ kNm/m}$$

Kompensationskorrektur

$$\Delta M_{y2} = 0,243 \cdot 44,3 \text{ kNm/m} = 10,77 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta M_{x2} = 0,486 \cdot 44,3 \text{ kNm/m} = 21,44 \text{ kNm/m}$$

Endgültige Kompensations

$$M_{y2} = 56,6 \text{ kNm/m} + 10,77 \text{ kNm/m} + 1,82 \text{ kNm/m} = 69,19 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x2} = 127,7 \text{ kNm/m} + 21,44 \text{ kNm/m} + 0,36 \text{ kNm/m} = 149,50 \text{ kNm/m}$$

Liite 4. Pohjapiirustus staattista analyysiä varten

TUNNUS

MUUTOS

NIMIM.

PVM.

K.OSA/KYLÄ PYHÄTUNTURI	KORTTELI/TILA	TONTTI/RN:O	VIRANOMAISTEN ARKISTOMERKINTÖJÄ VARTEN
RAKENNUSTOIMENPIDE UUDISRAKENNUS			PIIRUSTUSLAJI RAKENNEPIIRUSTUS
RAKENNUSKOHTEN NIMI JA OSOITE TUOLIHISSIVARASTO PYHÄTUNTURI OY			JUOKS.N:O PIIRUSTUKSEN SISÄLTÖ RUNKOKUVA TAIVUTUSMOMENTIT
PÄIVÄYS JA ALLEKIRJOITUS ROVANIEMI 8.6.2019			SUHDE 1:100 SUUNNITTELUALA,TYÖN N:O,PIIRUSTUS N:O MUUTOS
RAK 3893-7			

INSINÖÖRITOIMISTO J. LAMPELA OY

POHJOLANKATU 4 96100 ROVANIEMI PUH 010 328 0770



Holvin raudoitus, 109. luku 2, 109. luku 7

Holvin betoni C30/37, $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Raudoitus B500B, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$$\Rightarrow f_{cd} = \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{\gamma_c}, \quad \alpha = 0,85, \quad \gamma_c = 1,5$$

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,35} = 370 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

Holvin pituus $h = 2600 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \text{Teollisen korkeus } d = h - C_{nom} = \frac{\phi}{2}$$

ϕ = Teräksen halkaisijan, arvoideuan 12 mm

$$C_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d = 2600 \text{ mm} - 35 \text{ mm} - \frac{12 \text{ mm}}{2} = 2144 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Käytetään } d = 215 \text{ mm}$$

Rakenteen poikkileikkauksen vaatima minimiraudoitus

Laattarakenteen $b = 1000 \text{ mm}$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{aligned} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d &= 0,26 \cdot \frac{2,9 \text{ N/mm}^2}{500 \text{ N/mm}^2} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 215 \text{ mm} = 325 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \\ 0,0013 \cdot b \cdot d &= 0,0013 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 215 \text{ mm} = 280 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \end{aligned} \right.$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = 325 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \approx \text{11\% k 300} \left(377 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right)$$

Rakenteen minimiraudoituksen taivutusmomentin kapasiteetti

$$A_{s,min} = \frac{\beta \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yk}} \Rightarrow 377 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = \frac{\beta \cdot 215 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2}{370 \text{ N/mm}^2}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,0449 < 0,43 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \Rightarrow 0,0449 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,0439$$

$$\frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot d \cdot b} = 0,0439 \Rightarrow \frac{M_{Ed}}{17,0 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (215 \text{ mm})^2} = 0,0439$$

$$\Rightarrow M_{Ed} = 34,5 \text{ kNm/m}$$

Miniraudoituksen kapasiteetin ylläpäävät lauat

L_1 kiviä $M_{1A} = 30,1 \text{ kN/m}$ (y-suunta), L_1 viereisiä

L_2 tuki $M_{1B} = 131,6 \text{ kN/m}$ (x-suunta), L_2 viereisiä

L_3 kiviä $M_{1A} = 45,4 \text{ kN/m}$ (y-suunta)

L_3 kiviä $M_{1B} = 48,0 \text{ kN/m}$ (x-suunta)

L_4 kiviä $M_{1A} = 45,1 \text{ kN/m}$ (y-suunta)

L_4 kiviä $M_{1B} = 42,8 \text{ kN/m}$ (x-suunta)

■ L_4 kiviä $M_{1B} = 121,4 \text{ kN/m}$ (x-suunta)

L_5 kiviä $M_{1A} = 73,4 \text{ kN/m}$ (y-suunta)

■ L_5 kiviä $M_{1B} = 73,1 \text{ kN/m}$ (x-suunta)

L_6 kiviä $M_{1B} = 116,8 \text{ kN/m}$ (x-suunta)

L_6 kiviä $M_{1B} = 67,41 \text{ kN/m}$ (y-suunta)

L_6 kiviä $M_{1B} = 136,1 \text{ kN/m}$ (x-suunta)

L_6 tuki $M_{1B} = 137,6 \text{ kN/m}$ (x-suunta), sama kuin L_7 tuki

Muilla alueille miniraudoituksen kaavasta T12 k300,
tämän kapasiteetin ylläpäävät alueet lisäraudoitetaan joko teräksin

L_2 lasten lisärauteitus

$$M_{Ed} = 59,11 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{59,11 \cdot 10^3 \text{ Nm}}{17 \text{ N/mm}^2 \cdot 10000 \text{ mm} \cdot (205 \text{ mm})^2} = 0,0496$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0496} = 0,0511 < 0,493 \Rightarrow 0 \text{ kV}$$

$$A_s = \frac{0,0511 \cdot 17 \text{ N/mm}^2 \cdot 10000 \text{ mm} \cdot 205 \text{ mm}}{435 \text{ N/mm}^2} = 430 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Kotonaan} \quad A_{s\text{uus}} = 430 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad 377 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 53 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \hat{=} 278 \left(103,6 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right)$$

$$M_{Ed} = 137,6 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{137,6 \cdot 10^3 \text{ Nm}}{17 \text{ N/mm}^2 \cdot 10000 \text{ mm} \cdot (205 \text{ mm})^2} = 0,1951$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1951} = 0,1939 < 0,493 \Rightarrow 0 \text{ kV}$$

$$A_s = \frac{0,1939 \cdot 17 \text{ N/mm}^2 \cdot 10000 \text{ mm} \cdot 205 \text{ mm}}{435 \text{ N/mm}^2} = 1629 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Kotonaan} \quad A_{s\text{uus}} = 1629 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} - 377 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 1252 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \hat{=} 116 \text{ k150 (1340)}$$

4(12)

L₂ Längenänderung

$$M_{L2} = 45,4 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{12,4 \cdot 10^3 \text{ Nm}}{11 \text{ Nm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (20 \text{ mm})^2} = 0,0548$$

$$\beta = 7 - \sqrt{7 - 2 \cdot 0,0548} = 0,0515 < 0,433 \Rightarrow 0 \text{ kV}$$

$$A_3 = \frac{0,0515 \cdot 11 \text{ Nm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 21500}{435 \text{ N/mm}^2} = 500 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Irrtasterlasten} \sigma_{\text{Irrt}} \quad 500 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} - 377 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 123 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \hat{=} 78 \text{ k300} \left(162 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right)$$

$$M_{L2} = 48,0 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{48,0 \cdot 10^3 \text{ Nm}}{11 \text{ Nm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (20 \text{ mm})^2} = 0,0611$$

$$\beta = 7 - \sqrt{7 - 2 \cdot 0,0611} = 0,0631 < 0,433 \Rightarrow 0 \text{ kV}$$

$$A_3 = \frac{0,0631 \cdot 11 \text{ Nm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 21500}{435 \text{ N/mm}^2} = 530 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Irrtasterlasten} \sigma_{\text{Irrt}} \quad 530 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} - 377 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 153 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \hat{=} 78 \text{ k300} \left(162 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right)$$

L_4 laatan paksuus

$$M_{Ed} = 115,1 \text{ kNm}$$

\Rightarrow käytetään SFS:n kuin L_3 y-suunnan keskiä

$$\Rightarrow T_8 \text{ k300 } (165 \frac{\text{mm}}{\text{m}})$$

$$M_{Ed} = 96,8 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{96,8 \cdot 10^6 \text{ Nm}}{17 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (215 \text{ mm})^2} = 0,1232$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1232} = 0,1319 < 0,439 \Rightarrow \text{OK}$$

$$A_s = \frac{0,1319 \cdot 17 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 215 \text{ mm}}{435 \text{ N/mm}^2} = 1109 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Korotuksen osuus} \quad 1109 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} - 377 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 732 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \hat{=} T12 \text{ k150 } (752 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}})$$

$$M_{Ed} = 121,4 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{121,4 \cdot 10^6 \text{ Nm}}{17 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (215 \text{ mm})^2} = 0,1545$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1545} = 0,1687 < 0,439 \Rightarrow \text{OK}$$

$$A_s = \frac{0,1687 \cdot 17 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 215 \text{ mm}}{435 \text{ N/mm}^2} = 1418 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Korotuksen osuus} \quad 1418 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} - 377 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 1041 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \hat{=} T12 \text{ k100 } (1120 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}})$$

L_3 luotan raudoitus

$$M_{Ed} = 13,4 \text{ kNm}$$

\Rightarrow Voidaan käyttää Suoran luotan L_3 teräsmäärä

$$\Rightarrow 18 \times 100 \text{ (163 mm}^2\text{)}$$

$$M_{Ed} = 43,1 \text{ kNm}$$

\Rightarrow Voidaan käyttää Suoran luotan L_4 teräsmäärä

$$\Rightarrow 12 \times 150 \text{ (163 mm}^2\text{)}$$

$$M_{Ed} = 116,8 \text{ kNm}$$

\Rightarrow Voidaan käyttää Suoran luotan L_4 teräsmäärä

$$\Rightarrow 12 \times 150 \text{ (163 mm}^2\text{)}$$

Laitaan L_6 laudoitus

$$M_{Ed} = 69,41 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{69,41 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{17 \text{ N/mm}^2 \cdot 10000 \text{ mm} \cdot (215 \text{ mm})^2} = 0,0583$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0583} = 0,0926 < 0,493 \Rightarrow OK$$

$$A_s = \frac{0,0926 \cdot 17 \text{ N/mm}^2 \cdot 10000 \text{ mm} \cdot 215 \text{ mm}}{435 \text{ N/mm}^2} = 118 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Iteraation saatus $118 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} - 377 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 1101 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \hat{=} 710 \text{ k}150 (525 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}})$

$$M_{Ed} = 156,1 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{156,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{17 \text{ N/mm}^2 \cdot 10000 \text{ mm} \cdot (215 \text{ mm})^2} = 0,1986$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1986} = 0,2237 < 0,493 \Rightarrow OK$$

$$A_s = \frac{0,2237 \cdot 17 \text{ N/mm}^2 \cdot 10000 \text{ mm} \cdot 215 \text{ mm}}{435 \text{ N/mm}^2} = 1873 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Iteraation saatus $1873 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} - 597 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 1446 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \hat{=} 720 \text{ k}200 (1570 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}})$

$$M_{Ed} = 137,6 \text{ kNm/m}$$

\Rightarrow Voidaan käyttää Suurraa L_2 teräsmäärää
 $\Rightarrow 716 \text{ k}150 (1340 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}})$

L_6 ja L_5 Vörlisen polkumissien taajuus

Kuormitus alue tarkastuu graafisesti

$$A_{eff} = 8,96 \text{ m}^2$$

$$\text{Kuormitus } P_d = 56,14 \text{ kN/m}^2$$

Puolikaistuisen pituus $L = 4,13 \text{ m}$

$$\text{Aerikuorma karsulle } P_{d,eff} = \frac{P_d \cdot A_{eff}}{L} = \frac{56,14 \text{ kN/m}^2 \cdot 8,96 \text{ m}^2}{4,13 \text{ m}}$$

$$P_{d,eff} = 121,8 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{P_{d,eff} \cdot L^2}{8} = \frac{121,8 \text{ kN/m} \cdot (4,13 \text{ m})^2}{8} = 259,7 \text{ kNm}$$

Polkukäytön kohtakuorma $h = 650 \text{ mm}$

$$\Rightarrow d = h - c_{min} - \frac{r}{2}$$

$$c_{min} = 35 \text{ mm}$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d = 650 \text{ mm} - 35 \text{ mm} - \frac{20 \text{ mm}}{2} = 608 \text{ mm}$$

\Rightarrow käytetään $d = 600 \text{ mm}$

Polkukäytön leveys $b = 200 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{259,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{17 \text{ N/mm}^2 \cdot (600 \text{ mm})^2 \cdot 200 \text{ mm}} = 0,2122$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,2122} = 0,2413 < 0,493 \Rightarrow \text{OK}$$

$$A_s = \frac{0,2413 \cdot 17 \text{ N/mm}^2 \cdot 200 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}}{435 \text{ N/mm}^2} = 1132 \text{ mm}^2 \hat{=} 4T20 (1256 \text{ mm}^2)$$

Yläpinnan minimipalkat

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2 \cdot 17 \text{ N/mm}^2}{500 \text{ N/mm}^2} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} = 181 \text{ mm}^2 \hat{=} 2T12 (226 \text{ mm}^2)$$

Suoran tangon ankkurointi

Ankkurointipituuden perusarvo, kun teräshalkaisija 12mm

$$l_{b, reqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{bd}}$$

Lasketaan ankkurointipituus täydelle teräsännitykselle

$$\Rightarrow f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{crd}$$

$\eta_1 = 1,0$; hyvät tartuntaolosuhteet

$\eta_2 = 1,0$; $\phi < 32 \text{ mm}$

$$f_{crd} = \alpha_{cr} \cdot \frac{f_{ct, 0,05}}{\gamma_c}, \text{ C30/37} \Rightarrow f_{ct, 0,05} = 2,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cr} = 1,0$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\Rightarrow f_{crd} = 1,0 \cdot \frac{2,0 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 1,33 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,33 \text{ N/mm}^2 = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b, reqd} = \frac{12 \text{ mm}}{4} \cdot \frac{435 \text{ N/mm}^2}{3,0 \text{ N/mm}^2} = 435 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b, reqd}$$

$\alpha_1 = 0,7$; tankojen päihin tulee jäs taitetut reunahäkit

$\alpha_2 = 0,7$; Suora betonipeite

$$\alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1,0$$

$$\Rightarrow l_{bd} = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 435 \text{ mm} = 213,2 \text{ mm} > \begin{cases} 0,3 \cdot l_{b, reqd} = 131 \text{ mm} \\ 10 \cdot \phi = 120 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

\Rightarrow Vaadittu ankkurointipituus on 213,2mm

Suoran tangon jatkospituus

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rigid}$$

$\alpha_6 = 1,5$; lastennan yksinkertaistamiseksi varmalle puolelle oletetaan, että limitellyn tangon suhte $> 50\%$

$$l_0 = 1,5 \cdot 213,2 \text{ mm} = 320,0 \text{ mm}$$

$$l_{0,min} = \max \begin{cases} 0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rigid} = 96 \text{ mm} \\ 15 \cdot \varnothing = 150 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$l_0 > l_{0,min} \Rightarrow$ Tangon jatkospituus on siis 320 mm

\Rightarrow Suunnitelmiin kirjataan JP400 lisävarmuuden saamiseksi

Arkkuroipituus kun $\phi = 20 \text{ mm}$

$$l_{b, \text{red}} = \frac{20 \text{ mm}}{4} \cdot \frac{405 \text{ N/mm}^2}{3,0 \text{ N/mm}^2} = 727 \text{ mm}$$

$$l_{b, \text{d}} = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 727 \text{ mm} = 356 \text{ mm}$$

Jatkospituus

$$l_0 = 1,5 \cdot 356 \text{ mm} = 534 \text{ mm}$$

\Rightarrow käytetään JP600

12(12)

Laatan rengasterästy

Yhdenkään reunajännityksen pituus ei ylitä $7m$

$$\Rightarrow A_s = \frac{Q_2}{f_{yd}} \quad , \quad Q_2 = 70 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{70000 \text{ N}}{435 \text{ N/mm}^2} = 161 \text{ mm}^2$$

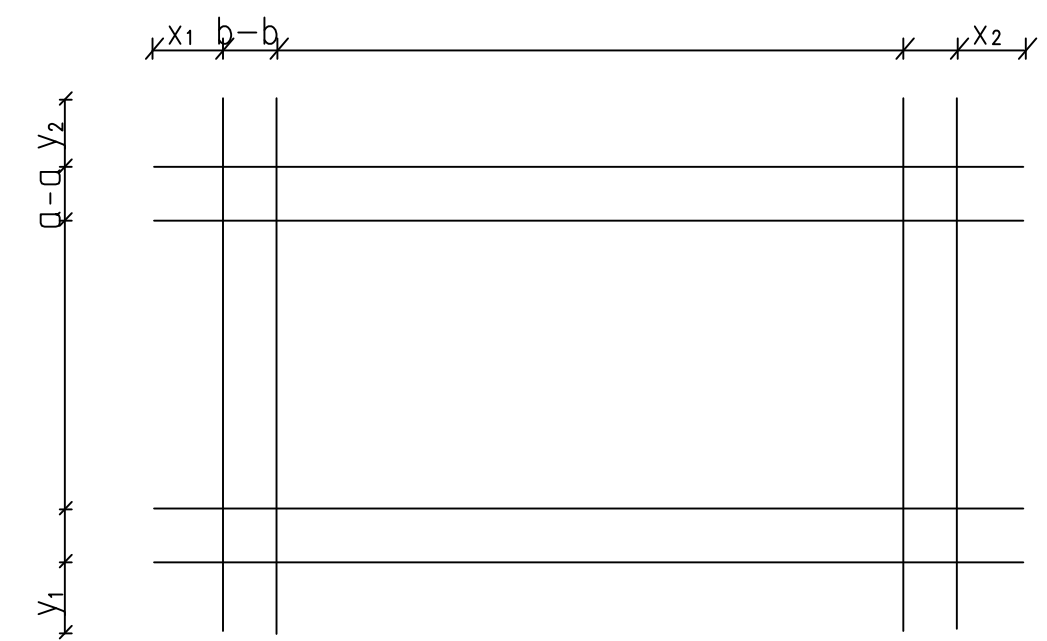
$$\Rightarrow \text{Valitaan } 2 \phi 12 \stackrel{\Delta}{=} 226 \text{ mm}^2$$

Liite 6. Kohteen raudituspiirustus

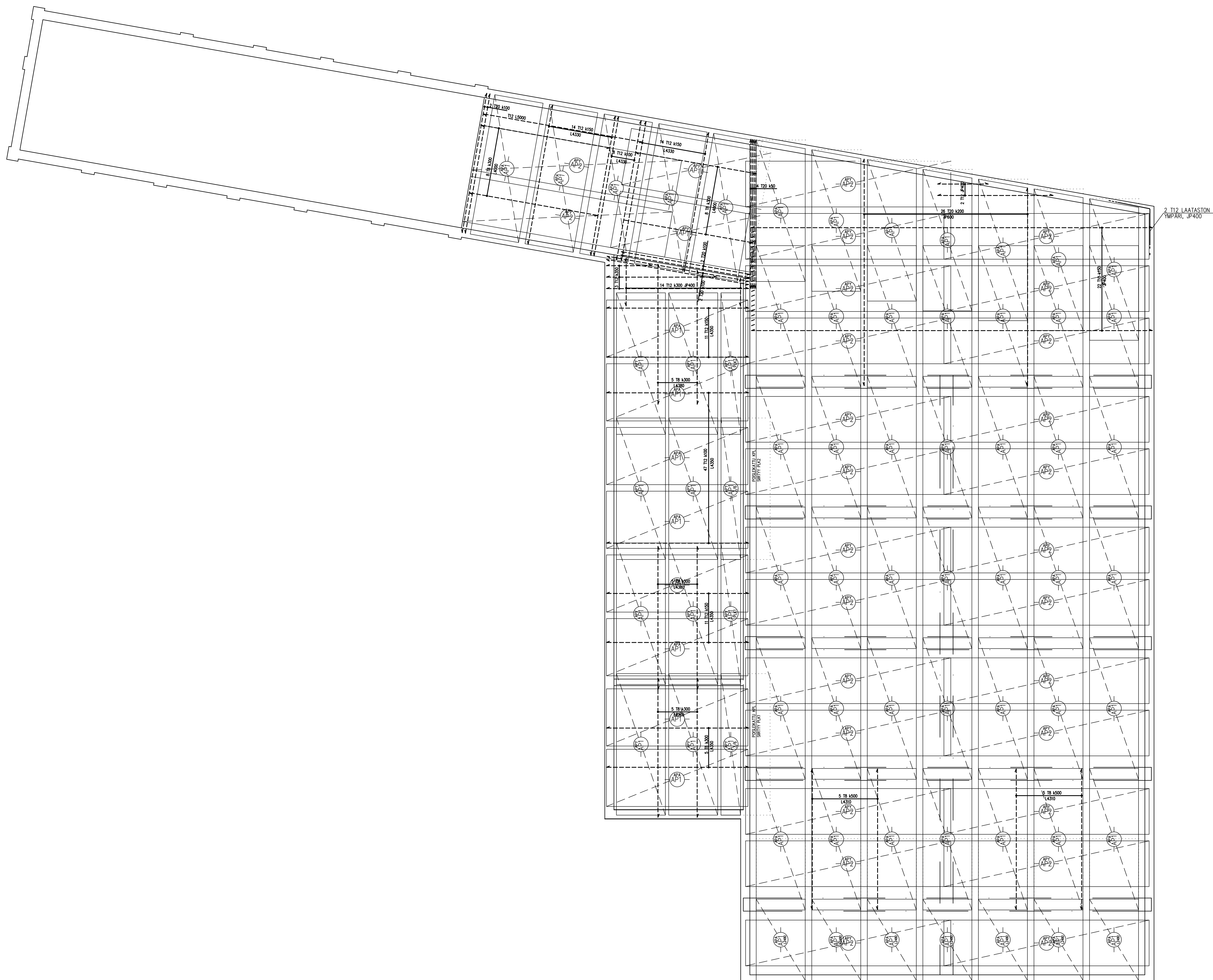
Technical drawing of a square window frame. The drawing shows a square frame with a diagonal cross inside. Dimensions and labels include:

- Top left: $1 \phi 0 \text{ L=AUKKO+1000}$
- Top right: $1 \phi 0 \text{ L=AUKKO+1000}$
- Bottom center: $h \phi 8k150 \text{ AUKON}$
- Bottom center: $(MYÖS \text{ HORMIN})$
- Bottom center: $YMPÄRI$

REIÄT REIKÄPIIRUSTUKSEN MUKAAN
APA = ALAPINNAN ALEMPI VERKKO
APY = ALAPINNAN YLEMPI VERKKO

[illegible]

YHT.

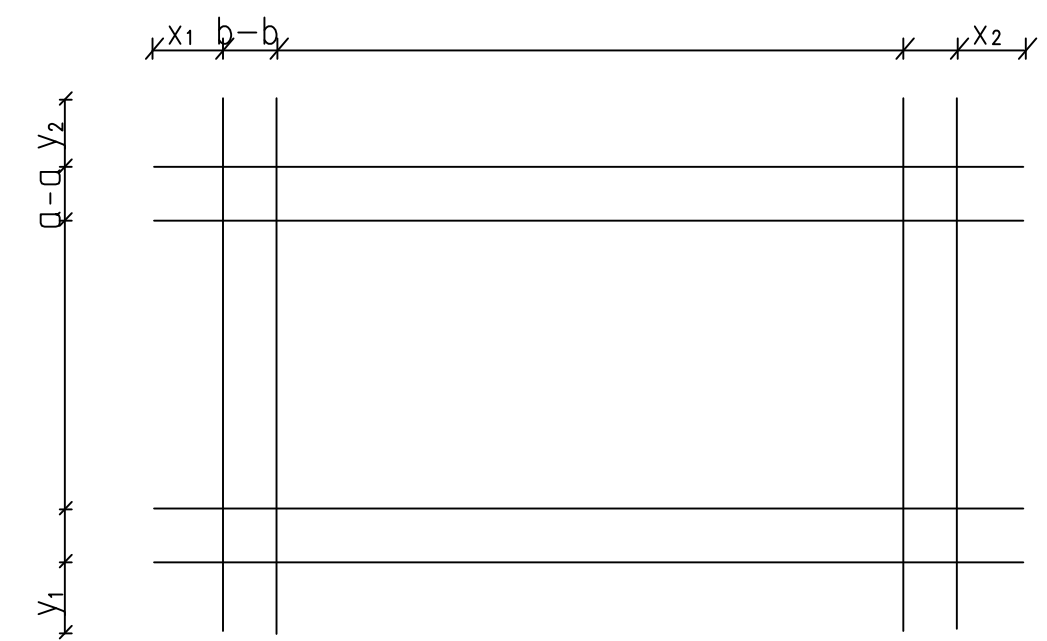


TUNNUS		MÄÄTÖS				NIMM.		PVM.	
KIRJASTO		KORTTELITILA		TONTTI/NO		VIRKAMÄESTEN ARVIOINTIMÄÄRITELÄ VÄRTEN			
PÄÄTÄNTUNTI						PÄIKETILAN		AJOKS.NO	
RÄMÄNÄKÄNNE		UUDISRAKENNUS				RAKENNEPIIRUSTUS			
RAKENNUSOHJEEN NIMÄ JA SÖÖT						PIIRUSTUS SIAIT		SIKKE	
TUULIHUUSIVARASTO		PÄÄTÄNTUNTI 0Y				YLÄPOHJAN RAUDOITUS		1:50	
ALAPIN						ALAPIN			
PÄIKKE JA ALUEKORTTI		8.6.2019				SUUNNITTELUKORTTI KÄSIRÖITUS NO		MÄÄTÖS	
ROVANIEMI						RAK 3893-5			
		INSINÖÖRITOIMISTO J. LAMPELA OY							
POHJOLANKATU 4		96100 ROVANIEMI		PUH 010 328 9770					

Technical drawing of a rectangular structure, likely a foundation or base. The drawing shows a central rectangle with a cross inside, surrounded by a larger rectangle. Dimensions and labels are as follows:

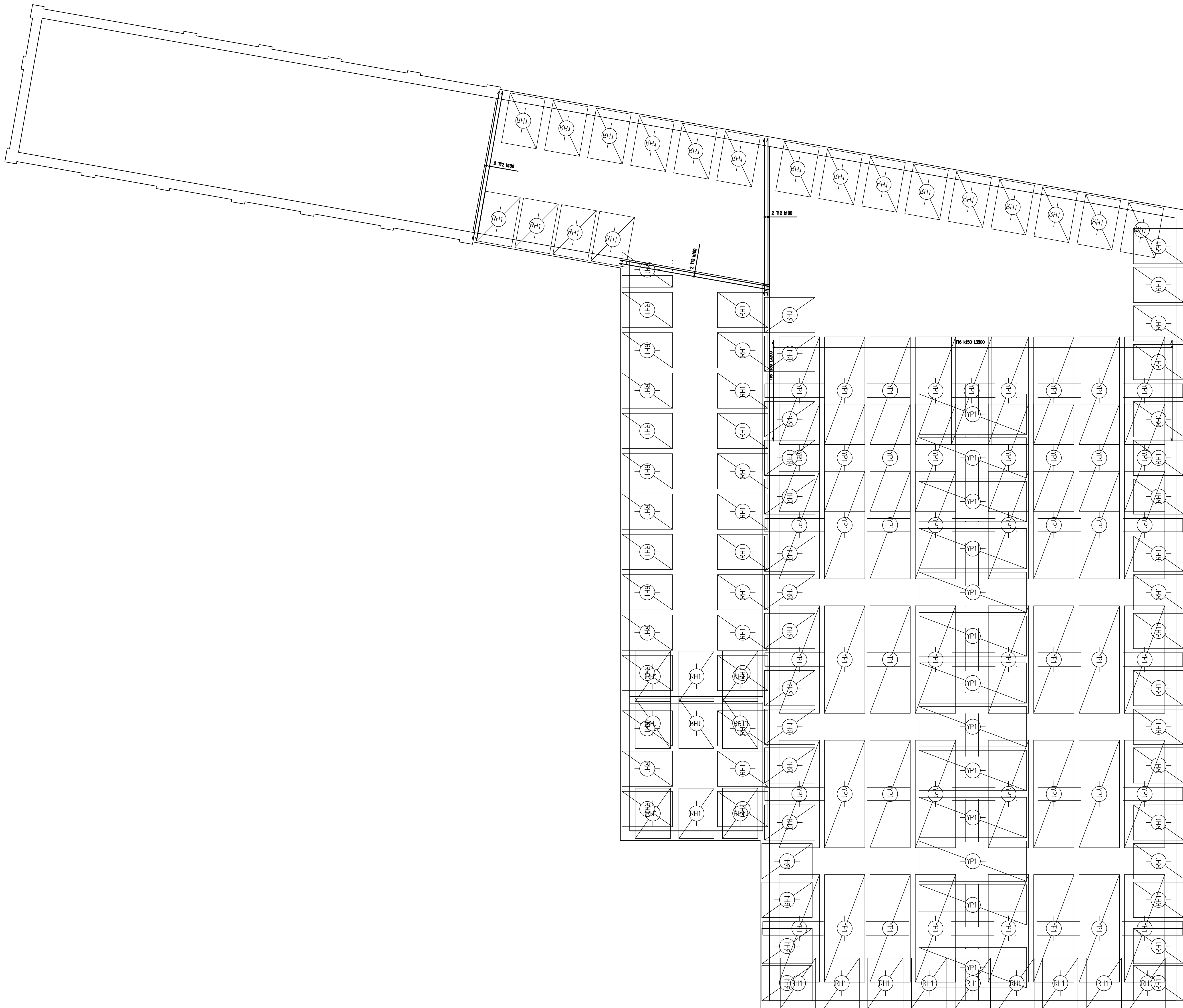
- Top right dimension: $1 \varnothing 0 \text{ L} = \text{AUKKO} + 1000$
- Bottom right dimension: $h \varnothing 150 \text{ AUKON}$
- Bottom right label: $\text{YMPÄRI (MYÖS HORMIN) YMPÄRI}$
- Left dimension: $1 \varnothing 0 \text{ L} = \text{AUKKO} + 1000$

REIÄT REIKÄPIIRUSTUKSEN MUKAAN

[illegible]

YHT

YP1 VERKOT KESKEISESTI TUKEEN NÄHDEN ELLEI TOISIN MAINITTU



TUNNUS		MUUTOS				NIMM.		P.M.	
KOSKA/KUUKA		KORTTELI/VALA		TONTTI/NO		VIRKAMÄSTÖN ARVIOINTIMÄÄRITTELY VÄRSEN			
PÄHÄTUNTURI									
RAKENNUSKORTTEI						PÄRISTÖ/ALUE		AJOIKKO	
UUDISRAKENNUS						RAKENNEPIIRUSTUS			
RAKENNUSKORTTEIN NIMÄ JA OSOITE						PIIRUSTUKSEN SÄÄLÖ		SUURE	
TUOHIKAS/RAKENNUS						YLLÄPÄHOJAN RAUDOITUS		1:50	
PYHÄTUNTURI 0Y						YLLÄPÄHOJAN			
PÄRISTÖ JA ALUEKORTTEI						SUUNNITTELUKÄSIÖN KÄSIRÖITYS K.O		MUUTOS	
ROVANIEMI		06-2019				RAK 3893-6			
		INSINÖÖRITOIMISTO J. LAMELA OY							
POHJOLANKATU 4		96100 ROVANIEMI		PUH 010 328 0770					

Palkin mitoitus

Staattinen analyysi suoritettu Finnwoodilla

$$M_{Ed,1} = -354,1 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = 274,6 \text{ kNm}$$

Mitoitettavan tykän rauditus

$$\text{Palkin korkeus } h = 650 \text{ mm}, b = 400 \text{ mm}, f_{cd} = 17,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow d = 650 \text{ mm} - \phi_h - \frac{\phi_s}{2} - c_{nom}, \quad \phi_h = 10 \text{ mm}$$

$$\phi_s = 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$d = 650 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{20 \text{ mm}}{2} - 35 \text{ mm} = 595 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{käytetään } d = 590 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{354,1 \cdot 10^6 \text{ kNm}}{(590 \text{ mm})^2 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2} = 0,1496$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1496} = 0,1629 < 0,493 \Rightarrow \text{OK!}$$

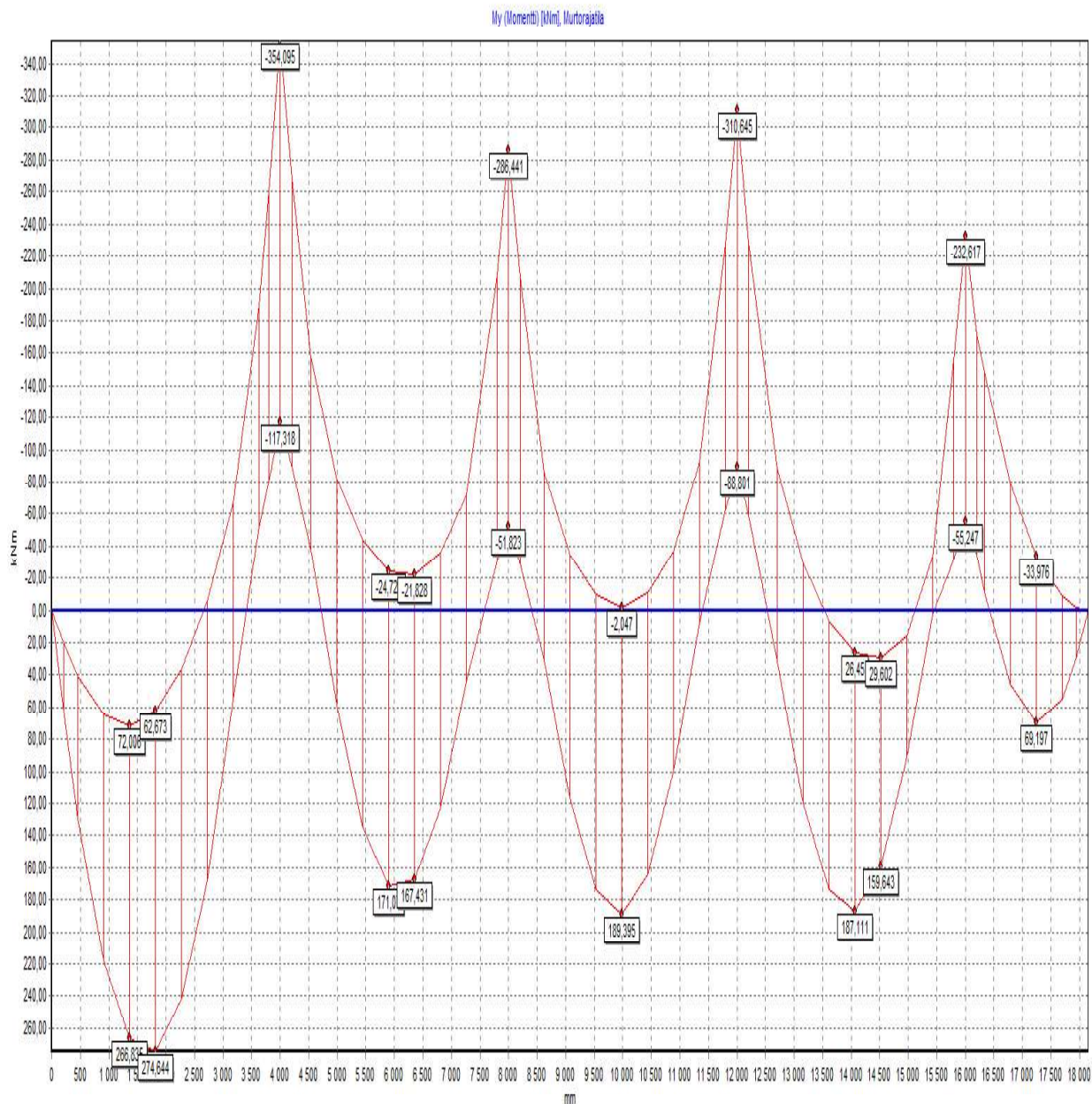
$$A_s = \frac{0,1629 \cdot 590 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} = 1502 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Valitaan ylärajaan } 5T20 \hat{=} 1571 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot 29 \text{ N/mm}^2}{500 \text{ N/mm}^2} \cdot 590 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} = 356 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot 590 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} = 307 \text{ mm}^2$$

\Rightarrow Valittu teräsmäärä on ok!



Näytä vain maksimiarvot

Näytä kaikki arvot

My (Momentti) [Nm], Murtorajatia

X [mm]	Max 1 [kNm]	Max 2 [kNm]
0	0.000	0.000
1361	72.006	266.835
1815	62.673	274.644
4000	-354.095	-117.318
5899	-24.725	-171.070
6352	-21.828	-167.431
8000	-286.441	-51.823
9982	-2.047	-189.395
12000	-310.645	-88.801
14066	-26.450	-187.111
14520	-29.802	-159.643
16000	-232.617	-55.247
17242	-33.976	-68.197
18150	-0.000	0.000



Alapinnan raudoitus

$$\mu = \frac{274,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{(590 \text{ mm})^2 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2} = 0,1160$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1160} = 0,1237 < 0,493 \Rightarrow \text{OK}$$

$$A_s = \frac{0,1237 \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2 \cdot 590 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}}{435 \text{ N/mm}^2} = 1141 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{min}} \Rightarrow \text{OK}$$

Valitaan 4T20 $\hat{=}$ 1257 mm²

Leikkaukshaar

$$V_{Ed} = 482 \text{ kN}$$

Käytetään pystyhakojia T10 $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

$$f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{ywk} = 0,8 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ N/mm}^2$$

Valitaan puristussauvan kaltevuudeksi: $\theta = 21,8^\circ$

T10 2-leikkeinen $\Rightarrow A_{sw} = 157,1 \text{ mm}^2$

Parkaisaan hakaväli

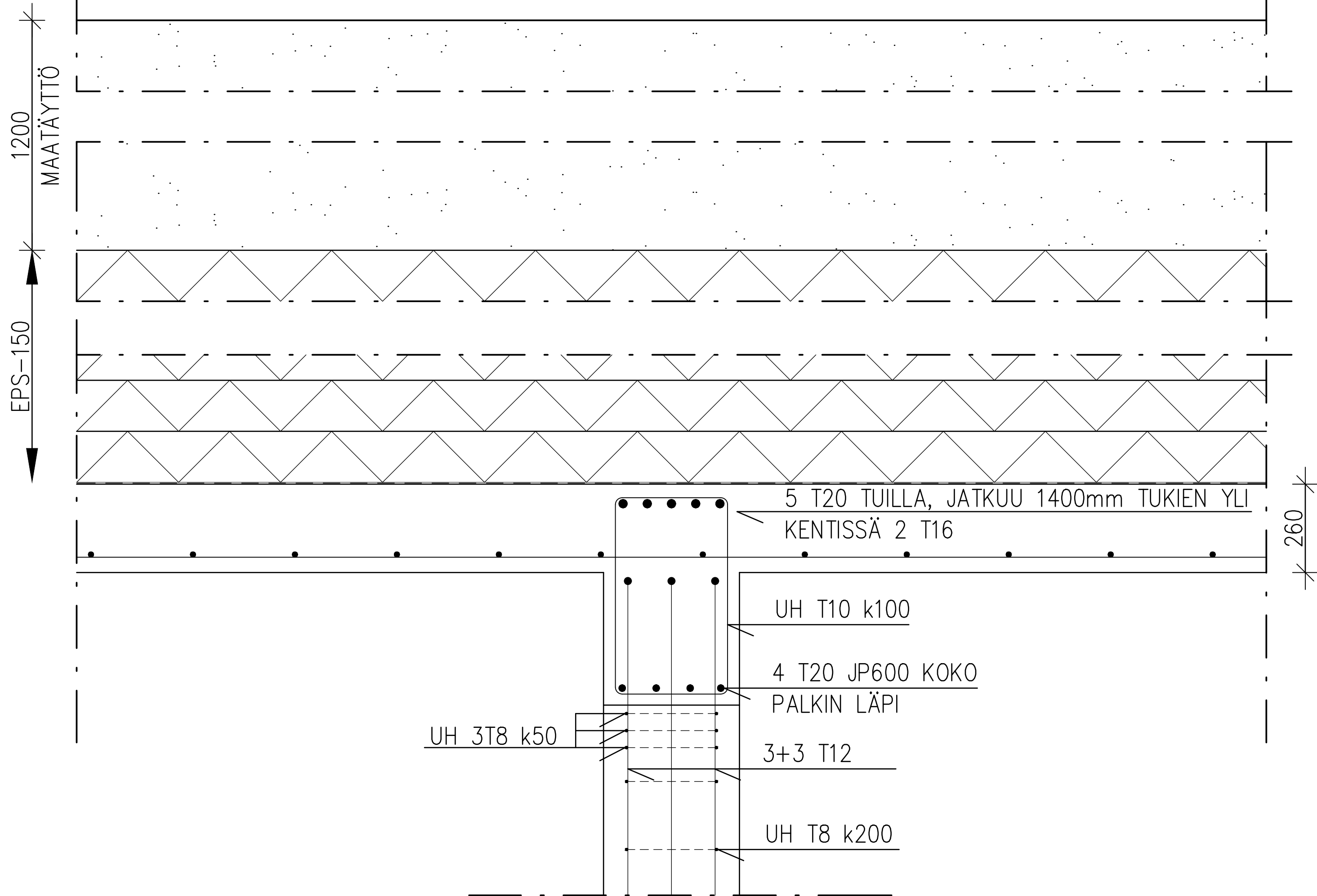
$$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 590 \text{ mm} = 531 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{157,1 \text{ mm}^2}{482 \cdot 10^3 \text{ N}} \cdot 531 \text{ mm} \cdot 400 \text{ N/mm}^2 \cdot \cot(21,8^\circ)$$

$$s \leq 173 \text{ mm} \Rightarrow \text{Valitaan T10 k150}$$

Liite 8. Palkin leikkauspiirustus



TUNNUS	MUUTOS	NIMIM.	PVM.
K.OSA/KYLÄ PYHÄTUNTURI	KORTTELI/TILA	TONTTI/RN:O	VIRANOMAISTEN ARKISTOMERKINTÖJÄ VARTEN
RAKENNUSLOINPIDE UUDISRAKENNUS	PIIRUSTUSLAI RAKENNEPIIRUSTUS	JUOKS.N:O	
RAKENNUSKOHTEN NIMI JA OSOITE TUOLIHISIVARASTO PYHÄTUNTURI OY	PIIRUSTUKSEN SISÄLTÖ PALKKIEN RAUDOITUS D-D	SUHDE 1: 50	
PÄIVÄYS JA ALLEKIRJOITUS ROVANIEMI 8.6.2019	SUUNNITTELUALA,TYÖN N:O,PIIRUSTUS N:O RAK 3893-4	MUUTOS	
INSINÖÖRITOIMISTO J. LAMPELA OY			
POHJOLANKATU 4 96100 ROVANIEMI PUH 010 328 0770			

Liite 9. Pilarin rakennetekniset laskelmat

1(4)

Pilarin mitoitus

Pilari 400, 400, betoni C30/37, tot.lku 2
tot.lku 1., $f_{cd} = 17,0 \text{ N/mm}^2$ Pilarin korkeus 4630 mm, tuentatyyppi EC2 mutailen
luokan aj

$$\Rightarrow \text{Nurjakitus pituus } l_0 = 1,0 \cdot l = 4630 \text{ mm}$$

FinWood laskentaohjelmalla laseerattu pilarin suurin
kuormitus polkista MRT-tilassa

$$N_{Ed} = 925,3 \text{ kN}$$

$$\text{Rajajoikeus } \lambda_{kin} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}}$$

$$A = 0,7$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{925,3 \cdot 10^3 \text{ N}}{400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2} = 0,3402$$

$$\lambda_{kin} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \frac{1}{\sqrt{0,3402}} = 18,48$$

$$\text{Joikeus } \lambda = \frac{l_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{(400 \text{ mm} \cdot (400 \text{ mm})^3)}{12}} = 115,5 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{4630 \text{ mm}}{115,5 \text{ mm}} = 40,1 > \lambda_{kin} \Rightarrow \text{Oletettava toisen kertaluvun}$$

Vaikutus huomiota

Asiantunt. Muutokset

Tuote	F2 (kN)
1	330,13
2	925,22
3	823,74
4	860,04
5	723,43
6	165,66

Epäkestisyys

$$e_d = e_o + e_i + e_2$$

$$e_o = \frac{h}{30} = \frac{400 \text{ mm}}{30} = 13,3 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

\Rightarrow Symmetrisesti raudoitettu suorakaide poikkileikkaus,
joten $e_o = 20 \text{ mm}$

$$e_i = \frac{l_o}{400} = 11,6 \text{ mm}$$

Pilarilla muunnoksen ja symmetrisen poikkileikkauksen

$$\Rightarrow e_2 = k_r \cdot k_y \cdot \frac{f_{yd}/E_s}{4,5d} \cdot l_o^2$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$d = h - \phi_h - \frac{\phi_s - c_{\text{kerä}}}{2}, \text{ oletetaan, että } \phi_h = 8 \text{ mm ja } \phi_s = 20 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d = 400 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - \frac{20 \text{ mm}}{2} = 35 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{käytetään } d = 340 \text{ mm}$$

$$k_r = 1,0$$

$$k_y = 7 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \cdot \eta_{\text{ef}}$$

$$\eta_{\text{ef}} = 1,5$$

$$k_y = 7 + \left(0,35 + \frac{30 \text{ MPa}}{200} - \frac{40,1}{150} \right) \cdot 1,5$$

$$k_y = 1,349$$

$$e_2 = 7,0 \cdot 1,349 \cdot \frac{435 \text{ MPa} / 200\,000 \text{ MPa}}{4,5 \cdot 340 \text{ mm}} \cdot (4630 \text{ mm})^2$$

$$e_2 = 41,1 \text{ mm}$$

$$e_d = 20 \text{ mm} + 11,6 \text{ mm} + 41,1 \text{ mm} = 72,7 \text{ mm}$$

Pilarin mitoitusmomentti

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_d = 925,3 \text{ kN} \cdot 0,0727 \text{ m} = 67,3 \text{ kNm}$$

Suhteellinen normaaliavoima U

$$U = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{925,3 \cdot 10^3 \text{ N}}{400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2} = 0,3402$$

Suhteellinen momentti μ

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{67,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{400 \text{ mm} \cdot (400 \text{ mm})^2 \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2} = 0,0619$$

Ratkaistaan mekaaninen raudoitus suhde ω elementti-
suunnittelusta. Valmiiden mitoituskäyrien avulla

$$\Rightarrow 380 \times 380, \lambda = 40-50 \text{ käyrä 1a}$$

$$\omega = 0,1$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_s = 625,3 \text{ mm}^2$$

Tarkastetaan minimiraudat

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,10 \cdot 925,3 \cdot 10^3 \text{ N}}{435 \text{ N/mm}^2} = 212,7 \text{ mm}^2$$

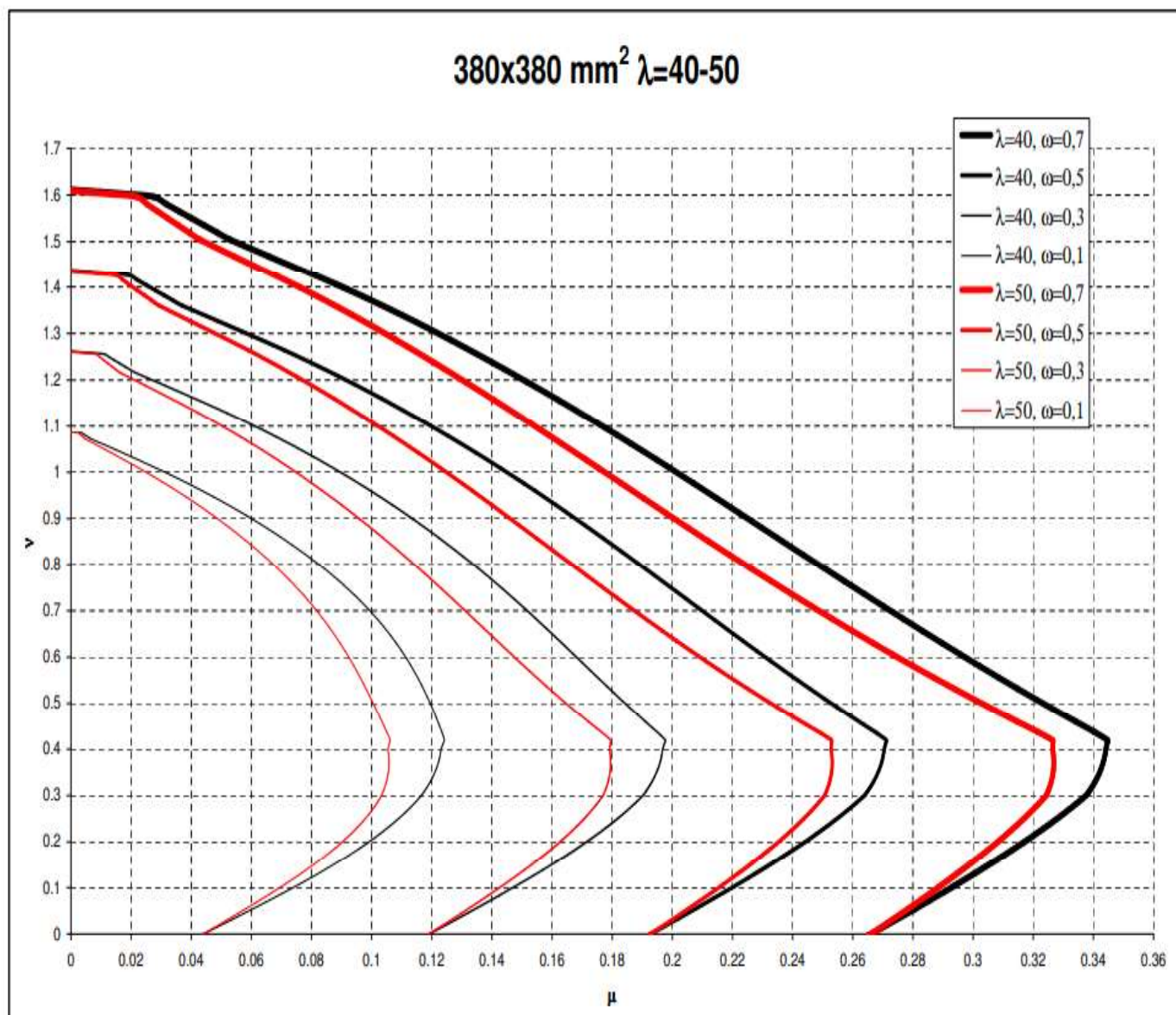
$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} = 320 \text{ mm}^2$$

Raudituksen yläraja-arvo:

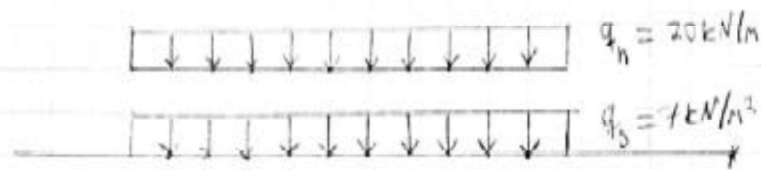
$$A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c = 0,06 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} = 9600 \text{ mm}^2$$

\Rightarrow Valitaan rauditukseksi: 3+3T12 $\hat{=}$ 678,6 mm²,
kaat T8 k150 (15 · 12 mm = 180 mm)

4(4)

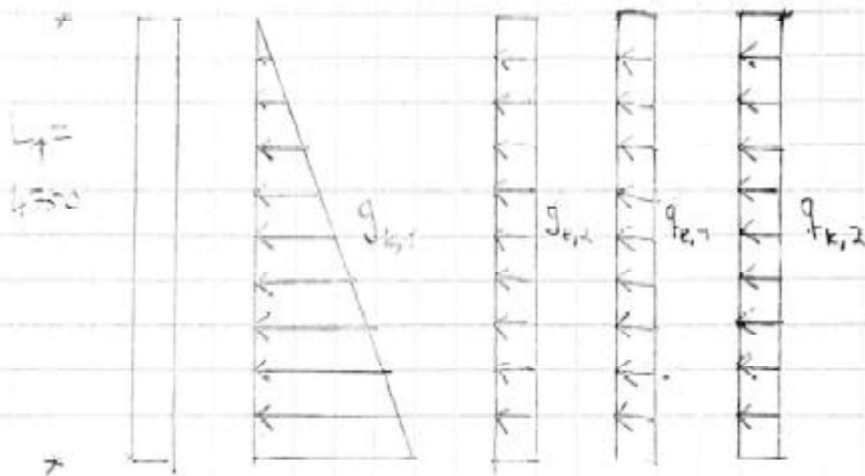


Maanpainesinäelementin rakenteellinen mitoitus



Maan tilavuuspaine $\gamma_d^L = 18 \text{ kN/m}^3$
 Kivikkokulma $\varphi = 40^\circ$

$L_2 = 4500$



Oletetaan että paistatun nivelisesti tuettu seinäelementti taipuu murtorajatilassa. Käytetään siis kuormille aktiivipainokerrointa k_a

$$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2}\right) = 0,217 \approx 0,22$$

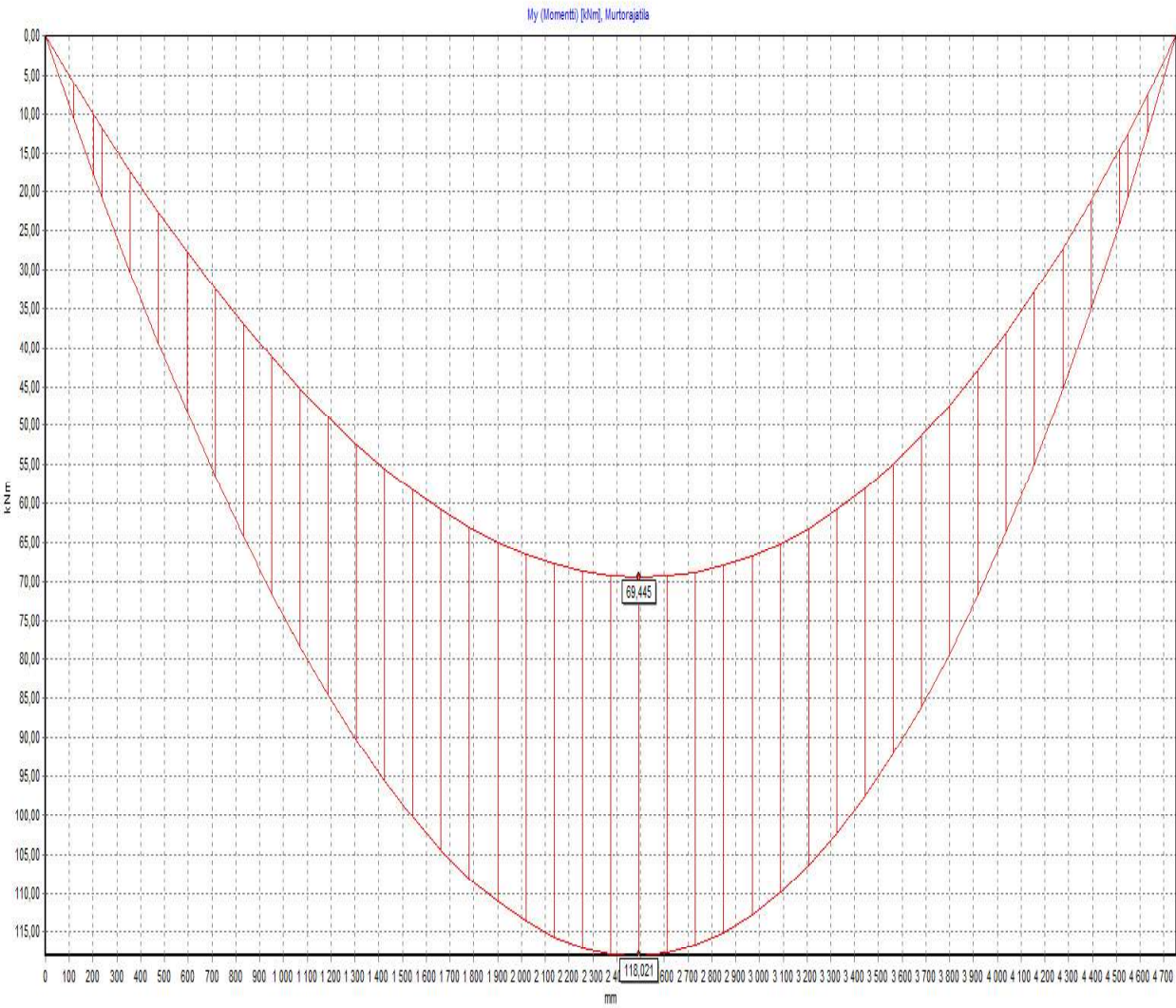
Maanpaine seinän tasossa $q_{k,1} = k_a \cdot \gamma_d^L \cdot L_1 = 0,22 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,75$
 $q_{k,1} = 18,81 \text{ kN/m}^2$

Maanpaine seinän yläpuolelta $q_{k,2} = k_a \cdot \gamma_d^L \cdot L_2 = 0,22 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,5$
 $q_{k,2} = 17,82 \text{ kN/m}^2$

Lunikuorma $q_{k,1} = q_s \cdot k_a = 7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,22 = 1,54 \text{ kN/m}^2$

Rimekköiden kuorma $q_{k,2} = q_n \cdot k_a = 20 \text{ kN/m} \cdot 0,22 = 4,4 \text{ kN/m}$

2(3)

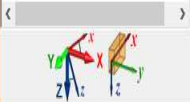


Näytä vain maksimiarvot

Näytä kaikki arvot

My (Momentti) [kNm], Murtorajalla

X [mm]	Max 1 [kNm]	Max 2 [kNm]
0	0.000	0.000
2494	69.445	118.021
4750	-0.000	-0.000



Ohjelman voimassaolo: 31.12.2021

Lattiapalkki/laatta

KERTO-S synjälään 45x200 (k400, L=4750)

Kuormien yhdistely ja rasituksen ratkaisu suoritettu Finnwood-analyysi-ohjelmalla

Seuraamusluokka CC2 $\Rightarrow k_{ci} = 1,0$

Pysyvien kuormien osavarmuusluku 1,5

Muuttuvien kuormien osavarmuusluku 1,5

\Rightarrow Analyysillä saatu maksimimomentti $M_{max} = 118,0 \text{ kNm/m}$

Lasketaan raudoitus metriä kohti

Betoni C30/37 $\Rightarrow f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 30 \text{ MPa}}{1,5} = 17,0 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

Teräs B500B $\Rightarrow f_{yd} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,5} = 333 \text{ MPa}$

Elementin paksuus $h = 280 \text{ mm} \Rightarrow d = 280 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 247 \text{ mm}$
 \Rightarrow käytetään $d = 240 \text{ mm}$

Tehollinen leveys $b = 1000 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{M_{max}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{118,0 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{17 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (240 \text{ mm})^2} = 0,1205$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1205} = 0,1288 < 0,493 \text{ OK}$$

$$A_s = \frac{\beta \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yk}} = \frac{0,1288 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} \cdot 17 \text{ MPa}}{333 \text{ MPa}} = 1208 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} = 312 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,6 \text{ MPa}}{333 \text{ MPa}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} = 325 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

\Rightarrow Määräävä terösmäärä $1208 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

\Rightarrow Valitaan T16 k150 $\Leftrightarrow 1340 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$, käyttöaste 90%

$$\text{Jatko-raudoitus} = 0,2 \cdot 1340 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 268 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

\Rightarrow Valitaan T12 k100 $\Leftrightarrow 283 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Anturan mitoitus

Perustussyvyys niin suuri, että voidaan olettaa että maan kantokykyys riittää kun anturan leveys $B = 600 \text{ mm}$

Betoni C30/37, ter. lta 2, tel. lta 1

Kuolle tuleva kuorma $P_d = 56,14 \text{ kN/m}^2$

Suurimman kuormituksen seinän kuormitusala $= 68,22 \text{ m}^2$
Seinän pituus $23,28 \text{ m}$

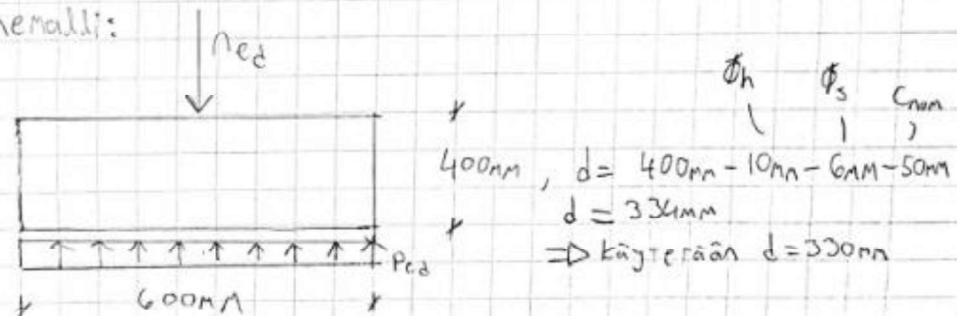
Anturan päällisen seinän paino

$$1,15 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,28 \text{ m} \cdot 4,62 \text{ m} = 37,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Anturan nettikuorma: } \frac{68,22 \text{ m}^2 \cdot 56,14 \text{ kN/m}^2}{23,28 \text{ m}} + 37,2 \text{ kN/m} = P_d$$

$$n_{Ed} = 201,7 \text{ kN/m}$$

Rakennemalli:



$$M_{Ed} = \frac{P_{Ed} \cdot b^2}{8}, \quad P_{Ed} = \frac{n_{Ed}}{b} = \frac{201,7 \text{ kN/m}}{0,6 \text{ m}} = 336,2 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = \frac{336,2 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,6 \text{ m})^2}{8} = 15,13 \text{ kNm/m}$$

Randoituksia määrittäessä $b = 1000 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{15,13 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{(330 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2} = 0,0082$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0082} = 0,0082 < 0,493, \text{ ok!}$$

$$A_s = \frac{0,0082 \cdot 330 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 17 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} = 105,8 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Tarkastetaan $A_{s,\min}$

$$A_{s,\min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d \cdot b = \frac{0,26 \cdot 2,9 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot 330 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}$$

$$A_{s,\min} = 497,6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 330 \text{ mm} = 429 \text{ mm}^2/\text{m}$$

\Rightarrow Raudoitetaan vähintään $498 \text{ mm}^2/\text{m}$

\Rightarrow Valitaan T12 k200, EC2 ei ora kantaa jätkä-
raudoitukseen, joten valitaan 4T10

3(3)

Lattian lävistyksen tarkistus

$$V_d = 925,3 \text{ kN}$$

$$e = 72,71 \text{ mm}, A_s = 112 + 150 \stackrel{!}{=} 753 \text{ mm}^2$$

Lattavahvikkeen paksuus $h = 610 \text{ mm}$

$$\Rightarrow d = h - c_{\text{non}} - \frac{\phi_s}{2}, \quad c_{\text{non}} = 50 \text{ mm}, \quad \phi_s = 16 \text{ mm}$$

$$d = 610 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 554 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{käytetään } d = 550 \text{ mm} = 0,55 \text{ m}$$

Pilvin koko 400×400

$$\Rightarrow A_{\text{neg}} = (0,4 \text{ m} + 0,55 \text{ m})^2 = 0,9025 \text{ m}^2$$

$$u = 4 \cdot (0,4 \text{ m} + 0,55 \text{ m}) = 3,8 \text{ m}$$

$$V_c = k \cdot \beta \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot u \cdot d \cdot f_{ctd}$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,55 \text{ m} = 1,05 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5 \cdot e}{\sqrt{A_{\text{neg}}}}} = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5 \cdot 0,07271 \text{ m}}{\sqrt{0,9025 \text{ m}^2}}} = 0,359$$

$$50\rho = 50 \cdot \left(\frac{A_s}{A_{\text{neg}}} \right) = 50 \cdot \left(\frac{753 \text{ mm}^2}{0,9025 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} \right) = 0,0409 =$$

$$0,000818 \leq 8\text{‰} \Rightarrow \text{OK}$$

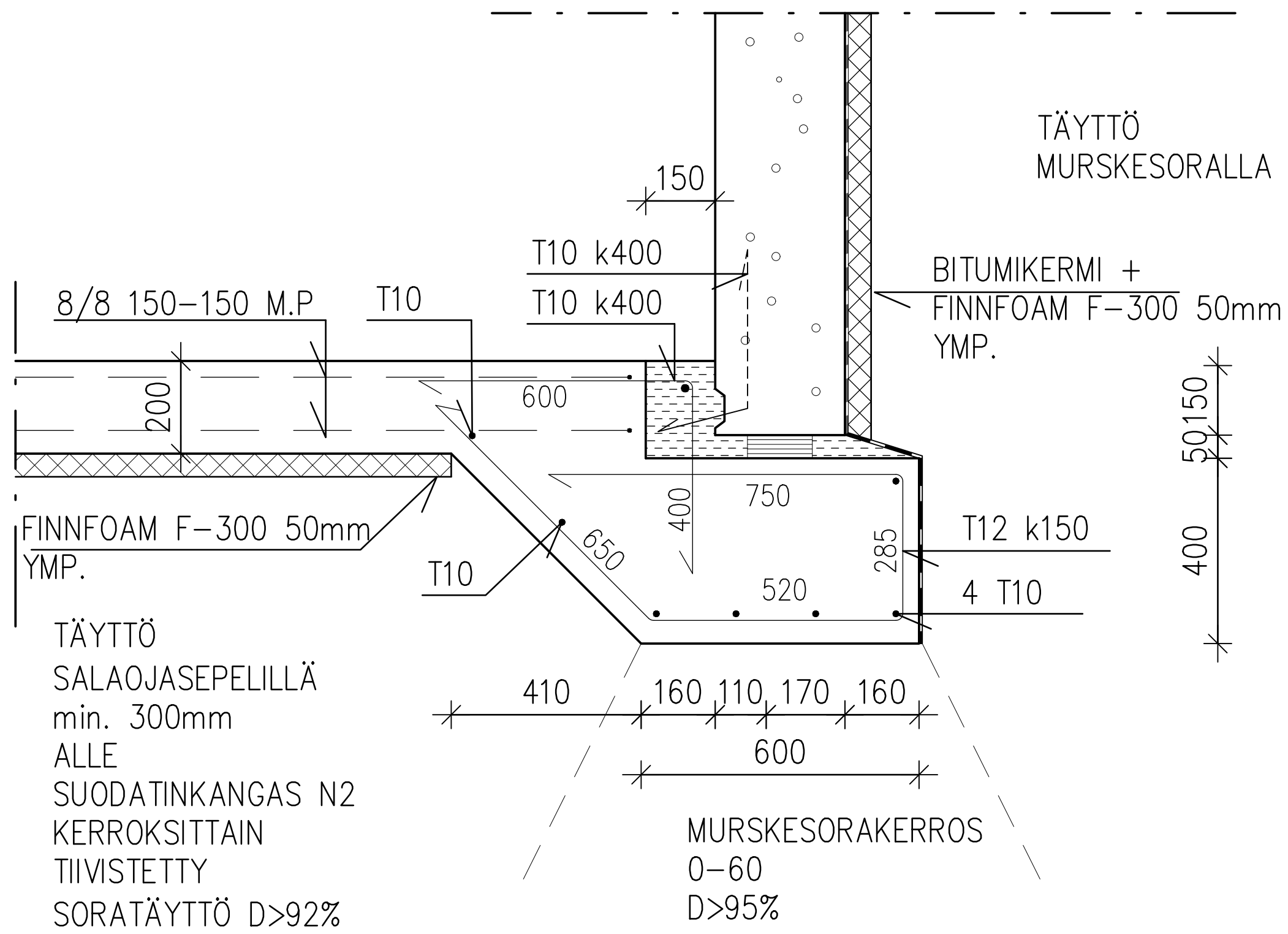
$$f_{ctd} = 1,33 \text{ N/mm}^2$$

$$V_c = 1,05 \text{ m} \cdot 0,359 \cdot (1 + 0,0409) \cdot 3,8 \text{ m} \cdot 0,55 \text{ m} \cdot 1,33 \text{ MN/m}^2$$

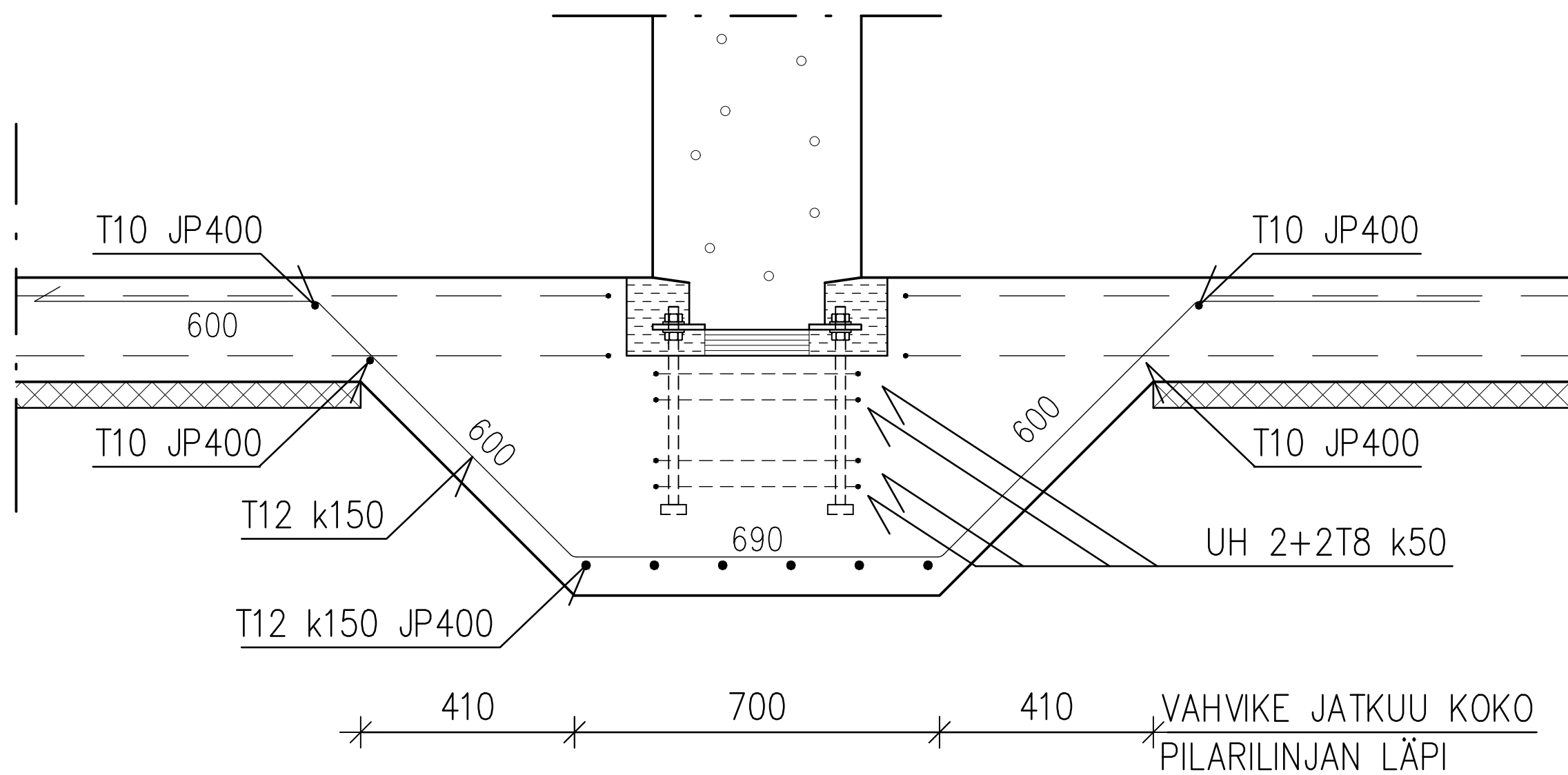
$$V_c = 1,091 \text{ MN} > 0,9253 \text{ MN} \Rightarrow \text{OK} \quad \text{Kestää ilman lävistysrajoitusta}$$

Liite 12. Perustusleikkaukset

B-B



C-C



TUNNUS	MUUTOS	NIMIM.	PVM.
K.O.SA/KYLÄ	KORTTELI/TILA	TONTTI/RNK:O	VRANOMAISTEN ARVIOIMISEKSI VARTEN
PYHÄTUNTURI			
RAKENNUSTOMENPIDE	RAKENNUSLAJI	JUOKSIN:O	
UUDISRAKENNUS	RAKENNEPIIRUSTUS		
RAKENNUKOHTEEN NIMI JA OSOITE	PIIRUSTUKSEN SISÄLTÖ	SUURE	
TUOLIHISIVARASTO	PERUSTUSLEIKKAUKSET	1:50	
PYHÄTUNTURI OY	B-B & C-C		
PÄIVÄYS JA ALLEKIRJOTUS	ROVANIEMI	8.6.2019	SUUNNITTELUALUE, TYÖN N:O, PIIRUSTUS N:O
			RAK 3893-3
<div> <div>INSINÖÖRITOIMISTO J. LAMPELA OY</div> <div>POHJOLANKATU 4 96100 ROVANIEMI PUH 010 328 0770</div> </div>			

V1 elementin paino ja painopiste

Tasokuvasta x-suunta

Koko elementin pinta-ala $17,3 \text{ m}^2$ (mitattu CAD-kuvasta)

Aukan pinta-ala $4,20 \text{ m}^2$

Koko elementin painopisteeseen x-etaisyys origosta $2,007 \text{ m}$

Aukan painopisteeseen x-koordinaatti $1,297 \text{ m}$

$$x = \frac{17,3 \text{ m}^2 \cdot 2,007 \text{ m} - 4,20 \text{ m}^2 \cdot 1,297 \text{ m}}{17,3 \text{ m}^2 - 4,20 \text{ m}^2}$$

$$x = 2,235 \text{ m}$$

y-suunta:

Koko elementin painopisteeseen korkeus: $2,151 \text{ m}$

Aukan — — — — — : $1,365 \text{ m}$

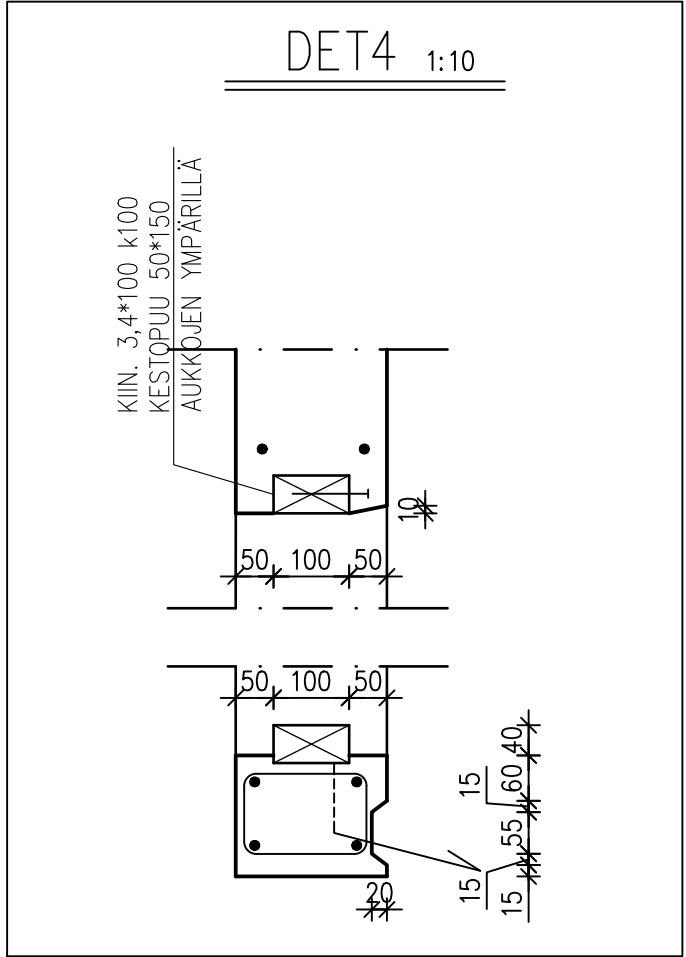
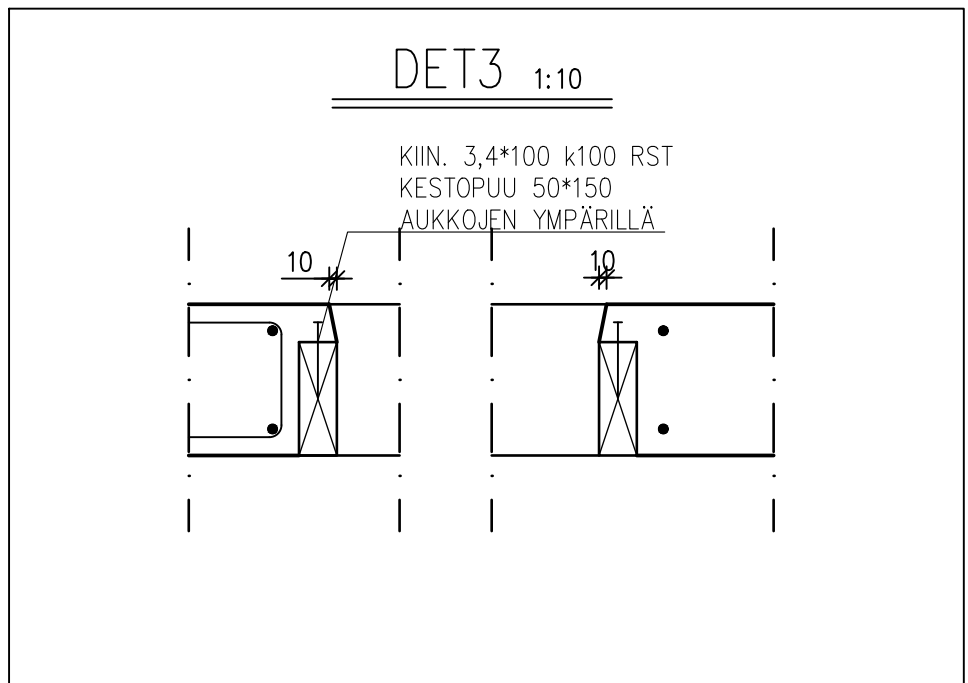
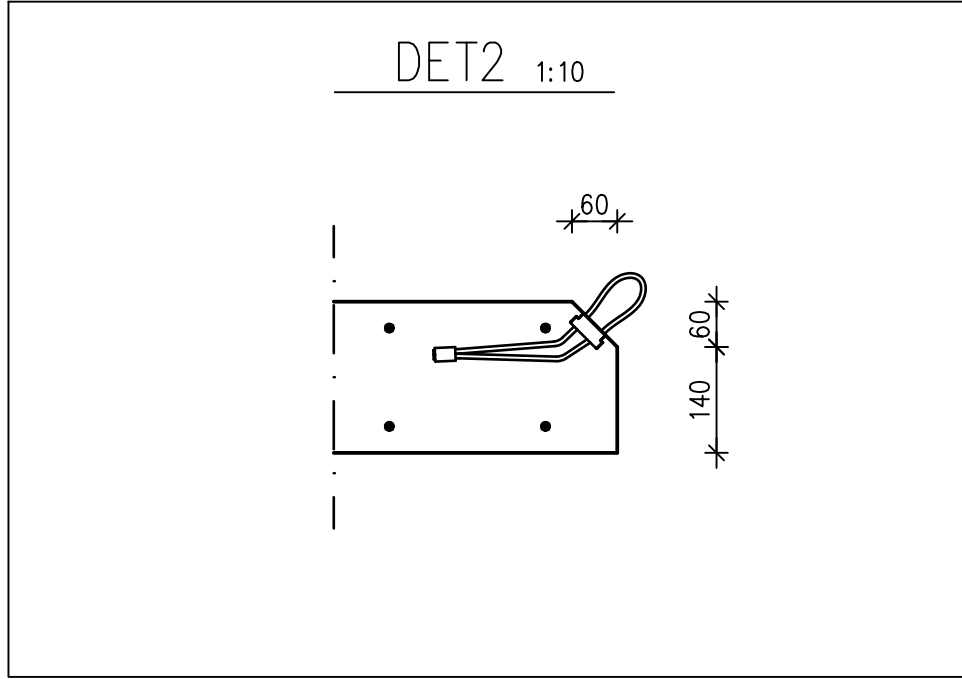
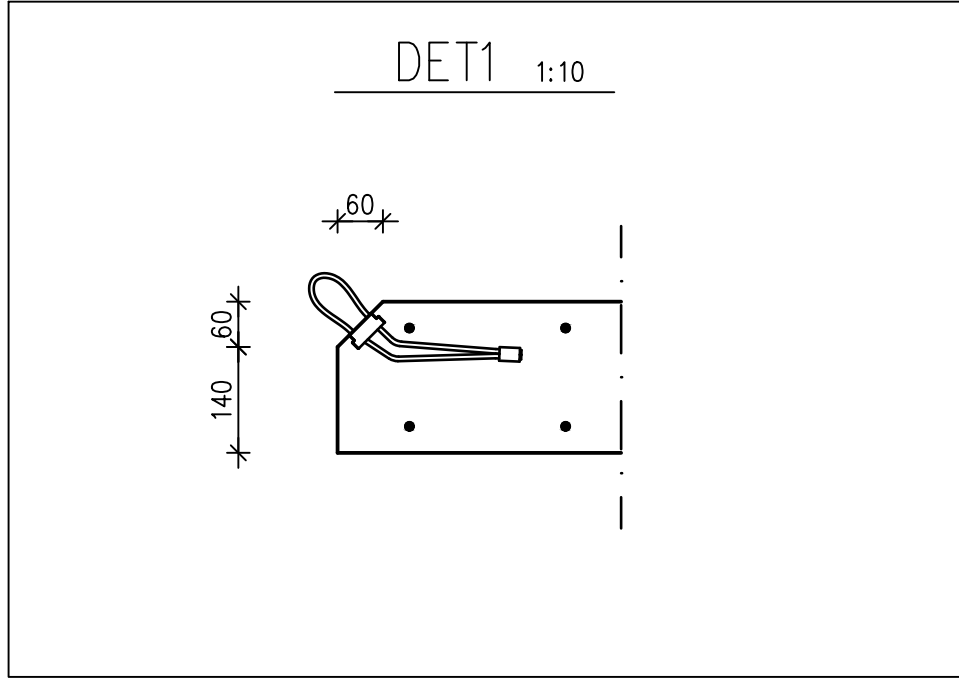
$$y = \frac{17,3 \text{ m}^2 \cdot 2,151 \text{ m} - 4,20 \text{ m}^2 \cdot 1,365 \text{ m}}{17,3 \text{ m}^2 - 4,20 \text{ m}^2} = 2,403 \text{ m}$$

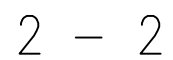
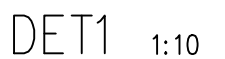
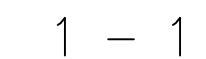
$$\text{Elementin tilavuus: } 0,2 \text{ m} \cdot (17,3 \text{ m}^2 - 4,20 \text{ m}^2) = 2,62 \text{ m}^3$$

$$\text{Elementin paino: } 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,62 \text{ m}^3 = 65,5 \text{ kN}$$

ELEMENTIN PINNAT
 ULKOPINTA: TERÄSHIERTO
 SISÄPINTA: MUOTTIPINTA, HIENOPESU (SEMENTTILIIMAN POISTO)

TUNNUS		MUUTOS		NIMIM.		PVM.	
K.OSA/KTLÄ		KORTTELI/TILA		TONTTI/RNK:O		VIRANOMASTEN ARKISTOMERKINTÖJÄ VARTEN	
PYHÄTUNTURI							
RAKENNUSTOMENPIDE				PIRUSTUSLAA		JUKS:N:O	
UUDISRAKENNUS				RAKENNEPIIRUSTUS			
RAKENNUSSOITEEN NIMI JA OSOITE				PIRUSTUKSEN SISÄLTÖ		SUHDE	
TUOLIHISSIVARASTO				VÄLISEINÄELEMENTTI		1:20	
PYHÄTUNTURI 0Y				V-1			
PÄIKYVS JA ALLELIRJOITUS				SUUNNITTELUALUEEN N:O PIRUSTUS N:O		MUUTOS	
ROVANIEMI 8.6.2019				RAK V1			



ELEMENTIN PINNAT

ULKOPINTA: TERÄSHIERTO

SISÄPINTA: MUOTTIPINTA, HIENOPESU (SEMENTTILIIMAN POISTO)

KATSOMISSUUNTA ULKOA

TUNNUS		MUUTOS		NIMIM.		PVM.	
K.O.SA/KYLÄ		KORTTELI/TILA		TONIT/RM-O		VIRANOMAISTEN ARKISTOMERKINTÖJÄ VARTEN	
PYHÄTUNTURI				PIRUSTUSLAJI		JUOKS.N:O	
RAKENNUSJOSTONPIDE UUDISRAKENNUS				RAKENNEPIIRUSTUS			
RAKENNUSKOHTAAN NIMI JA OSOITE TUOLIHIISSIVARASTO PYHÄTUNTURI OY				PIRUSTUKSEN SISÄLTÖ MAANPAINESEINÄELEMENTTI AV-1		SUHDE 1: 20	
PÄIVÄYS JA ALLEKIRJOITUS ROVANIEMI 8.6.2019				SUUNNITTELUALUE, TYÖN N:O, PIIRUSTUS N:O		MUUTOS	
				RAK AV1			