



## **SIILIJÄRVEN KESÄTEATTERIN RAKENNESUUNNITTELU**

**Opinnäytetyö**

**Juho Hynynen**

**Rakennustekniikan koulutusohjelma**  
Rakennesuunnittelu

**SAVONIA-AMMATTIKORKEAKOULU TEKNIikka KUOPIO**

Koulutusohjelma

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Tekijä

Juho Hynynen

Työn nimi

Siilinjärven kesäteatterin rakennesuunnittelu

Työn laji

Päiväys

Sivumäärä

Insinöörityö

8.4.2010

75+10

Työn valvoja

Yrityksen yhdyshenkilö

Lehtori Matti Mikkonen

Eero Luostarinen

Yritys

Siilinjärven kunta

Tiivistelmä

Tämän insinöörityön aiheena oli tutkia Siilinjärven Mäntyranassa sijaitsevan kesäteatterin katsomo-osan mahdollista pysyvää kateratkaisua vanhan vedettävän pressukatton tilalle. Lähtötiedot kohteesta antoi työn toimeksiantaja Eero Luostarinen ja tarvittavat lisätiedot antoi Siilinjärven tekninen lautakunta. Lähtökohtana oli katsomorakenne, jossa kantavana rakenteena oli teräksiset pilarit, teräsristikot ja teräsbetoniperustukset.

Katsomorakenteeseen päätettiin vaihtaa teräsristikoiden tilalle uudet kantavat liimapuusta tehdyt harjapalkit. Ensin määriteltiin eurokoodimääräyksien ohjeita noudattaen sopiva harjapalkin koko ja harjapalkin mitoituksen jälkeen määriteltiin pilareihin vaikuttavat kuormat. Sekä palkkien, pilareiden ja perustuksien voimasuureita tarkasteltiin käsinlaskien ja laskentaohjelmia apuna käyttäen. Varsinainen mitoitus suoritettiin käyttämällä euronormeja.

Saatujen tulosten perusteella voitiin todeta, että rakenteessa olevat pilarit olivat liian hoikkia toimiakseen määräyksien mukaisesti, joten uusien pilareiden mitoitus jouduttiin suorittamaan.

Avainsanat

euronormi, kehä, pilari, palkki, perustukset, stabiliteetti

Luottamuksellisuus

julkinen

<b>SAVONIA UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES</b>		
Degree programme Construction Engineering		
Author Juho Hynynen		
Title of project Structural Desing for the Grandstand of Siilinjärvi summer theater		
Type of project	Date	Pages
Final Project	8 April.2010	75+10
Academic supervisor	Company Supervisor	
Mr Matti Mikkonen, Lecturer	Mr Eero Luostarinen	
Company The Municipality of Siilinjärvi		
Abstract		
<p>The aim of this thesis was to investigate the grandstand roof and its supporting structures in Mäntyrinta summer theater located in Siilinjärvi. The idea was to design a new permanent solution to replace the old rag top roof. This thesis was commissioned by Eero Luostarinen who provided the base information and structural pictures to the work. Additional information was given by the Technical Board of Siilinjärvi. The starting point was the grandstand structure where the steel pillars' steel trusses and reinforced concrete foundations worked as bearing structure. The steel trusses was decided to be changed into new laminated beams. After that, the right size of the beams was examined and the loads for the pillars were calculated. The structural design of the beams, pillars and foundations were examined both with the help of manual calculations and by using static programs. The actual design was carried out in full with the euronorms.</p> <p>Based on the results, it was found out that the pillars could not comply with structural regulations, so a new structural design for the pillars had to be conducted.</p>		
Keywords euronorm, frame, beam, pillar, stability		
Confidentiality public		

## **Alkusanat**

Tämän työn tarkoituksena on tutkia ja selvittää mahdollisuus pysyvään kateratkaisuun Siilinjärven Mäntyranassa sijaitsevaan kesäteatteriin. Lähtökohtatiedot olemassa olevasta rakenteesta on antanut toimeksiantaja Eero Luostarinen ja tarvittavat lisätiedot on antanut Siilinjärven tekninen lautakunta.

Tahtoisin kiittää lehtori Matti Mikkosta aiheen rajaamisesta ja kaikesta rakennesuunnitteluun liittyvästä opetuksesta.

Opinnäytetyön tilaajalle Eero Luostarille kiitokset haasteellisesta ja mielenkiintoisesta aiheesta.

Kiitos myös kaikille läheisille tuesta ja ymmärryksestä, jota olen saanut työtä tehdessäni.

Kuopiossa 8.4.2010

Juho Hynynen

# SISÄLLYS

<b>1 JOHDANTO</b>	<b>7</b>
<b>2 LÄHTÖKOHDAT</b>	<b>8</b>
<b>2.1 Teräsristikko</b>	<b>8</b>
<b>2.2 Teräsbetonianturat</b>	<b>8</b>
<b>2.3 Teräspilarit</b>	<b>10</b>
<b>2.4 Lähtökohtien yhteenveto</b>	<b>10</b>
<b>3 TULEVAN RAKENTEEN MITOITUS</b>	<b>12</b>
<b>3.1 Kattorakenteelta tulevat kuormat</b>	<b>12</b>
<b>3.2 Harjapalkit ja teräspilarit</b>	<b>13</b>
3.2.1 Käyttörajan laskentakuormat	14
3.2.2 Murtorajan laskentakuormat	15
3.2.3 Mitoittavan poikkileikkauksen etsiminen	15
3.2.4 Teräspilarin mitoitus	16
3.2.5 Tuulikuorman laskentakuorma käyttörajanlaissa	17
3.2.6 Tuulikuorman laskentakuorma murtorajanlaissa	18
3.2.7 Pilarin käyttörajan laskentakuormat	19
3.2.8 Pilarin murtorajanlaista pystykuorma	19
3.2.9 Pilarin taivutusmomentti	20
3.2.10 Pilarin poikkileikkausluokka	21
3.2.11 Pilarin nurjahduksesta	22
3.2.12 Yhdistetty taivutus ja aksiaalinen voima pilarissa	24
3.2.13 Nurjahduksesta johtuva pienennyskerroin uudessa pilarissa	26
3.2.14 Yhdistetty taivutus ja aksiaalinen voima uudessa pilarissa	27
3.2.15 Uuden pilarin vaakasuuntainen taipuma	28
3.2.16 Liimapuupalkintaivutusmomentit	29
3.2.17 taivutusjännitys liimapuupalkin mitoittavassa poikkileikkauksessa	29
3.2.18 Mitoituslujuudet liimapuulle GL32c	30
3.2.19 Palkin viistetyin reunan taivutuskestävyys	31
3.2.20 Palkin harjavyöhykkeen taivutuskestävyys	32
3.2.21 Palkin poikittainen vetokestävyys harjalla	33
3.2.22 Palkin yhdistetty leikkaus- ja poikittainen vetokestävyys harjalla	35
3.2.23 Palkin leikkauskestävyys tuella	38
3.2.24 Palkin taipuman tarkastaminen	39

3.2.25 Palkin kiepahduskestävyys	40
3.2.26 Palkin syysuuntaa vastaan kotisuora kestävyys	42
<b>4 PERUSTUKSIEN MITOITUS</b>	<b>44</b>
<b>4.1 Anturoiden kestävyys ilman leikkausraudoitusta</b>	<b>44</b>
<b>4.2 Anturoiden pääraudoitus</b>	<b>45</b>
<b>4.3 Läpileikkautuminen</b>	<b>47</b>
<b>5 LIITOKSET</b>	<b>53</b>
<b>5.1 Pilarianturan yläpään liitos</b>	<b>53</b>
5.1.1 Teräspilarin ja pilarianturan välisen liitoksen vetokestävyys	53
5.1.2 Teräspilarin ja pilarianturan välisen liitoksen ankkurointikestävyys	54
<b>5.2 Pilarianturan alapään liitos</b>	<b>56</b>
5.2.1 Betonianturan ja –pilarin välisen liitoksen vetokestävyys	56
5.2.2 Betonianturan ja –pilarin välisen liitoksen ankkurointikestävyys	57
<b>5.3 Teräspilarin ja liimapuupalkin liitos</b>	<b>59</b>
<b>6 KEHÄN STABILITEETTI</b>	<b>60</b>
<b>6.1 Kuormien laskeminen</b>	<b>60</b>
<b>6.2 Yläpohjan jäykisteristikon puristussauvan nurjahduskestävyys</b>	<b>62</b>
<b>6.3 Vetotangon kestävyys</b>	<b>64</b>
<b>6.4 Jäykisteristikon puristussauvan tukipainekestävyys</b>	<b>66</b>
<b>6.5 Jäykisteristikon vetotangon ankkurointikestävyys</b>	<b>68</b>
<b>6.6 Yläpohjan jäykisteristikon vetotangon ankkurointilevyn tukipainekestävyys</b>	<b>72</b>
<b>7 LOPPUSANAT</b>	<b>73</b>
<b>8 LÄHTEET</b>	<b>74</b>
<b>9 LIITTEET</b>	<b>75</b>
Liite 1. Teräsbetonianturan leikkaus A <sub>1</sub> -A <sub>1</sub>	76
Liite 2. Teräsbetonianturan leikkaus A <sub>2</sub> -A <sub>2</sub>	77
Liite 3. Teräspilareiden momentit	78
Liite 4. Teräspilareiden siirtymät	79
Liite 5. Kuormitusyhdistelmä 1 liimapuupalkille	80
Liite 6. Kuormitusyhdistelmä 2 liimapuupalkille	81
Liite 7. Kuormitusyhdistelmä 3 liimapuupalkille	82
Liite 8. Sallittu pohjapaine ja raudoitustiedot	83
Liite 9. Pilarianturan ja teräspilarin liitos	84
Liite 10. Betonipilarin leikkausvoima ja momentti	85

## 1. JOHDANTO

Tämän insinööriyön kohteen toteuttaminen on vasta suunnitteluasteella ja tarkoituksena on selvittää kohteen vanhojen kantavien rakenteiden hyväksikäyttö. Siilinjärven kunnan omistaman kesäteatterin katsomon olemassa oleva kateratkaisu on tehty vedettävällä muovipressulla, jonka joka kesäiset asennuskustannukset puoltavat pysyvän ratkaisun toteuttamista. Teräspilareiden ja teräsbetonisten anturoiden kantokestävyyden selvitykseen työssä suunnitellaan ensin tuleva kattoratkaisu, josta tulevat kuormitukset pilareihin ja perustuksiin voidaan saada selville. Mäntyranan kesäteatteri sijaitsee arkkitehtonisesti merkittävällä paikalla, jolloin pysyvä ratkaisu on myös samalla kauniimpi ratkaisu kuin muovipressu.

Katsomorakenteen kantavana runkona ovat teräspilarit 150 mm \* 150 mm \* 6,3 mm, joiden jako on 3,33 m - 3,34 m. Kaksiaukkoisen teräsristikon jänneväli on 22,5 m. Teräsristikot korvataan uusilla puisilla harjapalkilleilla. Tuloksena on tarkoitus saada selvitettyä mahdollisuus vanhojen kantavien rakenteiden käyttöön nykyisellä kuormaleveydellä tai sitä pienentämällä puoleen. Tarvittaessa mitoitetaan täysin uudet teräspilarit ja teräsbetoniperustukset.

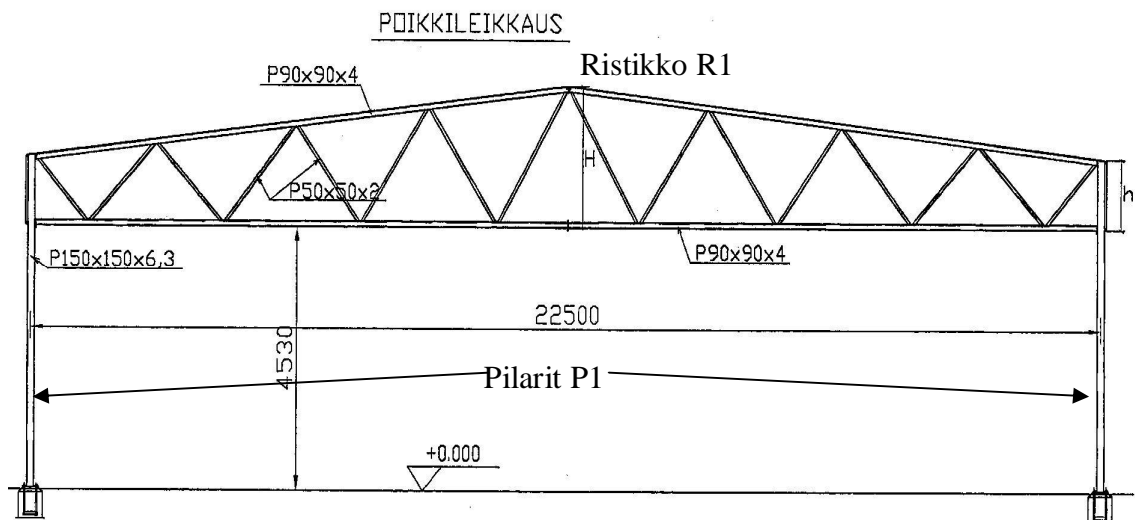
Opinnäytetyö mitoitetaan Eurokoodeilla ja rakennusmääräyskokoelman ohjeilla. Tutkimuksen on myös tarkoitus auttaa lukijaa käyttämään eurokoodin suunnittelumääräyksiä apuna suunnittelutyössä.

## 2. LÄHTÖKOHDAT

Siilinjärven Mäntyrintaan suunniteltu katos on suunniteltu 2000-luvun alussa Suomen rakennusmääräyskokoelman määräyksillä. Katos on tehty väliaikaisena ratkaisuna, jossa on katteena käytetty pressua. Selvityksen tarkoituksena on suunnitella rakenteellisesti toimiva pysyvä kateratkaisu tilapäisratkaisun tilalle.

### 2.1 Teräsristikko

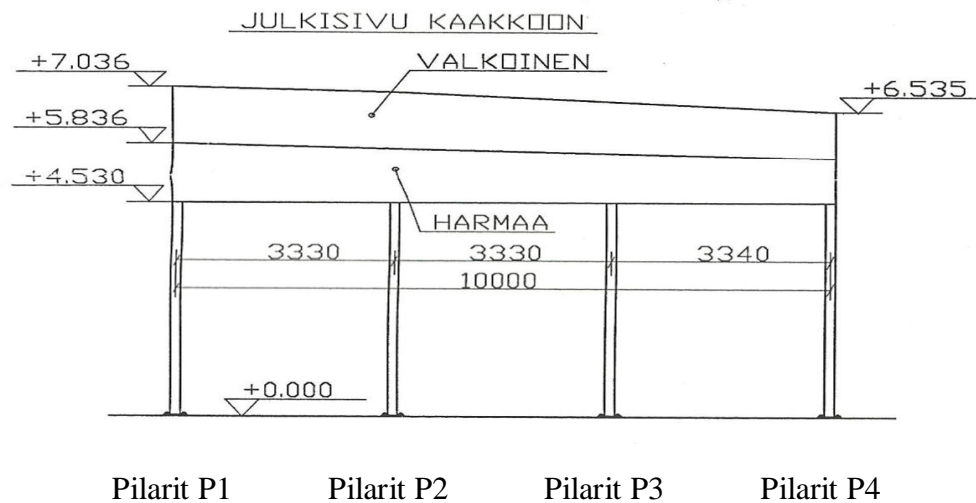
Olemassa oleva teräsristikko on mitoitettu alkujaan pelkälle tuulikuormalle Suomen rakentamismääräyskokoelman B1 mukaan, joten sen käyttö kantavana rakenteena on mahdotonta ja sen tutkiminen jätetään huomioimatta. Katsomo osan vapaakorkeus on 4,53 metriä. Teräsristikot tullaan korvaamaan puisilla harjapalkeilla.



Kuva 2.1. Katsomon pitkä sivu

Kuvasta 2.1 selviää teräsristikon jänneväli, joka on 22,5 metriä. Pidemmällä sivulla on harjamuotoinen kallistus. Kuvassa näkyvät teräsbetonianturat eivät ole oikeilla paikoillaan, vaan ne ovat esitetty kuvassa 2.3





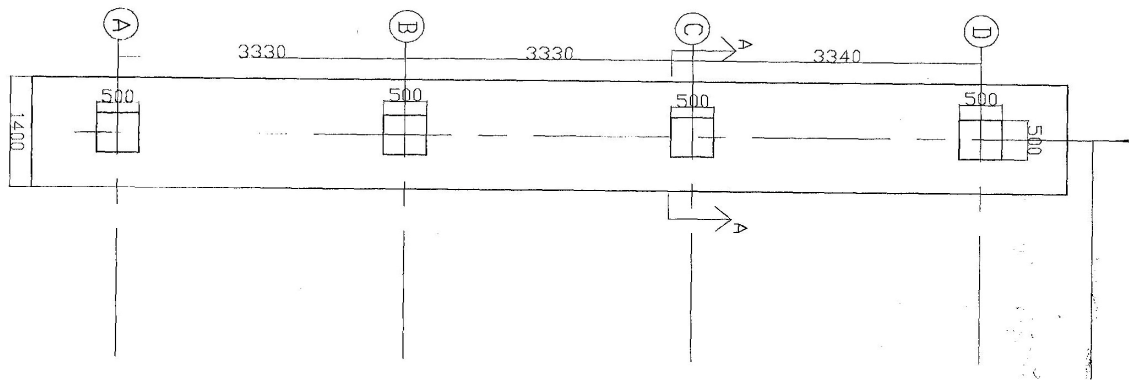
Kuva 2.2 Katsomon lyhyt sivu

Kuvasta 2.2 näkyy pilareiden (P1, P2, P3 ja P4) jaotus vasemmalta oikealle ja kattorakenteen pulpettikallistus lyhyemmällä sivulla. Tulevan kattorakenteen kallistus on vain pidemmällä sivulla, koska teräspilarit tullaan katkaisemaan samanpituisiksi.

## 2.2 Teräsbetonianturat

Teräsbetoniantura on valettu yhtenäiseksi pitkäksi perustukseksi, jonka pituus on kaksitoista metriä, leveys 1 400 mm ja korkeus 400 mm (kuva 2.3). Maapohjan geotekniseksi kantavuudeksi on annettu  $100 \text{ kN/m}^2$ . Anturan perustamissyvyys on 2 m. Anturat ovat pilarianturoita, joiden pilariosuuden dimensiot ovat: korkeus 1 600 mm, leveys 500 mm ja pituus 500 mm (liite 1). Teräspilareiden lähtökorko on 50 mm korokkeen päältä (liite 2), joka on jälkivalettu pulttikiinnityksen jälkeen.

Koska perustuskuvista voidaan saada selville anturoiden todelliset sijainnit ja pilareiden kohdalla olevat pilarianturat, voidaan pilareiden todellisena korkeutena käyttää siis 4 530 mm.



Kuva 2.3 Teräsbetonipilarianturat

### 2.3 Teräspilarit

Teräspilarit ovat poikkileikkausmitoiltaan 150 mm \* 150 mm seinämäpaksuuden ollessa 6,3 mm. pilarit ovat niin sanottuja mastopilareita, joissa alapää on kiinnitetty momenttijäykästi teräsbetonianturoihin hitsaamalla ja yläpää on niveellinen eli ottaa pystykuormista tulevat voimat, mutta ei momenttia. Teräspilareiden yläpäähän on asennettavissa tulevalle liimapuupalkille sopivat palkkikotelot, jotta palkki ei aiheuttaisi pakkovoimia pilarille ja siitä johtuvaa momenttia tai epäkeskisyydestä johtuvaa momenttia. Tuulikuormasta aiheutuvan momentin pilarit taas ottavat vastaan. Kaikki pilarit tullaan katkaisemaan samanpituisiksi eli 4,53 m pitkiksi.

Teräspilareiden tekniset tiedot voidaan ottaa esimerkiksi Rautaruukin suunnittelijan oppaasta 2000. /1, s.151 taulukko 3.1./

### 2.4 Lähtökohtien yhteenveto

Suunniteltavaan uuteen katokseen lähtökohdat ovat melkoisen hyvät, sillä aluksi pimennossa olleet perustuksien tiedot selvisivät Siilinjärven rakennuslautakunnan lähettämistä piirustuksista, joista selvisi perustuksien olevan yhtenäisesti valettu koko pilaririvistön, mikä on tässä tapauksessa hyvä ja edesauttava tekijä.

Mahdollinen kuormaleveyden pienentäminen on mahdollista toteuttaa ilman lisäbetonointia kunhan anturoiden kantokestävyys ja läpileikkauskestävyys ovat riittäviä, ne tutkitaan hiukan myöhemmin.

Kaikkien pilareiden lyhentäminen ja kallistusten muuttaminen kahteen suuntaan nykyisestä kolmen kallistuksen ratkaisusta helpottaa puisten harjapalkkien mitoittamista,

sillä niitä ei kaikkia tarvitse erikseen tutkia, koska korkeus voi pysyä samana. Pilareiden lyhentämisen etuna on myös mahdollisuus tehdä kaksilaippainen teräслиitos harjapalkkien kylkeen, jolloin kuormien keskiö saadaan mahdollisimman lähelle pilareiden keskilinjaa, jolloin epäkeskisyydestä tulevaa momenttia ei ole ja liitos on helppo tehdä nivelellisenä pulttiliitoksena. Pilareiden mitoitus suoritetaan Eurokoodien mukaan,

### 3. TULEVAN KATTORAKENTEEN MITOITUS

#### 3.1 Kattorakenteelta tulevat kuormat

Vanhan pressukaton tilalle tuleva pysyvä kattorakenne suunnitellaan toteutettavaksi paikalla rakennettavalla 3-aukkoisella umpilautakattona, jonka katemateriaalina käytetään bitumia. Pehmeänä katemateriaalina bitumi edesauttaa poistamaan sadekeleillä häiritsevää ropinaa, joka syntyy vesipisaroiden iskeytyessä kattoon. Sahatavaran tiheytenä voidaan käyttää tiheyden keskiarvoa, joka on noin 380 - 460 kg/m<sup>3</sup> valitun sahatavaran lujuuden mukaan. / 2, s. 17 taulukko 3.2./

Bitumikerminä voidaan kattorakenteessa käyttää VE20 kermiä (liite 2), jonka suositeltu minimikaltevuus on 1:20. Kermi käy hyvin, sillä katon kaltevuus pidemmällä sivulla on 1:16. Laskentaan otetaan tehdasvalmistajien kattoelementtien painoksi 0,5 kN/m<sup>2</sup> /lähde 6/, vaikka paino on hiukan pienempi, sillä kohteessa tarvittavaan kattoon ei tarvitse eristerrosta, mutta mitoituksessa otetaan sama paino käyttöön, koska se vie varmemmalle puolelle mitoituksessa.

##### 3.1.1 Lumikuorman mitoitusarvo

Lumikuorman suuruus riippuu hallin rakennuspaikkakunnasta ja katon kaltevuudesta. Lumikuorman perusarvo riippuu maassa olevan lumen ominaisarvosta kN/m<sup>2</sup> /lähde 4, s.33/ ja muotokerroin riippuu katon kaltevuudesta /4, s.35./

Eli lumikuorman määrä katolla saadaan kertomalla muotokerroin  $\mu_1$  ja lumikuorman ominaisarvolla  $s_k$  maassa eli 2,5 kN/m<sup>2</sup>: /4, s.33 kaava 2.5.5S./

$$Q_{k,lumi} = \mu_1 * s_k = \text{kN/m}^2$$

$$Q_{k,lumi} = 0,8 * 2,5 \text{ kN/m}^2 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Kattoelementtien omana painona käytetään 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

Kokonaiskuormien laskemisessa tulee huomioida kattoelementtien jatkuvuudesta johtuva kerroin  $k$  ja pilarijaosta johtuva kerroin  $s$ , jossa:

$$k = 1,1 \text{ (3-aukkoisille kattoelementeille)}$$

$$s = (3,33 \text{ m} + 3,34 \text{ m})/2 = 3,335 \text{ m} = \underline{3,34 \text{ m}}$$

### 3.2 Harjapalkit ja teräspilarit

Harjapalkkien mitoittaminen kannattaa aloittaa laskemalla käyttöraja- ja murtorajatilassa tulevat kuormat palkille ja niitä kantaville teräspilareille. Liimapuupalkkien mitoituksessa on hyvä huomioida se, että teräspilareiden mitoitus on suoritettu valmiiksi lasketuille kuormille. Teräspilareiden mitoitus on järkevää suorittaa sen takia, että voidaan optimoida pilareiden päälle tulevan palkin leveys, joka taas puolestaan vaikuttaa hyvinkin moneen laskennalliseen kohtaan palkin mitoituksessa. Mitoituksen helpottamiseksi tarvittavat tiedot käytettävien materiaalien ominaisuuksista tulee selvittää.

Harjapalkkien mitoitukseen liittyvät tiedot: /5, s.48./

Pintakäsittelynä 2-kertainen lakkaus (palkki sijaitsee ulkona, ja on altis kosteudelle)

Liimapuupalkin materiaali GL 32c

Taivutuskestävyys  $F_{m,k} = 32 \text{ N/mm}^2$

Leikkauskestävyys  $F_{v,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2$

Puristuskestävyys  $F_{c,0,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2$

Puristuskestävyys  $F_{c,90,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$

Vetokestävyys  $F_{t,90,k} = 0,450 \text{ N/mm}^2$

Kimmomoduli  $E_{0,05} = 11\,110 \text{ N/mm}^2$

Kimmomoduli  $E_{\text{mean}} = 13\,700 \text{ N/mm}^2$

Liimapuun tiheyden keskiarvo  $\rho_{\text{mean}} = 4,6 \text{ kN/m}^3$

Liimapuumateriaalin osavarmuskerroin  $\gamma_m = 1,2$  /5, s.43 taul. 2.10-FI./

Kehäjako  $s = 3,34 \text{ m}$

Kolmeaukkoisen kattorakenteen huomioiva kerroin  $k = 1,1$

Aikaluokasta johtuva kerroin  $k_{\text{mod}} = 0,8$  (keskipitkä aikaluokka)

### 3.2.1 Käyttörajatilan laskentakuormat

Käyttörajatilassa lasketaan kuormitukset rakenteille ilman osavarmuuskertoimia. Käyttörajatilan laskentakuormia käytetään käyttörajatilamitoituksen laskentatapauksissa esimerkiksi taipuman laskemisessa.

Kuormat:

Pysyvät kuormat:

$$G_{k1, \text{yläpohjan omapaino}}: 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{k2, \text{riputuskuorma}}: 0,1 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{k3} \text{ palkin omapaino: } \rho_{\text{mean}} * b * h_{\text{keskiarvo}} \text{ jossa:}$$

$$G_{k3} = 1,11 \text{ kN/m}$$

$$h_{\text{harja}} = 1 / 13 \text{ (lähde g. s.67)}$$

$$h_{\text{harja}} = 22\,500 \text{ mm} / 13 \text{ (arvioitu)}$$

$$h_{\text{harja}} = 1,77 \text{ m, valitaan } h_{\text{harja}} \text{:ksi } 1,8 \text{ m}$$

$$l_{\text{jänneväli}} = 22,5 \text{ m (jännevälin pituus)}$$

$$b = 165 \text{ mm (palkin leveys, joka on valittu pilarin mitoituksen yhteydessä)}$$

Hyötykuormat:

$$Q_{k, \text{lumi}} = 2,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (katso s.11)}$$

Käyttörajatilan laskentakuorma  $P_{k,g}$  omat painot:

$$P_{k,g} = s * k * (G_{k1} + G_{k2}) + G_{k3}$$

$$P_{k,g} = 3,34 \text{ m} * 1,1 * (0,5 \text{ kN/m}^2 + 0,1 \text{ kN/m}^2) + 1,11 \text{ kN/m}$$

$$P_{k,g} = 3,315 \text{ kN/m}$$

Käyttörajatilan laskentakuorma  $P_{k,q}$  hyötykuorma:

$$P_{k,q} = s * k * Q_{k, \text{lumi}}$$

$$P_{k,g} = 3,34 \text{ m} * 1,1 * 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{k,g} = 7,348 \text{ kN/m}$$

### 3.2.2 Palkin murtorajatilan laskentakuormat

Murtorajatilassa kuormitukset kerrotaan kuormitustyyppistä riippuvalla osavarmuuskertoimella, joka on pysyville kuormille 1,15 ja 1,5 hyötykuormille

Murtorajatilan kuormitusyhdistelmä:

$K_{fi}$  = seuraamusluokasta johtuva kerroin, Seuraamusluokassa CC2  $K_{fi}$  on 1.

/lähde 5, s.37./

1,15 ja 1,5 ovat kuormitusyhdistelykertoimia /lähde 5, s.38 kaava 6.10S./

$P_d = 1,15 * K_{fi} * P_{k,g} + 1,5 * K_{fi} * P_{k,q}$ , jossa:

$$P_d = 14,84 \text{ kN/m}$$

$$N_d = (P_{k,g} + P_{k,q}) * \frac{l_{\text{jänneväli}}}{2}$$

$$N_d = (3,315 \text{ kN/m} + 7,348 \text{ kN/m}) * \frac{22,5 \text{ m}}{2}$$

$$N_d = 166,95 \text{ kN}$$

### 3.2.3 Mitoittavan poikkileikkauksen etsiminen

Harjapalkkien mitoittava poikkileikkauskohta ei suinkaan sijaitse harjalla, jossa jäyhyysmomentti on suurin. Mitoittava poikkileikkaus sijaitsee noin 1/3 osapisteessä, mutta sen voi laskea tarkasti.

Harjapalkin päädyn korkeus  $h_1$ :

$$\frac{1}{16} = \text{harjapalkin kallistus}$$

$$l = 22,5 \text{ m (katso s.14)}$$

$$h_{\text{harja}} = 1,8 \text{ m (katso s.14)}$$

$$h_{pääty} = h_{harja} * \left( \frac{1}{16} * \frac{l}{2} \right)$$

$$h_{pääty} = 1,8m * \left( \frac{1}{16} * \frac{22,5}{2} \right)$$

$h_{pääty} = 1,1$  m (palkin päädyn korkeus)

Mitoittavan poikkileikkauksen sijainti harjapalkissa: /8, s.72./

$X_m = (h_{pääty} / h_{harja}) * (L / 2)$ , jossa:

$X_m = 6,875$  m => palkin korkeus tässä kohdassa:

$$h_{3,mitoitava} = h_{1,pääty} + \left( \frac{1}{16} * X_m \right)$$

$h_{3,mitoitava} = 1,5296$  m

### 3.2.4 Teräspilarin mitoitus

Laskentakuormien selvittyä on järkevää tutkia olemassa olevien pilareiden kestävyys murtorajatilassa ja käyttörajatilassa. Pilareiden tutkiminen tässä vaiheessa voidaan perustella palkin ja pilarin yhteistoiminnasta, koska pilarit ja niiden dimensiot vaikuttavat oleellisesti myös liimapuisiin palkkien dimensioihin.

Teräspilareiden mitoitukseen liittyvät tiedot /1, s.153 taul. 3.1./:

Kehäjako  $s = 3,34$  m

Jänneväli  $l = 22,5$  m

Profiili =  $150$  mm \*  $150$  mm \*  $6,3$  mm, materiaali = S235

Teräsmateriaalin myötölujuus  $F_{yk} = 235$  N/mm<sup>2</sup> /17, s.21 taul 1.51a/

Kimmomoduli =  $210\,000$  N/mm<sup>2</sup> /lähde 2, s.22/

Pinta-ala  $A = 34,85 * 10^3$  mm<sup>2</sup>

Jäyhyysmomentti  $I_y = I_z = 1173,71 * 10^4$  mm<sup>2</sup>



Jäyhyyssäde  $i_y = i_z = 58 \text{ mm}$

Plastinen taivutusjäykkyys  $W_{pl} = 185,15 * 10^3 \text{ mm}^3$

Taivutusjäykkyys  $W_y = W_z = 156,49 * 10^3 \text{ mm}^3$

Teräsrakenteiden osavarmuuskerroin  $\gamma_{m1} = 1,0 / 9$ , s.46 kohta 6.1/

### 3.2.5 Tuulikuorman laskentakuorma käyttörajatilassa

/3, s.135./; ”Tuulikuorman määritetään joko koko rakenteeseen tai rakenneosaan vaikuttavina

- laskemalla kuormat voimakertoimia ( $c_f$ ) käyttäen tai

- laskemalla kuormat pintapaineiden perusteella ja painekertoimia ( $c_p$ ) käyttäen”.

Tässä tutkimuksessa on käytetty voimakerroin laskentaa. Voimakerroin laskentaan vaikuttavat tekijät:

Maastoluokka, joka vaikuttaa tuulen nopeuspaineen  $q_{p0}(z)$  arvoon  $\text{kN/m}^2$  /3, s.127 kuva A.1. & 133 taul. 4.2S./ Tässä tapauksessa kyseessä on maastoluokka 2 ja  $q_{p0}(z)$  saa silloin arvon  $0,57 \text{ kN/m}^2$ .

Harjakorkeus  $h_{\text{rakennus}} = 6,5 \text{ m}$

Kerroin  $C_s$ , ottaa huomioon rakennuksen koon ja mittasuhteet /3, s.141./

Kerroin  $C_d$ , ottaa huomioon tuulen puuskien dynaamiset vaikutukset /3, s.141./

Kerroin  $C_s C_d = 1$ , kun  $h < 15 \text{ m}$  /3, s.141./

Rakennuksen sivumitat  $b = 10 \text{ m}$ ,  $l = 22,5 \text{ m}$ .

Lasketaan teholliset hoikkuudet  $\lambda_1$  &  $\lambda_2$ : /3, s.136 taul. 5.1S./

$$\lambda_1 = 2 * (h / l)$$

$$\lambda_2 = 2 * (h / b)$$

$$\lambda_1 = 2 * (6,5 \text{ m} / 22,5 \text{ m})$$

$$\lambda_2 = 2 * (6,5 \text{ m} / 10 \text{ m})$$

$$\lambda_1 = 0,578$$

$$\lambda_2 = 1,3$$

Lasketaan sivusuhteet  $l/b$  tuulen suunnasta riippuen:

Tuuli kohtisuoraan lyhyempää sivua vastaan:

$$l/b = 22,500 \text{ m} / 10 \text{ m}$$

$$l/b = 2,25$$

Voimakerroin  $C_f = 1,0$  interpoloidaan taulukosta. /3, s.137 taul. 5.2S./

Tuuli kohtisuoraan pidempää sivua vastaan:

$$l/b = 10 \text{ m} / 22,5 \text{ m}$$

$$l/b = 0,444$$

Voimakerroin  $C_f = 1,45$  interpoloidaan /3, s.137 taul. 5.2S./

Valitaan mitoittavaksi voimakertoimeksi  $C_f = 1$ . Voimakerroin  $C_f$  ottaa huomioon kitkasta aiheutuvan kuorman /lähde 4, s.136./

Lasketaan kokonaistuulikuorman ominaisarvo lyhyempää sivua vastaan  $q_{w,k}$ : /4, s.136 kaava 5.3./

$$q_{w,k} = C_s C_d * C_f * q_{p0}(z)$$

$$q_{w,k} = 1 * 1,0 * 0,57 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,k} = 0,57 \text{ kN/m}^2$$

### 3.2.6 Tuulikuorman laskentakuorma murtorajatilassa

Seinältä tuleva tuulikuorma  $q_{w,d,seinä}$  murtorajatilassa:

$$q_{w,d,seinä} = 1,5 * k_{fi} * q_{w,k} * s$$

$$q_{w,d,seinä} = 1,5 * 1 * 0,57 \text{ kN} / \text{m}^2 * 3,34 \text{ m}$$

$$q_{w,d,seinä} = 2,86 \text{ kN} / \text{m}$$

Pilarista tuleva tuulikuorma  $q_{w,d,pilari}$  murtorajatilassa (tasainen kuorma):

$$b_{teräspilari} = 0,15 \text{ m (katso s.8 kuva 2.1)}$$

$$q_{w,d,pilari} = 1,5 * k_{fi} * q_{w,k} * b_{teräspilari}$$

$$q_{w,d,pilari} = 1,5 * 1 * 0,57 \text{ kN} / \text{m}^2 * 0,15 \text{ m}$$

$$q_{w,d,pilari} = 0,13 \text{ kN} / \text{m}$$

Pilareihin tuleva tuulikuorma  $F_{w,d}$  yläpohjan osalta murtorajatilassa (pistekuorma):

$$F_{w,d} = 1,5 * k_{fi} * q_{w,k} * s * (h_{rakennus} - h_{teräspilari})$$

$$F_{w,d} = 1,5 * 1 * 0,57 \text{ kN} / \text{m}^2 * 3,34 \text{ m} * (6,5 \text{ m} - 4,53 \text{ m})$$

$$F_{w,d} = 5,63 \text{ kN}$$

### 3.2.7 Pilarin käyttörajatilan laskentakuorma

Omat painot:

$$G_{k1} = 0,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (kattorakenteen paino, katso s.12)}$$

$$G_{k2} = 0,1 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (ripustuskuorma, joka on sovittu tilaajan kanssa)}$$

$$G_{k3} = 1,11 \text{ kN} / \text{m} \text{ (liimapuupalkin omapaino, katso s.14)}$$

Hyötykuormat:

$$Q_{k1} = 2,0 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (lumikuorma, katso s.12)}$$

$$Q_{k2} = 0,57 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (tuulikuorma, katso s.18)}$$

### 3.2.8 Pilarin murtorajatilan pystykuorma

Määrävä kuormitusyhdistelmä pilareiden mitoituksessa tulee, kun tuuli otetaan mitoittavaksi muuttuvaksi kuormaksi. Tutkittava kohde on sivuiltaan avoin, jolloin tuulikuorman painejaon voi olettaa olevan tasainen molemmille pilareille.

Määrävä kuormitusyhdistelmä murtoraja tilassa: /4, s.45 kaava 6.10S./:

$$Nd = (1,15 * k_{fi} * (G_{k1} + G_{k2}) + 1,5 * k_{fi} * \Psi_{0,1} * Q_{k1} + 1,5 * k_{fi} * \Psi_{0,2} * Q_{k2}) * k * s * \frac{l}{2} + 1,15 * k_{fi} * G_{k3} * \frac{l}{2}$$

$$Nd = 130kN$$

$$\Psi_{0,1} = 1,0 \text{ (tuuli määräävä muuttuva kuorma) } / 4, \text{ s. 49 taulukko A1.1 (FI)}/$$

$$\Psi_{0,2} = 0,7 \text{ (lumikuormalle toisena muuttuvana kuormana) } / 4, \text{ s.49 taulukko A1.1 (FI)}/$$

### 3.2.9 Pilarin murtorajatilan taivutusmomentti

Tutkittavan kohteen aloituspalaverissa sovittiin työntilaaajan kanssa, että katsomon penkkirivistöjen mukaan tehdään niitä myötäilevä seinärakenne pilareihin. Seinärakenteen korkeus  $h_{seinä}$  on arvioitu varmanpuolelle.

Tasaisesta kuormasta johtuva momentti  $Md_1$ :

$$h_{pilari} = 4,53 \text{ m (katso s.8 kuva 2.1)}$$

$$Md_1 = \frac{5 * q_{w,d,seinä} * h_{seinä}^2}{16} + \frac{5 * q_{w,d,pilari} * h_{pilari}^2}{16}$$

$$Md_1 = \frac{5 * 2,86kN / m * (2m)^2}{16} + \frac{5 * 0,13kN / m * (4,53m)^2}{16}$$

$$Md_1 = 4,41kNm$$

Pistekuormasta aiheutuva momentti  $Md_2$ :

$$Md_2 = \frac{F_{w,d} * h_{pilari}}{2}$$

$$Md_2 = \frac{5,63kN * 4,53m}{16}$$

$$Md_2 = 12,76kNm$$

Pilareiden alkukäyrydestä johtuva momentti  $Md_3$ :

Rakenteissa ja rakentamisessa on epätarkkuuksia, jotka suunnittelijoiden tulee ottaa lujuslaskelmissaan huomioon. Esimerkiksi alkukäyryys aiheuttaa rakenteisiin toisen kertaluvun momenteja. Teräsrakenteissa ne huomioidaan eräänlaisella vinouskulmalla, joka muutetaan vaakavoimaksi alla olevalla kaavalla.

$$\Phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}, /9, \text{ s.40 kuva 5.7/}, \text{ jossa:}$$

$m =$  tuettavien sauvojen lukumäärä rivissä 2kpl /9, s.40 kuva 5.7./

$$Md_3 = \Phi_0 * \alpha_m * Nd * h_{pilari} /9, \text{ s.40 kuva 5.7./}$$

$$Md_3 = \frac{1}{200} * \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{2}\right)} * 130kN * 4,53$$

$$Md_3 = 0,563kN * 4,53m$$

$$2,55kNm$$

Lasketaan mitoittava taivutusmomentti  $Md$ :

$$Md = Md_1 + Md_2 + Md_3$$

$$Md = 4,41kNm + 12,76kNm + 2,55kNm$$

$$Md = 19,72kNm$$

### 3.2.10 Pilarin poikkileikkausluokka

Lasketaan pilarin tehollinen leveys/korkeus  $c$ : /9, s.45 taul. 5.2./

$$b_{teräspilari} = 150 \text{ mm (katso s.8 kuva 2.1)}$$

$t_f = t_w = 6,3 \text{ mm}$ , joka on pilarin ainepaksuus (katso s.8 kuva 2.1)

$$c = b_{teräspilari} - 3 * t_f$$

$$c = 150mm - 3 * 6,3mm$$

$$c = 131,1mm$$

Lasketaan teräspilarin myötölujuus  $F_{yd}$ :

$$F_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.16)}$$

$$\gamma_{m1} = 1 \text{ (katso s.16)}$$

$$F_{yd} = \frac{F_{yk}}{\gamma_{m1}}$$

$$F_{yd} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1}$$

$$F_{yd} = 235 \text{ N/mm}^2$$

Lasketaan  $\alpha$ -kerroin: /16, s.39 taul. 4.2./

$N_d = 130 \text{ kN}$  (katso s.18)

$$\alpha = \frac{1}{2} * \left( 1 + \frac{N_d}{F_{yd} * c * t_f} \right)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} * \left( 1 + \frac{130 \text{ N} * 10^3}{235 \text{ N/mm}^2 * 131,1 \text{ mm} * 6,3 \text{ mm}} \right)$$

$$\alpha = 0,835$$

Ehto poikkileikkausluokalle 1: /9, s.45 taul. 5.2./

$\epsilon = 1$  teräslujuudelle  $235 \text{ N/mm}^2$  /9, s.45 taul. 5.2./

$$c/t_f \leq 396 * \epsilon / (13 * \alpha - 1)$$

$$131,1 \text{ mm} / 6,3 \text{ mm} \leq 396 * 1 / (13 * 0,835 - 1)$$

$$20,81 \leq 40,18 \quad \text{ok!}$$

Tutkittavan kohteen pilarit kuuluvat siis poikkileikkaus 1:een.

### 3.2.11 Pilarin nurjahduskestävyys

Nurjahduskestävyyden tulee täyttää ehto:

$$N_d \leq N_b, R_d$$

Lasketaan nurjahduspituus  $l_{\text{eff}}$ : /17, s.71 taul 3.43b./

Mastopilareille nurjahduspituuden kertoimeksi  $\gamma$  annetaan 2,0, mutta Suomen rakentamismääräskokoelmassa on annettu suositus 2,2. Valitaan mitoitus 2,2, koska se vie varmemmalle puolelle.

$l_{\text{teräspilari}} = 4,53 \text{ m}$  (katso s.120)

$$l_{\text{eff}} = \gamma * l_{\text{teräspilari}}$$

$$l_{\text{eff}} = 2,2 * 4,53 \text{ m}$$

$$l_{\text{eff}} = 9,966 \text{ m}$$

Lasketaan hoikkeusluku  $\bar{\lambda}$  : /9, s.64 kaava 6.50./

$E = 210\,000 \text{ N/mm}$

$i_y = 58 \text{ mm}$  (katso s.16)

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{\text{eff}}}{i_y * \pi} * \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{9966 \text{ mm}}{58 \text{ mm} * \pi} * \sqrt{\frac{235 \text{ N/mm}^2}{210000 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\bar{\lambda} = 1,83$$

Lasketaan  $\phi$  – kerroin : /9, s.61 kaava 6.49./

$\alpha = 0,49$  on nurjahduskäyrä, joka valitaan varman puolelle /9, s.62 taul. 6,1 & taul. 6.2./

$$\phi = 0,5 * \left( 1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right)$$

$$\phi = 0,5 * \left( 1 + 0,49 * (1,83 - 0,2) + 1,83^2 \right)$$

$$\phi = 2,667$$

Lasketaan pienennyskerroin  $\chi$ : /9, s.61 kaava 6.49./

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi = \frac{1}{2,667 + \sqrt{2,667^2 - 1,83^2}}$$

$$\chi = 0,217$$

Lasketaan nurjahduskestävyys  $N_{b,Rd}$ :

Nurjahduskestävyyden laskemiseen valitaan normaalivoimaksi pahin mahdollinen tilanne, tässä tapauksessa palkin laskentakuorman normaalivoima eli 166,95 kN (katso s.14)

$$A = 3485 \text{ mm}^2 \text{ (katso s.16)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi * A * F_{yd}$$

$$N_{b,Rd} = 0,217 * 3485 \text{ mm}^2 * 235 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{b,Rd} = 177,7 \text{ kN}$$

$$Nd \leq N_{b,Rd}$$

$$166,95 \text{ kN} \leq 177,7 \text{ kN} \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste: 94\%}$$

### 3.2.12 Yhdistetty taivutus ja aksiaalinen voima pilarissa

yhdistetyn taivutuksen ja aksiaalisen voiman tulee täyttää ehto: /9, s.70 kaava 6.62./

$$\frac{Nd}{\chi * A * F_{yd}} + \frac{k_y * Md}{W_{pl} * F_{yd}} \leq 1$$

lasketaan momentti  $M_q$ : /17, s.74-79 kuva 2.3.3.2a./

$M_q = 2,1 \text{ kNm}$  on maksimimomentti vain poikittaisista kuormista, ja se sijaitsee 4/10 osa pisteessä pilarissa (liite 3).

$$M_d = 19,72 \text{ kNm} \text{ (katso s.21)}$$

$$M_q = M_d - \frac{4}{10} * \frac{M_d}{10} - (M_d, 4/10, \text{pisteessä})$$

$$M_q = 19,72 \text{ kNm} - \frac{4}{10} * \frac{19,72 \text{ kNm}}{10} - (9,77 \text{ kNm})$$

$$M_q = 2,1 \text{ kNm}$$

Tutkitaan suurin mahdollinen momenttien itseisarvon erotus  $\Delta M$ : /17, s.74-79 kuva 2.3.3.2a./

$$\Delta M = 19,72 \text{ kNm}, \text{ sillä momentin merkki ei muutu pilarissa.}$$



Lasketaan ekvivalentti tasan jakaantuneen momentin kerroin  $\beta_{my}$ : /17, s.74-79 kuva 3.4.4.2a./

$\psi = 0$ , koska pilarisauvan toinen pää on nivelellinen (mastopilari)

$$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 * \psi \quad \text{/lähde 17, s.74-79 kuva 3.4.4.2a./}$$

$$\beta_{M,\psi} = 1,8$$

$\beta_{Mq} = 1,3$ , koska momenttikuvio on paraabelin muotoinen /17, s.74-79 kuva 3.4.4.2a./

$$\beta_{m,y} = \beta_{M,\psi} + \frac{M_q}{\Delta M} * (\beta_{Mq} - \beta_{M,\psi})$$

$$\beta_{m,y} = 1,8 + \frac{2,1kNm}{19,72kNm} * (1,3 - 1,8)$$

$$\beta_{m,y} = 1,747$$

Lasketaan  $\mu$ -kerroin: /17, s.74-79 kaava 3.4.4.2b./

$$\bar{\lambda} = 1,83 \quad \text{(katso s.23)}$$

$$W_{pl} = 185,15 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad \text{(katso s.16)}$$

$$W_{el} = 156,49 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad \text{(katso s.16)}$$

$$\mu = \bar{\lambda} * (2 * \beta_{m,y} - 4) + \frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \leq 0,9$$

$$\mu = 1,83 * (2 * 1,747 - 4) + \frac{185,15 * 10^3 \text{ mm}^3 - 156,49 * 10^3 \text{ mm}^3}{156,49 * 10^3 \text{ mm}^3} \leq 0,9$$

$$\mu = -0,743 \leq 0,9 \quad \text{ok!}$$

Lasketaan  $k_y$ -kerroin: /lähde 17, s.74-79 kaava 3.4.4.2b./

$$N_d = 130 \text{ kN} \quad \text{(katso s.22)}$$

$$\chi = 0,217 \quad \text{(katso.23)}$$

$$A = 3485 \text{ mm}^2 \quad \text{(katso s.23)}$$

$$F_{yd} = 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{(katso s.23)}$$

$$k_y = 1 + \frac{\mu * Nd}{\chi * A * F_{yd}} \leq 1,5$$

$$k_y = 1 + \frac{0,743 * 130 * 10^3}{0,217 * 3485 \text{ mm}^2 * 235 \text{ N / mm}^2} \leq 1,5$$

$$k_y = 1,54 \leq 1,5 \quad \text{ei käy!}$$

Tutkittavan kohteen  $k_y$ -kerroin menee yli sallitun arvon, jolloin poikkileikkaus ei toimi ja on syytä valita suurempi poikkileikkaus. Tutkimuksessa on otettu huomioon yleisemmät poikkileikkaukset ja niiden taloudellisuus. Pilarin dimensioiksi valittiin 180 mm \* 180 mm \* 6,0 mm. Uusi pilari kuuluu myös poikkileikkausluokka 1:een, jolloin voidaan suoraan siirtyä tutkimaan yhdistettyä taivutusta ja aksiaalista voimaa pilarissa. Ensimmäiseksi selvitetään nurjahduksesta johtuva pienennyskerroin  $\chi$  uudessa poikkileikkauksessa.

### 3.2.13 Nurjahduksesta johtuva pienennyskerroin $\chi$ uudessa pilarissa

Lasketaan hoikkuusluku  $\bar{\lambda}$  : /9, s.64 kaava 6.50./

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}$$

$$i_y = 70,6 \text{ mm} / 2, \text{ s153 taul 3.1./}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{eff}}{i_y * \pi} * \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{9966 \text{ mm}}{70,6 \text{ mm} * \pi} * \sqrt{\frac{235 \text{ N / mm}^2}{210000 \text{ N / mm}^2}}$$

$$\bar{\lambda} = 1,503$$

Lasketaan  $\phi$  – kerroin : /lähde 9, s.61 kaava 6.49./

$\alpha = 0,49$  on nurjahduskäyrä, joka valitaan varman puolelle /9, s.62 taul. 6,1 & taul. 6.2./

$$\phi = 0,5 * \left( 1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right)$$

$$\phi = 0,5 * \left( 1 + 0,49 * (1,503 - 0,2) + 1,503^2 \right)$$

$$\phi = 1,949$$

Lasketaan pienennyskerroin  $\chi$ : /9, s.61 kaava 6.49./

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi = \frac{1}{1,949 + \sqrt{1,949^2 - 1,503^2}}$$

$$\chi = 0,3135$$

### 3.2.14 Yhdistetty taivutus ja aksiaalinen voima uudessa pilarissa

yhdistetyn taivutuksen ja aksiaalisen voiman tulee täyttää ehto: /9, s.70 kaava 6.62./

$$\frac{Nd}{\chi * A * F_{yd}} + \frac{k_y * Md}{W_{pl} * F_{yd}} \leq 1$$

Lasketaan  $\mu$ -kerroin: /17, s.74-79 kaava 3.4.4.2b./

$$\bar{\lambda} = 1,503 \text{ (katso s.26)}$$

$$W_{pl} = 264,35 * 10^3 \text{ mm}^3 /1, \text{ s.153 taul. 3.1./}$$

$$W_{el} = 226,28 * 10^3 \text{ mm}^3 /1, \text{ s.153 taul. 3.1./}$$

$$\mu = \bar{\lambda} * (2 * \beta_{m,y} - 4) + \frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \leq 0,9$$

$$\mu = 1,503 * (2 * 1,747 - 4) + \frac{264,35 * 10^3 \text{ mm}^3 - 226,28 * 10^3 \text{ mm}^3}{226,28 * 10^3 \text{ mm}^3} \leq 0,9$$

$$\mu = -0,5923 \leq 0,9 \quad \text{ok!}$$

Lasketaan  $k_y$ -kerroin: /17, s.74-79 kaava 3.4.4.2b./

$$Nd = 130 \text{ kN (katso s.22)}$$

$$\chi = 0,3135 \text{ (katso.26)}$$

$$A = 4083 \text{ mm}^2 \text{ (katso s.23)}$$

$$F_{yd} = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.23)}$$

$$k_y = 1 + \frac{\mu * Nd}{\chi * A * F_{yd}} \leq 1,5$$

$$k_y = 1 + \frac{0,5923 * 130 N * 10^3}{0,3135 * 4083 mm^2 * 235 N / mm^2} \leq 1,5$$

$$k_y = 1,256 \leq 1,5 \quad ok!$$

Md = 19.72 kNm (katso s.24)

$$\frac{Nd}{\chi * A * F_{yd}} + \frac{k_y * Md}{W_{pl} * F_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{130 * 10^3 N}{0,3135 * 4083 mm^2 * 235 N / mm^2} + \frac{1,256 * 19,72 * 10^6 Nmm}{264,35 * 10^3 mm^3 * 235 N / mm^2} \leq 1$$

$$0,828 \leq 1 \quad ok! \quad \text{käyttääste} : 83\%$$

### 3.2.15 Uuden pilarin vaakasuuntainen taipuma

Taipuman raja-arvo vaakasuuntaisissa siirtymissä teräsrakenteille on h/150, jossa h on tutkittavan osan korkeus. Vaakasuuntaisen taipuman laskeminen suoritettiin tutkimuksessa statiikkaohjelmalla (liite 4). Taipuman tutkitaan käyttörajatilassa, jolloin on muistettava käyttää käyttörajatilan laskentakuormia.

Lasketaan taipuman raja-arvo  $\sigma_{\max}$  : /10, s.5 taul.7.1(FI)./

$$\sigma_{\max} = h_{\text{teräspilari}} / 150$$

$$\sigma_{\max} = 4530 mm / 150$$

$$\sigma_{\max} = 30,2 mm$$

Taipuma  $\sigma$  putkipilari profiililla 180 mm \* 180 mm \* 6,0 mm oli 17,9mm (liite 3).

Ehto taipumalle:

$$\sigma_{\max} \geq \sigma$$

$$30,2 mm \geq 17,9 mm \quad ok! \quad \text{käyttööaste} : 59,3\%$$

### 3.2.16 Liimapuunpalkin taivutusmomentit

Taivutusmomentti  $Md_1$  palkin keskellä:

$$Md_1 = \frac{Pd * l^2}{8}$$

$$Md_1 = 939,1 \text{ kNm}$$

Taivutusmomentti  $Md_2$  mitoittavassa poikkileikkauksessa:

$$Pd = 14,84 \text{ kN (katso s.15)}$$

$$l_{\text{jänneväli}} = 22,5 \text{ m (katso s.14)}$$

$$X_m = 6,875 \text{ m (katso s.16)}$$

$$Vd = \frac{Pd * l_{\text{jänneväli}}}{2}$$

$$Vd = \frac{14,85 \text{ kN} / \text{m} * 22,5 \text{ m}}{2}$$

$$Vd = 166,95 \text{ kN}$$

$$Md_2 = Vd * X_m - Pd * X_m * \frac{X_m}{2}$$

$$Md_2 = 166,95 \text{ kN} * 6,875 \text{ m} - 14,84 \text{ kN} / \text{m} * 6,875 \text{ m} * \frac{6,875 \text{ m}}{2}$$

$$Md_2 = 797,1 \text{ kNm}$$

### 3.2.17 Taivutusjännitys liimapuupalkin mitoittavassa poikkileikkausluokassa

$$h_{\text{mitoitettava}} = 1\,529,6 \text{ mm (katso s.16)}$$

$$b = 165 \text{ mm (katso s.13)}$$

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6 * Md_2}{b * h_{\text{mitoitettava}}^2}$$

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6 * 797,1 * 10^6}{165 \text{ mm} * (1529,6 \text{ mm})^2}$$

$$\sigma_{m,\alpha,d} = 12,39 \text{ N} / \text{mm}^2$$

### 3.2.18 Mitoituslujuudet liimapuulle GL32c

Kaikille mitoituslujuuksille: (e. s.44 kaava 2.17)

$$k_{\text{mod}} = 0,8 \text{ (katso s.12)}$$

$$\gamma_m = 1,2 \text{ (katso s.12)}$$

Lasketaan taivutuslujuus  $F_{m,d}$ :

$$F_{m,k} = 21,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.12)}$$

$$F_{m,d} = \frac{F_{m,k} * k_{\text{mod}}}{\gamma_m}$$

$$F_{m,d} = \frac{21,3 \text{ N / mm}^2 * 0,8}{1,2}$$

$$F_{m,d} = 14,2 \text{ N / mm}^2$$

Lasketaan puristuslujuus  $F_{c,90,d}$ :

$$F_{c,90,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.12)}$$

$$F_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,k} * k_{\text{mod}}}{\gamma_m}$$

$$F_{c,90,d} = \frac{3,0 \text{ N / mm}^2 * 0,8}{1,2}$$

$$F_{c,90,d} = 1,6 \text{ N / mm}^2$$

Lasketaan leikkauskestävyys  $F_{v,d}$ :

$$F_{v,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso.12)}$$

$$F_{v,d} = \frac{F_{v,k} * k_{\text{mod}}}{\gamma_m}$$

$$F_{v,d} = \frac{3,2 \text{ N / mm}^2 * 0,8}{1,2}$$

$$F_{v,d} = 1,7 \text{ N / mm}^2$$

Lasketaan poikittainen vetolujuus  $F_{t,90,d}$ :

$$F_{t,90,k} = 0,45 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso.12)}$$

$$F_{t,90,d} = \frac{F_{t,90,k} * k_{\text{mod}}}{\gamma_m}$$

$$F_{t,90,d} = \frac{0,45 \text{ N/mm}^2 * 0,8}{1,2}$$

$$F_{t,90,d} = 0,3 \text{ N/mm}^2$$

### 3.2.19 Palkin viistetyn reunan taivutuskestävyys

Poikkileikkauksen viistetyn reunan taivutusjännityksen  $\sigma_{m,\alpha,d}$  tulee toteuttaa ehto: /5, s.80 kaava 6.38./

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} * F_{m,k}$$

Lasketaan palkin viisteen kulma  $\alpha$ :

1/16 = harjapalkin kallistus vaakatasosta

$$\alpha = \arctan\left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\alpha = 3,58$$

Lasketaan palkin viisteestä johtuva  $k_{m,\alpha}$ -kerroin: /5, s.80 kaava 6.40./

$$F_{m,d} = 21,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.30)}$$

$$F_{v,d} = 2,13 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.31)}$$

$$F_{c,90,d} = 2 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.30)}$$

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{F_{m,d}}{1,5 * F_{v,d}} * \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{F_{m,d}}{F_{c,90,d}}\right)^2}}$$

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{21,3 \text{ N/mm}^2}{1,5 * 2,13 \text{ N/mm}^2} * \tan 3,58\right)^2 + \left(\frac{21,3 \text{ N/mm}^2}{2 \text{ N/mm}^2}\right)^2}}$$

$$k_{m,\alpha} = 0,9222$$

⇒ Viiste vie 7,9% puristuskapasiteetista

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} * F_{m,k}$$

$$12,39 \text{ N/mm}^2 \leq 0,9222 * 21,3 \text{ N/mm}^2$$

$$12,39 \text{ N/mm}^2 \leq 19,64 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 63,1\%}$$

### 3.2.20 Palkin harjavyöhykkeen taivutuskestävyys

Harjavyöhykkeessä taivutusjännityksen tulee täyttää ehto: /5, s.81 kaava 6.41./

$$\sigma_{m,d} \leq k_r * F_{m,d}$$

Lasketaan  $k_l$ -kerroin harjapalkille: /5, s.80 kaava 6.43S./

$$\alpha = 3,58 \text{ (katso s.29.)}$$

$$k_l = 1 + 1,4 * \tan \alpha + 5,4 * \tan^2 \alpha$$

$$k_l = 1 + 1,4 * \tan(3,58) + 5,4 * \tan^2(3,58)$$

$$k_l = 1,109$$

Lasketaan taivutusjännitys  $\sigma_{m,d}$  harjalla: /5, s.80 kaava 6.42./

$$M_d = 939,1 \text{ kNm (katso s.29)}$$

$$b = 165 \text{ mm (katso s.14)}$$

$$h_{\text{harja}} = 1,8 \text{ m (katso s.14)}$$

$$\sigma_{m,d} = k_l * \frac{6 * M_d}{b * h_{\text{harja}}^2}$$

$$\sigma_{m,d} = 1,109 * \frac{6 * 939,1 * 10^6 \text{ Nmm}}{165 \text{ mm} * (1800 \text{ mm})^2}$$

$$\sigma_{m,d} = 11,69 \text{ N/mm}^2$$

$k_r$ -kerroin harjapalkeille = 1/5, s.81 kaava 6.49./

$$F_{m,d} = 21,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.30)}$$



$$\sigma_{m,d} \leq k_r * F_{m,d}$$

$$11,69N/mm^2 \leq 1 * 21,3N/mm^2$$

$$11,69N/mm^2 \leq 21,3N/mm^2 \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste: 55\%}$$

### 3.2.21 Poikittainen vetokestävyys harjalla

Poikittaisen vetojännityksen  $\sigma_{t,90,d}$  tulee täyttää ehto: /5, s.82 kaava 6.50./

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} * k_{vol} * F_{t,90,d}$$

Lasketaan  $k_p$ -kerroin: harjapalkille: /5, s.84 kaava 6.56S./

$$k_p = 0,2 * \tan \alpha$$

$$k_p = 0,2 * \tan(3,58)$$

$$k_p = 0,013$$

Lasketaan poikittainen vetojännitys  $\sigma_{t,90,d}$  harjalla: /5, s.82 kaava 6.55./

$$M_d = 939,1 \text{ kNm (katso s.29)}$$

$$P_d = 14,84 \text{ kN/m (katso s.15)}$$

$$b = 165 \text{ mm (katso s.14)}$$

$$h_{\text{harja}} = 1,8 \text{ m (palkin harjakorkeus)}$$

$$\sigma_{t,90,d} = k_p * \frac{6 * M_d}{b * h_{\text{harja}}^2} - 0,6 * \frac{P_d}{b}$$

$$\sigma_{t,90,d} = 0,013 * \frac{6 * 939,1 * 10^6 \text{ Nmm}}{165 \text{ mm} * (1800 \text{ mm})^2} - 0,6 * \frac{14,84 \text{ N/mm}}{165 \text{ mm}}$$

$$\sigma_{t,90,d} = 0,0831 \text{ N/mm}^2$$

Lasketaan harjavöhykkeen tilavuus  $m^3$ : /5, s.83 kuva 6.12./

$$1/16 = \text{harjapalkin kallistus vaakatasosta}$$

$$V = h_{harja} * b * \left( \frac{h_{harja} + (h_{harja} - 0,5 * h_{harja} * \frac{1}{16})}{2} \right)$$

$$V = 1,8m * 0,165m * \left( \frac{1,8m + (1,8m - 0,9m * \frac{1}{16})}{2} \right)$$

$$V = 0,526m^3$$

Lasketaan  $k_{vol}$ -kerroin: /5, s.82 kaava 6.51./

$V_o$  = vertailutilavuus  $0,01m^3$

$$k_{vol} = \left( \frac{V_o}{V} \right)^{0,2}$$

$$k_{vol} = \left( \frac{0,01m^3}{0,526m^3} \right)^{0,2}$$

$$k_{vol} = 0,452$$

$k_{dis}$ -kerroin = 1,4 harjapalkeille /5, s. 82 kaava 6.52./

$F_{t,90,d} = 0,3 N/mm^2$  (katso s.30)

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} * k_{vol} * F_{t,90,d}$$

$$0,0831N / mm^2 \leq 1,4 * 0,42 * 0,3N / mm^2$$

$$0,0831N / mm^2 \leq 0,189N / mm^2 \quad ok! \quad \text{käyttöaste : 44\%}$$

### 3.2.22 Yhdistetty leikkaus- ja poikittainen vetokestävyys harjalla

Yhdistetyn leikkaus- ja poikittaisen vetokestävyys tulee täyttää ehto: /5, s.82 kaava 6.55./

$$\frac{\tau_d}{F_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} * k_{vol} * F_{t,90,d}} \leq 1$$

Yhdistetylle leikkaukselle ja poikittaiselle vetokestävyydelle oli tutkittavassa kohteessa kuviteltava muutamia erilaisia kuormitustapauksia, joista tutkimukseen valittiin kolme tapausta:

Kuormitusyhdistelmä 1: täysi lumi + omat painot

Kuormitusyhdistelmä 2: toisella lappeella täysi lumi, toisella puolet lumikuormista + omat painot molemmilla lappeilla.

Kuormitusyhdistelmä 3: toisella lappeella täysi lumi, toisella ei lumikuormaa ollenkaan + omat painot molemmilla lappeilla

Laskennassa käytettiin apuna tietokonepohjaista statiikkaohjelmaa. (liite 5,6,7)

Taulukko 3.2.22 mitoitusuureet eri kuormitusyhdistelmille

Kuormitusyhdistelmä	Md	Vd
1	939,1kNm	0
2	704,4kNm	20,9kN
3	574,5kNm	32,5kN

Lasketaan eri kuormitusyhdistelmien pienin tasainen kuorma  $Pd$ :

$$P_{k,g} = 3,315 \text{ kN/m (katso s.13)}$$

$$P_{k,q} = 7,448 \text{ kN/m (katso s.13)}$$

$$Pd_1 = 14,84 \text{ kN/m (} P_{k,q} + p_{k,g}, \text{ katso s.15)}$$

Kuormitusyhdistelmä 1:sen lumikuormat ovat täydet.

$$Pd_2 = Pd_1 - ((0,5 * (1,5 * P_{k,q}))$$

$$Pd_2 = 14,84 \text{ kN} - ((0,5 * (1,5 * 7,348 \text{ kN/m}))$$

$$Pd_2 = 8,97 \text{ kN}$$

Lumikuorma kuormitusyhdistelmä 2:ssa oli siis toisella lappeella puolet toisen lappeen kuormista. Kun kuormitusyhdistelyssä vähennetään pienempi arvo, johtaa se varmemmalle puolelle mitoituksessa.

$$Pd_3 = Pd_1 - (1,5 * pk, q)$$

$$Pd_3 = 14,84kN - (1,5 * 7,348kN / m)$$

$$Pd_3 = 3,32kN$$

Lumikuorma kuormitusyhdistelmä 3:ssa oli toisella lappeella nolla. Kuormitusyhdistelmässä toimittiin samalla tavoin kuin edellisessä eli varmalle puolelle.

Lasketaan leikkausjännitykset  $\tau_d$  eri kuormitusyhdistelmille: /5, s.85 kaava 6.60./

Mitoittavat leikkausvoimat kaikille eri tapauksille taulukosta 3.2.21 s.35.

$$\tau_{d_{ky1}} = 0N / mm^2$$

$$\tau_{d_{ky2}} = \frac{3 * Vd_{ky2}}{2 * b * h_{harja}}$$

$$\tau_{d_{ky2}} = \frac{3 * 20900N}{2 * 165mm * 1800mm}$$

$$\tau_{d_{ky2}} = 0,11N / mm^2$$

$$\tau_{d_{ky3}} = \frac{3 * Vd_{ky3}}{2 * b * h_{harja}}$$

$$\tau_{d_{ky3}} = \frac{3 * 32500N}{2 * 165mm * 1800mm}$$

$$\tau_{d_{ky3}} = 0,17N / mm^2$$

Lasketaan poikittainen vetojännitys eri kuormitusyhdistelmille: /5, s.82 kaava 6.55./

Mitoittavat momentit kaikille eri tapauksille taulukosta 3.2.21 s.35.

$$b = 165 \text{ mm (katso s.14)}$$

$$h_{harja} = 1800 \text{ mm (katso s.14)}$$

$$Pd:t = \text{eritapauksille (katso s.35)}$$

$$\sigma_{t,90,d,ky1} = 0,0831N / mm^2 \text{ (katso s.33)}$$

$$\sigma_{t,90,d,ky2} = k_p * \frac{6 * Md}{b * h_{harja}^2} - 0,6 * \frac{Pd}{b}$$

$$\sigma_{t,90,d,ky2} = 0,013 * \frac{6 * 704,4 * 10^6 Nmm}{165mm * (1800mm)^2} - 0,6 * \frac{8,97 N / mm}{165mm}$$

$$\sigma_{t,90,d,ky2} = 0,0702 N / mm^2$$

$$\sigma_{t,90,d,ky3} = k_p * \frac{6 * Md}{b * h_{harja}^2} - 0,6 * \frac{Pd}{b}$$

$$\sigma_{t,90,d,ky3} = 0,013 * \frac{6 * 574,5 * 10^6 Nmm}{165mm * (1800mm)^2} - 0,6 * \frac{3,32 N / mm}{165mm}$$

$$\sigma_{t,90,d,ky3} = 0,0718 N / mm^2$$

Kaikille tapauksille mitoitusehdossa:

$$k_{dis} = 1,4 \text{ (katso s.34)}$$

$$k_{vol} = 0,452 \text{ (katso s.34)}$$

$$k_1 = \frac{\tau_d}{F_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} * k_{vol} * F_{t,90,d}} \leq 1$$

$$k_1 = 0 + \frac{0,0831 N / mm^2}{1,4 * 0,452 * 0,3 N / mm^2} \leq 1$$

$$0,44 \leq 1 \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 44\%}$$

$$k_2 = \frac{\tau_{d2}}{F_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d2}}{k_{dis} * k_{vol} * F_{t,90,d}} \leq 1$$

$$k_2 = \frac{0,11 N / mm^2}{2,13 N / mm^2} + \frac{0,0702 N / mm^2}{1,4 * 0,452 * 0,3 N / mm^2} \leq 1$$

$$0,42 \leq 1 \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 42\%}$$

$$k_3 = \frac{\tau_d}{F_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} * k_{vol} * F_{t,90,d}} \leq 1$$

$$k_3 = \frac{0,17 N / mm^2}{2,13 N / mm^2} + \frac{0,0718 N / mm^2}{1,4 * 0,452 * 0,3 N / mm^2} \leq 1$$

$$0,46 \leq 1 \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 46\%}$$

### 3.2.23 Leikkauskestävyys tuella

Leikkauskestävyyden tulee täyttää ehto:

$$\tau_d \leq F_{v,d}$$

Tasaisen kuorman aiheuttamaa leikkausvoimaa voidaan pienentää: /5, s.70 kuva 6.7S./

Leikkausvoima  $V_{d_{\max}}$  tuella = 166,95 kN (katso s.15)

Leikkauslujuus  $F_{v,d} = 2,13 \text{ N/mm}^2$  (katso s.31)

$h_{\text{pääty}} = 1,1 \text{ m}$  (katso s.15)

$l_{\text{jänneväli}} = 22,5 \text{ m}$  (katso s.14)

$l_{\text{pilari}} = 0,18 \text{ m}$  (katso s.26)

$$V_{\text{red}} = V_{d_{\max}} * \left( 1 - \frac{2 * h_{\text{pääty}} + l_{\text{pilari}}}{l_{\text{jänneväli}}} \right)$$

$$V_{\text{red}} = 166,95 \text{ kN} * \left( 1 - \frac{2 * 1,1 \text{ m} + 0,18 \text{ m}}{22,5 \text{ m}} \right)$$

$$V_{\text{red}} = 149,52 \text{ kN}$$

Mitoittava leikkausvoima  $V_d = V_{\text{red}} = 149,52 \text{ kN}$

Lasketaan harjapalkin korkeus 180 mm päässä tuesta eli mitoittavassa poikkileikkauksessa  $h_m$ : /5, s.70 kuva 6.7S./

$1/16 =$  pilarin kallistus vaakatasosta

$$h_m = h_{\text{pääty}} + \left( \frac{1}{16} * (h_{\text{pääty}} + l_{\text{pilari}}) \right)$$

$$h_m = 1,1 \text{ m} + \left( \frac{1}{16} * (1,1 \text{ m} + 0,18 \text{ m}) \right)$$

$$h_m = 1,18 \text{ m}$$

Lasketaan leikkausjännitys tuella: /5, s.85 kaava 6.60./

$$\tau_d = \frac{3 * Vd}{2 * b * h_m}$$

$$\tau_d = \frac{3 * 149520 N}{2 * 165 mm * 1180 mm}$$

$$\tau_d = 1,152 N / mm^2$$

Ehto leikkauskestävyydelle: /5, s.68 kaava 6.13./

$$\tau_d \leq F_{v,d}$$

$$1,152 N / mm^2 \leq 2,13 N / mm^2 \quad ok! \quad \text{käyttöaste} : 54\%$$

### 3.2.24 Taipuman tarkastaminen palkissa

Lasketaan palkin jäyhyysmomentti I mitoittavassa poikkileikkauksessa: /11, s.144./

$$I_y = \frac{b * h_{mitoitava}^3}{12}$$

$$I_y = \frac{165 mm * (1529,6 mm)^3}{12}$$

$$I_y = 4,92 * 10^{10} mm^4$$

Lasketaan hetkellinen taipuma  $W_{inst,G}$  pysyvistä kuormista: /5, s.28 kaava 2.17S./

$P_{k,g}$  = omien painojen käyttörajatilan laskentakuorma 3,315 kN (katso s.14)

$E_{mean}$  = kimmomoduli liimapuu GL32c:lle = 13700 N/mm<sup>2</sup> (katso s.12)

$l_{jänneväli}$  = 22,5 m

$$W_{inst,G} = \frac{5 * P_{k,g} * l_{jänneväli}^4}{384 * E_{0,mean} * I_y}$$

$$W_{inst,G} = \frac{5 * 3,315 / mm * (22500 mm)^4}{384 * 13700 N / mm^2 * 4,92 * 10^6 mm^4}$$

$$W_{inst,G} = 16,42 mm$$

Lasketaan hetkellinen taipuma  $W_{inst,Q}$  muuttuvasta kuormasta: /5, s.28 kaava 2.1.7S./

$P_{k,q}$  = hyötykuorman (lumen) käyttörajatilan laskentakuorma (katso s.14)

$$W_{inst,Q} = \frac{5 * P_{k,q} * l_{jänneväli}^4}{384 * E_{0,mean} * I_y}$$

$$W_{inst,Q} = \frac{5 * 7,348N / mm * (22500mm)^4}{384 * 13700N / mm^2 * 4,92 * 10^6 mm^4}$$

$$W_{inst,Q} = 36,38mm$$

Lasketaan kokonaistaipuma  $W_{fin}$ : /5, s.28 kaava 2.2./

$k_{def} = 2$  käyttöluokasta johtuva kerroin /5, s.30-31 & s.46 taul. 3.2./

$\Psi = 0,2$  kuormien yhdistelykerroin lumikuormalle /5, s.27 taulukko 2.2-FI./

$$W_{fin} = (1 + k_{def}) * W_{inst,G} + (1 + \Psi_{2,1} * k_{def}) * W_{inst,Q}$$

$$W_{fin} = (1 + 2) * 16,42mm + (1 + 0,2 * 2) * 36,38mm$$

$$W_{fin} = 100,2mm$$

Mitoitusehto kokonaistaipumalle  $W_{fin}$ : /5, s.90 taul. 7.2-FI./

$$W_{fin} \leq \frac{l_{jänneväli}}{200}$$

$$100,2mm \leq \frac{22500mm}{200}$$

$$100,2mm \leq 112,5mm \quad ok! \quad käyttöaste : 89,1\%$$

Tarkistetaan lopputaipuma  $W_{fin,net}$ :

$W_c = 50$  mm (liimapuiselle palkille tehtävä esikorotus, joka on valittu).

$$W_{fin,net} = W_{fin} - W_c$$

$$W_{fin,net} = 100,2mm - 50mm$$

$$W_{fin,net} = 50,2mm$$



Lopputaipuman  $W_{fin,net}$  tulee täyttää ehto: /5, s.90 taul 7.2-FI./

$$W_{fin,net} \leq \frac{l_{jänneväli}}{300}$$

$$50,2mm \leq \frac{22500mm}{300}$$

$$50,2mm \leq 75mm \quad ok! \quad käyttöaste : 67\%$$

### 3.2.25 Palkin kiepahduskestävyys

Kiepahduskestävyyden tulee täyttää ehto: /5, s.76 kaava 6.33./

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} * F_{m,d}$$

Lasketaan sivusuunnassa tuetun palkin tehollinen jänneväli mitoittavassa poikkileikkauksessa  $l_{ef}$ :

$$a = 1\,200\text{ mm (kattorimojen jaotus, joka on valittu)}$$

$$h_{mitoitava} = 1\,529,6\text{ mm (katso s.16)}$$

$$l_{ef} = a + 2 * h_{mitoitava}$$

$$l_{ef} = 1200mm + 2 * 1529,6mm$$

$$l_{ef} = 5559,2mm$$

Lasketaan suorakaidepalkin kriittinen taivutusjännitys  $\sigma_{m,crit}$  mitoittavassa poikkileikkauksessa: /5, s.77 kaava 6.3.1S./

$$c = 0,71 \text{ liimapuun lujuusluokalle GL32c /5, s.78 kaava 6.31.1S./}$$

$$E_{0,05} = 11\,100\text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.12)}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{c * b^2}{h_{mitoitava} * l_{ef}} * E_{0,05}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,71 * (165mm)^2}{1529,6mm * 5559,2mm} * 11100\text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_{m,crit} = 25,23\text{ N / mm}^2$$

Lasketaan suhteellinen hoikkuus  $\lambda_{rel,m}$ : /5, s.77 kaava 6.30./

$F_{m,k} = 32 \text{ N/mm}^2$  (taivutuslujuuden ominaisarvo (katso s.12))

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{F_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{32 \text{ N/mm}^2}{25,23 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\lambda_{rel,m} = 1,126$$

Lasketaan  $k_{crit}$ -kerroin: /5, s.79 kaava 6.34./

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 * \lambda_{rel,m}, \text{ kun } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,5$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 * 1,126$$

$$k_{crit} = 0,715$$

$\sigma_{m,d} = 12,39 \text{ N/mm}^2$  taivutusjännityksen mitoitusarvo (katso s.30)

$F_{m,d} = 21,3 \text{ N/mm}^2$  (katso s.30)

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} * F_{m,d}$$

$$12,39 \text{ N/mm}^2 \leq 0,715 * 21,3 \text{ N/mm}^2$$

$$12,39 \text{ N/mm}^2 \leq 15,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 81,3\%}$$

### 3.2.26 Syysuuntaa vastaan kohtisuora puristuskestävyys palkissa

Syysuuntaa vastaan kohtisuora puristuskestävyys tarkoittaa palkin kykyä kantaa kuormitus sen tuella olevalla pinta-alalla ilman, että haitallista kokoonpuristumista tai muodonmuutoksia pääsee tapahtumaan. Tukipainekestävyys hoidetaan tarpeeksi suurella tukipinta alalla, jota tässä tutkimuksessa voidaan suurentaa teräspilarin päähän hitsattavalla teräslevyllä.

Syysuuntaan vastaan kohtisuoran puristuskestävyyden tulee täyttää ehto: /5, s.66 kaava 6.3./

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

Lasketaan puristusjännitys  $\sigma_{c,90,d}$  palkissa:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{Nd}{b_{palkki} * l_{pilari}}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{166950N}{165mm * 180mm}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 5,622N / mm^2$$

Tutkitaan ehto  $k_{c,90}$ -kertoimelle: /5, s. 66./

Kerroin  $k_{c,90}$  saa arvon 1,5, koska:

$l_1 = 22,5 \text{ m} \geq 2 * h = 2,2 \text{ m}$ , sillä  $h$  on korkeus tutkittavassa kohdassa eli tässä tapauksessa palkin päätykorkeus 1,1 m.

Lasketaan tehollinen tukipinnan pituus  $l_{c,90,ef}$ : /5, s.66./

$$l_{c,90,ef} = \min \left( \begin{array}{l} 30mm \\ a \geq 30mm \\ l = 165mm \\ l_{jänneväli} / 2 = 11250mm \end{array} \right) + 180mm + \min \left( \begin{array}{l} 30mm \\ a \geq 30mm \\ l = 165mm \\ l_{jänneväli} / 2 = 11250mm \end{array} \right)$$

$$l_{c,90,ef} = 240mm + \text{päätyjen ylitykset } 50 \text{ mm molemmin puolin} = 340 \text{ mm}$$

Lasketaan tukipainekerroin  $k_{c,\perp}$ : /5, s.66 kaava 6.4S./

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

$$k_{c,\perp} = \frac{340 \text{ mm}}{180 \text{ mm}} * 1,5$$

$$k_{c,\perp} = 2,833$$

$$F_{c,90,d} = 2,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.30)}$$

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

$$5,622N / mm^2 \leq 2,833 * 2,0N / mm^2$$

$$5,622N \leq 5,666 \text{ ok! käyttöaste: } 99,2\%$$

## 4. PERUSTUSTEN MITOITUS

Perustukset ovat tutkittavassa kohteessa tehty yhtenäisenä valuna ja pilarianturoina. perustussyvyys on kaksi metriä ja sallittu pohjapaine  $\sigma_{gd} \leq 100 \text{ kN/m}^2$ .

Mitoituksessa tarvittavia tekijöitä:

C25/30-2 = anturoissa käytetty betoni

A500HW = betonissa käytetty teräslaatu

XC2 = betonianturoiden rasitusluokka

$\gamma_c = 1,5$  on betonin osavarmuus kerroin /12, s.17 taul 2.1N./

$\alpha_{cc} = 0,85$  on voimakerroin /12, s.26 kaava 3.15./

$b_{antura} = 1,4 \text{ m}$  on pilarianturan leveys (liite 2)

$l_{antura} = 12 \text{ m}$  on pilarianturoiden pituus (katso kuva 2.3 s.10)

$h_{antura} = 0,4 \text{ m}$  on pilarianturan korkeus (liite 2)

$b_{pilari} = 0,5 \text{ m}$  on pilariosuuden leveys (liite 2)

$l_{pilari} = 0,5 \text{ m}$  on pilariosuuden pituus (liite 2)

$h_{pilari} = 1,6 \text{ m}$  on pilariosuuden korkeus (liite 2)

### 4.1 Anturoiden kestävyys ilman leikkausraudoitusta

Anturoiden tulee täyttää ehto: /12, s.150 kaava 12.13./

$$\frac{0,85 * h_{antura}}{a} \geq \sqrt{\frac{3 * \sigma_{gd}}{F_{ctd}}}$$

Lasketaan betonin leikkauslujuus  $F_{ctd}$ : /12, s.27 kaava 3.17./

$F_{ctk} = 1,8 \text{ N/mm}^2$  betonin leikkauslujuus /12, s.22 taul. 3.1./

$$F_{ctd} = \frac{F_{ctk}}{\gamma_c}$$

$$F_{ctd} = \frac{1,8N/mm^2}{1,5}$$

$$F_{ctd} = 1,2N/mm^2$$

$$\frac{0,85 * h_{antura}}{a} \geq \sqrt{\frac{3 * \sigma_{gd}}{F_{ctd}}}$$

$$\frac{0,85 * 0,4m}{0,45m} \geq \sqrt{\frac{3 * 100kN/m^2}{1200kN/m^2}}$$

$$0,756 \geq 0,5 \quad ok!$$

Tutkittava perustus kestää ilman leikkausraudoitusta, mikä on yleensä lähtökohtana perutuksia mitoittaessa.

## 4.2 Anturoiden pääraudoitus

Pääraudoituksen tulee täyttää ehto:

$$F_s \leq F_{s,max}$$

Lasketaan tehollinen korkeus d:

Tehollisen korkeuden laskemisessa tarvittavat tekijät ovat: minimi betonipeite  $C_{nom}$ , raudoituksen sijoitus poikkileikkauksessa, koska d lasketaan aina raudoituksen puoliväliin asti, ja anturan korkeus  $h_{antura}$ . Tehollisen korkeuden selvittämiseksi tulee mitoituksessa ensin selvittää edellä mainitut tekijät.

Lasketaan betonipeitteen minimi paksuus  $C_{min}$ : /12, s.41 kaava 4.2./

$$C_{min} = maks(C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\lambda} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10mm)$$

$$C_{min} = maks(10mm; 20mm + 0mm - 0mm - 0mm; 10mm)$$

$$C_{min} = 20mm$$

Lasketaan betonipeitteen lopullinen minimi paksuus  $C_{nom}$ : /12, s.41 kaava 4.1./

$\Delta C_{dev} = 30 \text{ mm}$  on suunnittelussa huomioon otettava mittapoikkeama /12, s.43./

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

$$C_{nom} = 20\text{mm} + 30\text{mm}$$

$$C_{nom} = 50\text{mm}$$

Lasketaan tehollinen korkeus d: (liite 2)

$$d = h_{antura} - C_{nom} - \left( \frac{\phi 10 + \phi 8}{2} \right)$$

$$d = 400\text{mm} - 50\text{mm} - \left( \frac{10\text{mm} + 8\text{mm}}{2} \right)$$

$$d = 341\text{mm} = 0,341\text{m}$$

Lasketaan mitoittava vetovoima  $F_s$ : /12, s.130 kaava 9.13./

$$z_i = 0,9 * d \text{ (sisäinen momenttivarsi)}$$

$$z_e = (0,15 * b_{pilari} + 450 \text{ mm}) / 2 \text{ (} b_{pilari} = 0,5\text{m katso s.45)}$$

$R = (0,15 * b_{pilari} + 450 \text{ mm}) * Nd$  (katso s.15) pystykuorma, joka vastaa maanpaineen resultanttia /lähde 12, s.130 kaava 9.13./

$$F_s = R * \frac{z_e}{z_i}$$

$$F_s = 83,7\text{kN} * \frac{(0,15 * 0,5\text{m} + 0,45\text{m}) / 2}{0,9 * 0,341\text{m}}$$

$$F_s = 71,6\text{kN}$$

Lasketaan olemassa olevan raudoituksen kestävyys:

Tutkittavassa kohteessa raudoituksena oli käytetty 5 kpl T10 + 4 kpl T8 metriä kohden, joten tarkastetaan raudoitus pienemmälle raudoitukselle eli 4 kpl T8. (liite 1).

$F_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$  kakkosluokan betonirakenteiden raudoitukselle, jonka lujuusluokka on  $500 \text{ N/mm}^2$  /12, s.31./

$$F_{s,\max} = A_s * f_{yd}$$

$$F_{s,\max} = (4 * \pi * r^2) * 435 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{s,\max} = (4 * \pi * 4^2) * 435 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{s,\max} = 87461 \text{ N} = 87,4 \text{ kN}$$

$$F_s = 71,6 \text{ kN} \leq F_{s,\max} = 87,4 \text{ kN} \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 82\%}$$

### 4.3 Läpileikkautuminen

Läpileikkautuminen tarkoittaa pilarianturoissa pilariosan pyrkimystä leikkautua anturalaatasta läpi, koska anturalaatta tukeutuu arinaan ja ottaa kuormituksen vastaan.

Läpileikkautumisen tulee täyttää ehto:

$$V_c \geq V_d$$

”Lävistysmitoitusta ei toistaiseksi tehdä standardin EN 1991-1-2 mukaan. Sen sijaan lävistysmitoitus tehdään Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 "Betonirakenteet, ohjeet" kohdan 2.2.2.7 mukaan koska standardin lävistysmitoituksessa on huomattu tiettyjä ristiriitaisuuksia koetuloksiin nähden siten, että standardin mitoituksella saatavat kapasiteetit ovat tietyissä tapauksissa epävarmalla puolella” /13, s.7 kohta 6.4./

Taivutusmomentti  $M_d$  betonipilarin yläpäässä:

$$M_{d_{\text{yläpää}}} = 19,72 \text{ kNm} \quad (\text{betonipilarin yläpäässä (katso s.21)})$$

Lasketaan mittaepätarkkuuteen liittyvä  $\alpha_h$ -kerroin: /12, s.46. kaava 5.1./

$l = 1,6 \text{ m}$  on betonipilarin korkeus

$$\phi_0 = \frac{1}{200} \text{ on perusarvo /12, s.46 kaava 5.1./}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\alpha_h = \frac{2}{1,6}; \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\alpha_h = 1,58; \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\alpha_h = 1$$

Lasketaan mittaepätarkkuuteen liittyvä  $\alpha_m$ -kerroin: /12, s.46 kaava 5.1./

$m = 1$ , kun tarkastellaan yksittäistä rakennusosaa /12, s.46 kaava 5.1./

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

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{1}\right)}$$

$$\alpha_m = 1$$

Lasketaan betonipilarin omapaino käyttörajatilassa  $g_{k5}$ :

Teräsbetonin tiheys = 25 kN/m<sup>3</sup>

$b_{\text{pilari}}, l_{\text{pilari}} = 0,5 \text{ m}$  (katso s.45)

$h_{\text{pilari}} = 1,4 \text{ m}$  (katso s.45)

$$g_{k5} = b_{\text{pilari}} * l_{\text{pilari}} * h_{\text{pilari}} * 25 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$g_{k5} = 0,5 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 1,6 \text{ m} * 25 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$g_{k5} = 10 \text{ kN}$$

Lasketaan normaalivoimat  $N_d$  kesä- ja talviolosuhteissa:

$N_d = 130 \text{ kN}$  (pilarin laskennassa saatu pystykuorma (katso s.20))

$g_{k4} = 0,327 \text{ kN/m}$  on teräspilarin massa metriä kohden /2, s.153 taul. 3.1./

$l_{\text{jänneväli}} = 22,5 \text{ m}$  (katso s.14)

$q_{k,\text{lumi}} = 2 \text{ kN/m}^2$  (katso s.12)

$s = 3,34 \text{ m}$  (katso s.13)

$k = 1,1$  (katso s.13)



$$\psi_{0,2} = 0,7 \text{ (katso s.19)}$$

$$Nd_{\text{talvi}} = 130kN + g_{k4} * h_{\text{teräspilari}} + g_{k5} * 1,15$$

$$Nd_{\text{talvi}} = 130kN + 0,327kN / m * 4,53m + 10kN * 1,15$$

$$Nd_{\text{talvi}} = 143kN$$

$$Nd_{\text{kesä}} = Nd_{\text{talvi}} - s * \frac{l_{\text{jänneväli}}}{2} * q_{k,lumi} * \psi_{0,2} * 1,5 * k + g_{k5} * 1,15$$

$$Nd_{\text{kesä}} = 131,5kN - 3,34m * \frac{22,5mm}{2} * 2kN / m^2 * 0,7 * 1,5 * 1,1 + 10 * 1,15$$

$$Nd_{\text{kesä}} = 56,21kN$$

Lasketaan mittaepätarkkuudesta johtuva taivutusmomentti betonipilarin juuressa  $Md_2$ :

$$Md_2 = \phi_0 * \alpha_h * \alpha_m * l * Nd$$

$$Md_2 = \frac{1}{200} * 1 * 1 * 1,6m * 143kN$$

$$Md_2 = 1,144kNm$$

Lasketaan minimiepäkeskisyydestä  $e_{0,\min}$  johtuva momentti  $Md_3$ : /12, s.69 kohta 6.1 4./

$$h_{\text{pilari}} = 500mm \text{ (katso s.45)}$$

$$e_{0,\min} = \max\left(\frac{h/30}{20mm}\right)$$

$$e_{0,\min} = \max\left(\frac{500mm/30}{20mm}\right)$$

$$e_{0,\min} = \max\left(\frac{16,7mm}{20mm}\right)$$

Valitaan 20 mm epäkeskisyyttä, jolloin alapäähän vaikuttava momentti saa arvon:

$$Md_3 = e_{0,\min} * Nd_{\text{talvi}}$$

$$Md_3 = 0,02m * 143kN$$

$$Md_3 = 2,86kNm$$

Valitaan tämän tapauksen momentti laskentaa, koska se on suurempi.

Lasketaan mitoittava momentti  $Md$ :

$$Md_{\text{yläpää}} = 19,72kNm \text{ (katso s.48)}$$

$$Md = Md_{\text{yläpää}} + Md_2$$

$$Md = 19,72kNm + 2,86kNm$$

$$Md = 22,58kNm$$

Lasketaan epäkeskisyys  $e$  kesä- ja talviolosuhteissa: /15, s.197 esimerkki 9.1./

$$e_{\text{talvi}} = \frac{Md}{Nd}$$

$$e_{\text{talvi}} = \frac{22,58kNm}{143kN}$$

$$e_{\text{talvi}} = 0,158m$$

$$e_{\text{kesä}} = \frac{Md}{Nd}$$

$$e_{\text{kesä}} = \frac{22,58kNm}{56,21kN}$$

$$e_{\text{kesä}} = 0,402m$$

Lasketaan tuen reunasta etäisyydellä  $0,5 * d$  olevan leikkauksen pinta-ala  $A_u$ : /15, s.19./

$$b_{\text{pilari}} = 0,5 \text{ m (katso s.45)}$$

$$d = \text{anturan tehollinen korkeus } 0,341 \text{ m (katso s.47)}$$

$$A_u = (d + b_{\text{pilari}}) * (d * b_{\text{pilari}})$$

$$A_u = (0,341m + 0,5m) * (0,341m * 0,5m)$$

$$A_u = 0,707m^2$$

Lasketaan tuen reunasta etäisyydellä  $0,5 * d$  olevan leikkauksen piiri  $u$ : /15, s.202-204 esimerkki 9,2./

$$u = 4 * (b_{\text{pilari}} + d)$$

$$u = 4 * (0,5m + 0,341m)$$

$$u = 3,364m$$

Lasketaan  $\beta$ -kerroin kesä- ja talviolosuhteissa: /14, s.19 kaava 2.38./

$$\beta_{talvi} = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5 * e}{\sqrt{A_u}}}$$

$$\beta_{talvi} = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5 * 0,158m}{\sqrt{0,707m}}}$$

$$\beta_{talvi} = 0,312$$

$$\beta_{kesä} = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5 * e}{\sqrt{A_u}}}$$

$$\beta_{kesä} = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5 * 0,402m}{\sqrt{0,707m}}}$$

$$\beta_{kesä} = 0,233$$

Lasketaan tuen reunasta etäisyydellä  $0,5 * d$  oleva suhteellinen teräspinta-ala  $\rho$ : /15, s.202-204 esimerkki 9.2./

Tutkittavan kohteen raudoitus 1,4 m kohden 7 kpl T10 + 4 kpl T8 (liite 1).

$$\rho = \frac{7 * \pi * r^2 + 4 * \pi * r^2}{b_{antura} * d} \leq 0,008$$

$$\rho = \frac{7 * \pi * 5^2 + 4 * \pi * 4^2}{1400mm * 341mm} \leq 0,008$$

$$\rho = 0,00157 \leq 0,008 \quad ok!$$

Lasketaan lävistyskestävyys  $V_c$  kesä- ja talvilosuhteissa: /14, s.19 kaava 2.38./

$$k = 1, \text{ kun betonitiheys } \rho_c \text{ on } 1\,800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c \leq 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_u = 0,707 \text{ m}^2 \text{ (katso s.51)}$$

$$F_{ctd} = 1200 \text{ kN/m}^2 \text{ (katso s.46)}$$

$$V_{c,talvi} = k * \beta * (1 + 50 * \rho) * u * d * F_{ctd}$$

$$V_{c,talvi} = 1 * 0,312 * (1 + 50 * 0,00157) * 3,364m * 0,341m * 1200kN / m^2$$

$$V_{c,talvi} = 463kN$$

$$V_{c,kesä} = k * \beta * (1 + 50 * \rho) * u * d * F_{ctd}$$

$$V_{c,kesä} = 1 * 0,233 * (1 + 50 * 0,00157) * 3,364m * 0,341m * 1200kN / m^2$$

$$V_{c,kesä} = 345kN$$

Tutkittaessa selvisi, että kesäolosuhteet ovat läpileikkautumisen kannalta pahemmat. Tilanne pahenee suhteessa normaalivoiman pienuuteen.

Lasketaan lävistysvoima Vd: (15, s.204)

$Pd = 100 \text{ kN/m}^2$  perusmaan geotekninen kantavuus (katso s.45)

$b_{pilari} = 0,5 \text{ m}$  (katso s.45)

$b_{antura} = 1,4 \text{ m}$  (katso s.45)

$d = 0,341 \text{ m}$  (katso s.47)

$$Vd = Pd * [b_{antura}^2 - (b_{pilari} + 2 * d^2)]$$

$$Vd = 100kN / m^2 * [(1,4m)^2 - (0,5m + 2 * (0,341m)^2)]$$

$$Vd = 122,8kN$$

Ehto läpileikkautumiselle:

$$V_{c,kesä} \geq Vd$$

$$345kN \geq 122,8kN \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 35,6\%}$$

## 5. LIITOKSET

### 5.1 Pilarianturan yläpään liitos

Siilinjärven Mäntyranan kesäteatterin pilarianturoissa on kaksi liitoskohtaa, liitos teräspilarin ja pilarianturan välissä ja liitos betonipilarin ja betonianturan välissä. Molemmat liitokset mitoitetaan vedolle ja tarkistetaan ankkurointipituus. Mitoituksessa käytettiin statiikkaohjelmaa apuna mitoituskuormien selvittämiseksi.

#### 5.1.1 Teräspilarin ja pilarianturan välisen liitoksen vetokestävyys

Vetokestävyys tulee täyttää ehto:

$$N_{u,Rd} \geq N_{t,d}$$

Lasketaan mitoittava vetovoima  $N_{t,d}$ :

Vetovoimaa laskettaessa pahin tilanne syntyy silloin, kun normaalivoima eli puristava voima on pienin mahdollinen.

$$N_{d_{\text{kesä}}} = 56,21 \text{ kN} - g_{k5} * 1,15 \text{ (katso s.50)}$$

$$N_{d_{\text{kesä}}} = 56,21 \text{ kN} - 10 \text{ kN} * 1,15$$

$$N_{d_{\text{kesä}}} = 44,71 \text{ kN}$$

$z_i = 0,25 \text{ m}$  on momenttivarsi eli pulttien välinen etäisyys keskeltä keskelle. (liite 8&9)

$$M_{d_{\text{yläpää}}} = 19,72 \text{ kNm (katso s.51).}$$

0,9 = kerroin normaalivoimalle silloin, kun sillä on epäedullinen vaikutus.

$$N_{t,d} = \frac{Md}{z_i} - \frac{Nd}{2} * 0,9$$

$$N_{t,d} = \frac{19,72 \text{ kNm}}{0,25 \text{ m}} - \frac{44,71 \text{ kN}}{2} * 0,9$$

$$N_{t,d} = 58,76 \text{ kN}$$

Lasketaan yhden pultin vetokestävyys  $N_{u,Rd}$ : /9, s.52 kaava 6.7./

$$A_{net} = M30 \text{ pultin pinta-ala} = \pi * r^2 \text{ (liite 8\&9)}$$

$$f_{ub} = 640 \text{ N/mm}^2 /2, \text{ s.91 taul. 4.2.1a./}$$

$$\gamma_{m2} = 1,25 /9, \text{ s.48 kohta 6.1./}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 * \pi * r^2 * f_{ub}}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 * \pi * (15\text{mm})^2 * 640 \text{ N/mm}^2}{1,25}$$

$$N_{u,Rd} = 325,7 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} \geq N_{t,d}$$

$$325,7 \text{ kN} \geq 58,76 \text{ kN} \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 18,1\%}$$

### 5.1.2 Teräspilarin ja pilarianturan välisen liitoksen ankkurointikestävyys

Lasketaan ankkuroitava voima  $F_{ed}$ : /12, s. 131 kaava 9./

$$V_d = 6,6 \text{ kN (liite 3)}$$

$$N_{t,d} = 58,76 \text{ kN}$$

$\cot \theta = 2,5$  (suurin pienin mahdollinen puristuskaistojen kulma, vie varmalle puolelle mitoituksessa (12, s.74 kohta 6.7N./)

$$F_{ed} = \frac{1}{2} * V_d * \cot \theta + N_{t,d}$$

$$F_{ed} = \frac{1}{2} * 6,6 \text{ kN} * 2,5 + 58,76 \text{ kN}$$

$$F_{ed} = 67,01 \text{ kN}$$

Lasketaan teräksen mitoitus jännitys  $\sigma_{sd}$ :

$$A_s = 2 \text{ kpl M30 pultin pinta-ala} = 2 * \pi * r^2 \text{ (liite 6)}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{Fed}{As}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{67010N}{2 * \pi * (15mm)^2}$$

$$\sigma_{sd} = 47,4N / mm^2$$

Lasketaan tankojen tartuntalujuuden arvo  $f_{bd}$ : /12, s.101 kaava 8.2)

$\eta_1 = 0,7$ , kun ”hyviä” tartuntaolosuhteita ei ole. Raudoitus on betonivalun yläreunassa, jolloin tartunta ei ole niin hyvä kuin, jos raudoitus sijaitsisi alareunassa.

$\eta_2 = 1$ , kun pultin halkaisija on pienempi kuin 32 mm. Tutkittavassa kohteessa on M30 pultti.

$$F_{ctd} = 1,2 N/mm^2 \text{ (katso s.52)}$$

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * F_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 0,7 * 1 * 1,2N / mm^2$$

$$f_{bd} = 1,89N / mm^2$$

Lasketaan vaadittava ankkurointipituus  $L_{bd,rqd}$ : /12, s.102 kaava 8.3./

$$L_{bd,rqd} = \frac{\phi * \sigma_{sd}}{4 * f_{bd}}$$

$$L_{bd,rqd} = \frac{30mm}{4} * \frac{47,4N / mm^2}{1,89N / mm^2}$$

$$L_{bd,rqd} = 188,1mm$$

Tutkittavan kohteen pultit ovat 590 mm pitkiä, joiden ankkurointi pituus on 440 mm. (lähde 6)

## 5.2 Pilarianturan alapään liitos

### 5.2.1 Betonianturan ja –pilarin välisen liitoksen vetokestävyys

Vetokestävyys tulee täyttää ehto:

$$N_{u,Rd} \geq N_{t,d}$$

Lasketaan mitoittava vetovoima  $N_{t,d}$ :

Vetovoimaa laskettaessa pahin tilanne syntyy silloin, kun normaalivoima eli puristava voima on pienin mahdollinen.

$$N_{d_{\text{kesä}}} = 56,21 \text{ kN (katso s.50)}$$

$z_i = 0,407 \text{ m}$  on momenttivarsi eli raudoituksen välinen etäisyys keskeltä keskelle. (liite

$$M_d = 22,58 \text{ kNm (katso s.51).}$$

0,9 = kerroin normaalivoimalle silloin, kun sillä on epäedullinen vaikutus.

$$N_{t,d} = \frac{Md}{z_i} - \frac{Nd}{2} * 0,9$$

$$N_{t,d} = \frac{22,58 \text{ kNm}}{0,407 \text{ m}} - \frac{56,21 \text{ kN}}{2} * 0,9$$

$$N_{t,d} = 27,4 \text{ kN}$$

Lasketaan yhden pultin vetokestävyys  $N_{u,Rd}$ : /9, s.52 kaava 6.7./

$$A_{\text{net}} = \text{T25 raudan pinta-ala} = \pi * r^2 \text{ (liite 2)}$$

$$f_{ub} = 640 \text{ N/mm}^2 /1, \text{ s.91 taul. 4.2.1a./}$$

$$\gamma_{m2} = 1,25 /9, \text{ s.48 kohta 6.1./}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 * \pi * r^2 * f_{ub}}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 * \pi * (12,5 \text{ mm})^2 * 640 \text{ N/mm}^2}{1,25}$$

$$N_{u,Rd} = 226,1 \text{ kN}$$



Ehto vetokestävyydelle:

$$N_{u,Rd} \geq N_{t,d}$$

$$226,1kN \geq 27,4kN \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 11,5\%}$$

### 5.2.2 Betonianturan ja -pilarin välisen liitoksen ankkurointikestävyys

Lasketaan ankkuroitava voima  $F_{ed}$ : /12, s.131 kaava 9.3./

$$V_d = 13 \text{ kN (liite 8\&9)}$$

$$N_{t,d} = 27,4 \text{ kN}$$

$\cot \theta = 2,5$  (suurin pienin mahdollinen puristuskaistojen kulma, vie varmalle puolelle mitoituksessa /lähde 12, s.74 kohta 6.7N./)

$$F_{ed} = \frac{1}{2} * V_d * \cot \theta + N_{t,d}$$

$$F_{ed} = \frac{1}{2} * 13kN * 2,5 + 27,4kN$$

$$F_{ed} = 46,15kN$$

Lasketaan teräksen mitoitus jännitys  $\sigma_{sd}$ :

$$A_s = 2 \text{ kpl M30 pultin pinta-ala} = 2 * \pi * r^2 \text{ (lähde 8\&9)}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{ed}}{A_s}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{46150 \text{ N}}{2 * \pi * (12, \text{ mm} )^2}$$

$$\sigma_{sd} = 47,1 \text{ N / mm}^2$$

Lasketaan tankojen tartuntalujuuden arvo  $f_{bd}$ : /12, s.101 kaava 8.2./

$\eta_1 = 1$ , kun on ”hyvät” tartuntaolosuhteet. Teräkset sijaitsevat anturalaatan alapinnassa ja silloin niihin voidaan olettaa tulevan hyvä tartuntatila.

$\eta_2 = 1$ , kun pultin halkaisija on pienempi kuin 32 mm. Tutkittavassa kohteessa on M30 pultti.

$$F_{ctd} = 1,2 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.52)}$$

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * F_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

Lasketaan vaadittava ankkurointipituus  $L_{bd,rqd}$ : /12, s.102 kaava 8.3./

$$L_{bd,rqd} = \frac{\phi * \sigma_{sd}}{4 * f_{bd}}$$

$$L_{bd,rqd} = \frac{25 \text{ mm}}{4} * \frac{32,65 \text{ N/mm}^2}{2,7 \text{ N/mm}^2}$$

$$L_{bd,rqd} = 75,5 \text{ mm}$$

Tutkittavan kohteen teräksien ankkurointipituus on yli 600 mm, joten ankkurointipituus riittää hyvin. (liite 6)

### 5.3 Teräspilarin ja liimapuupalkin liitos

Teräspilarin ja liimapuuisen harjapalkin liitos toteutetaan pulttiliitoksena ja kaksileikkeisenä, jossa uloimmat osat ovat terästä ja väliin jää liimapuupalkki. Tutkimuksessa mitoitus tapahtuu vetovoimalle  $N_d$ . Tuulen osapainemenetelmään perustuva mitoitus ja siitä tuleva imu ”katokseen” on tutkittava erikseen.

$N_{c,d} = N_d = 60,01 \text{ kN}$  on mitoitettava vetovoima (katso s.62)

Lasketaan liitos yhdelle pultille, jolloin täytyy selvittää pultin A.

$$A = \pi * r^2$$

$$f_{ub} = 640 \text{ N/mm}^2, 8.8 \text{ pultille } /17, \text{ s.91 taul. 4.2.1a./}$$

$$\gamma_{m2} = 1,25 /9, \text{ s.48 kohta 6.1./}$$

Lasketaan tarvittava pinta-ala pultille: /9, s.52 kaava 6.7./

Valitaan kierteinen pultti, jolloin  $A = A * 0,78 /17, \text{ s. 95 kohta 4.2.5./}$

$$A \geq \frac{\gamma_{m2} * N_d}{0,9 * f_{ub} * 0,78}$$

$$A \geq \frac{60010 \text{ N} * 1,25}{0,9 * 640 \text{ N/mm}^2 * 0,78}$$

$$A \geq 167 \text{ mm}^2$$

Sopiva pultti vedolle on 16 mm,  $A = 201 \text{ mm}^2$

## 6. KEHÄN STABILITEETTI

Rakennekokonaisuuksien stabiliteetilaskelmat ovat oleellinen osa lujuuslaskelmia. Stabilitettiin menetyksestä rakenteessa voi syntyä vaarallinen ”dominoefekti”, jolloin yhden rakenneosan pettäessä muutkin osat pettävät toisensa jälkeen. Tutkivassa kohteessa stabiliteetin varmistamiseksi käytettiin puristussauvoina liimapuuta ja vetotankoina terästä.

### 6.1 Kuormien laskeminen

Lasketaan tuulesta aiheutuva voima päätyपालille murtorajatilassa:

Kerroin  $C_f$  on 1,45 tuulen ollessa pidempää sivua kohtisuoraan.

$$q_{w,d} = C_s C_d * C_f * q_{p0}(z) * 1,5 / 4, \text{ s.136 kaava 5.3./}$$

$$q_{w,d} = 1 * 1,45 * 0,57 \text{ kN/m}^2 * 1,5$$

$$q_{w,d} = 1,241 \text{ kN/m}^2 \text{ (katso s.17-18)}$$

=> Kokonaisvoima  $F_{w,d}$  päätyपालareille murtorajatilassa:

$$l = 22,5 \text{ m (rakennuksen pidempi sivu)}$$

$$2,5 \text{ m} = \text{arvioitu päätyseinän korkeus}$$

$$(1,8 \text{ m} + 1,1 \text{ m}) / 2 = \text{harjapalkin korkeuden keskiarvo}$$

$$F_{w,d} = q_{w,d} * \frac{l}{2} * \frac{(h_{harja} + h_{pääty})}{2} + q_{w,d} * \frac{l}{2} * 2,5 \text{ m}$$

$$F_{w,d} = 1,241 \text{ kN/m}^2 * \frac{22,5 \text{ m}}{2} * \frac{(1,8 \text{ m} + 1,1 \text{ m})}{2} + 1,241 \text{ kN/m}^2 * \frac{22,5 \text{ m}}{2} * 2,5 \text{ m}$$

$$F_{w,d} = 55,15 \text{ kN}$$

Liimapuuisen harjapalkin pystykuorma murtorajatilassa:

$$P_d = 14,84 \text{ kN/m (katso s.15)}$$

Harjapalkin yläreunan kriittinen puristusvoima harjalla murtorajatilassa: /5, s.163 kaava 9.36./

$$M_{d\text{mitoitava}} = 939,1 \text{ kNm (katso s.29)}$$

$$k_{crit} = 0,715 \text{ (katso s.42)}$$

$$h_{harja} = 1,8 \text{ m (katso s.15)}$$

=> Kriittinen normaalivoima  $N_d$  harjalla on siis: /5, s.163 kaava 9.36./

$$N_{d_{crit}} = (1 - k_{crit}) * \frac{M_{d_{harja}}}{h_{harja}}$$

$$N_{d_{crit}} = (1 - 0,715) * \frac{939,1kNm}{1,8m}$$

$$N_{d_{crit}} = 148,7kN$$

$n = 4$  kpl palkkeja rivissä lyhyemmällä sivulla

Lasketaan  $kl$ -kerroin: /5, s.164 kaava 9.38./

$$l = 22,5 \text{ m (palkin jänneväli, katso s.14)}$$

$$kl - \text{kerroin} = \min \left[ \begin{array}{c} 1 \\ \sqrt{\frac{15}{l}} \end{array} \right]$$

$$kl - \text{keeroin} = \min \left[ \begin{array}{c} 1 \\ \sqrt{\frac{15}{22,5}} \end{array} \right]$$

$$kl = 0,8165$$

Palkistosta johtuva jäykistyskuorma  $q_d$  murtorajatilassa: /5, s. 162 kaava 9.37./

$$q_d = kl * n * \frac{N_{d_{crit}}}{50 * l_0}$$

$$q_d = 0,816 * 4 * \frac{148,7kN}{50 * 22,5m}$$

$$q_d = 0,432kN / m$$

Jäykistysristikon sauvavoimat  $N_{c,d}$  murtorajatilassa:

$$N_{c,d} = F_{w,d} + \frac{q_d * l}{2}$$

$$N_{c,d} = 55,15kN + \frac{0,432kN / m * 22,5m}{2}$$

$$N_{c,d} = 60,01kN$$

## 6.2 Yläpohjan jäykisteristikon puristussauvan nurjahduskestävyys

Yläpohjan jäykisteristikon puristussauvat tulee tutkia mahdollista nurjahdusta vastaan. Mikäli nurjahduskestävyys ylittyy, katoaa jäykisteristikon stabiilius ja rakenne voi sortua.

puristetun sauvan tulee täyttää ehto: /5, s. 76 kaava 6.33./

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} * F_{c,0,d}} \leq 1$$

Valitaan puristussauvaksi 100 mm \* 100 mm liimapuu GL 32c (katso s.13)

Lasketaan nurjahduspituus  $l_{c,z}$ : /5, s.74 taul.6.1./

$l = 3,34$  m (kuormaleveys katso s.14)

$$l_{c,z} = 1 * 3,34m$$

$$l_{c,z} = 3,34m$$

Lasketaan sauvan jäyhyysmomentti  $I_y$ : /11, s.144./

$$I_y = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_y = \frac{100mm * (100mm)^3}{12}$$

$$I_y = 83,33 * 10^5 mm^4$$

Lasketaan sauvan jäyhyyssäde  $i_y$ : /5, s.73 kaava 6.20.2S./

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{83,33 * 10^5 mm^4}{100mm * 100mm}}$$

$$i_y = 28,867mm$$

Lasketaan hoikkuusluku  $\lambda$ : /5, s.73 kaava 6.20.2S./

$$\lambda_y = \frac{l_{c,z}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{3340\text{mm}}{28,867\text{mm}}$$

$$\lambda_y = 115,7$$

Lasketaan muunnettu hoikkuusluku  $\lambda_{rel,y}$ : /5, s.74 kaava 6.22./

$F_{c,0,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2$  (puristuslujuus puun syysuuntaa vastaan (katso s.13))

$E_{0,05} = 11\,100 \text{ N/mm}^2$  (liimapuun kimmomoduli (katso s.13))

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} * \sqrt{\frac{F_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{115,7}{\pi} * \sqrt{\frac{26,5\text{N} / \text{mm}^2}{11110\text{n} / \text{mm}^2}}$$

$$\lambda_{rel,y} = 1,7995$$

Lasketaan kerroin  $k_y$ : /5, s.76 kaava 6.27./

$\beta_c = 0,1$  (alkukäyryydestä riippuva kerroin liimapuulle /5, s.76 kaava 6.29./)

$$k_y - \text{kerroin} = 0,5 * \left[ 1 + \beta_c * (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right]$$

$$k_y - \text{kerroin} = 0,5 * \left[ 1 + 0,1 * (1,7995 - 0,3) + 1,7995^2 \right],$$

$$k_y - \text{kerroin} = 2,193$$

Lasketaan nurjahduskerroin  $k_{c,y}$ : /5, s.76 kaava 6.25./

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{2,193 + \sqrt{2,193^2 - 1,7995^2}}$$

$$k_{c,y} = 0,29$$

Lasketaan puristusjännitys  $\sigma_{c,0,d}$ :

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{c,d}}{A}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{60010N}{100mm * 100m}$$

$$\sigma_{c,0,d} = 6N / mm^2$$

Lasketaan puristuslujuus  $F_{c,0,d}$ : /5, s.44 kaava 2.17./

$k_{mod}$ -kerroin = 1,1 (aikaluokka: hetkellinen) /5, s.45 taul. 3.1./

$\gamma_m = 1,2$  (osavarmuuskerroin liimapuulle) /5, s.43 taul 2.10-FI./

$F_{c,0,d} = 26,5 N/mm^2$  (katso s.14)

$$F_{c,0,d} = \frac{F_{c,0,k} * k_{mod}}{\gamma_m}$$

$$F_{c,0,d} = \frac{26,5N / mm^2 * 1,1}{1,2},$$

$$F_{c,0,d} = 24,3N / mm^2$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} * F_{c,0,d}} \leq 1$$

$$\frac{6,123N / mm^2}{0,29 * 24,3N / mm^2} \leq 1$$

0,868  $\leq 1$  ok! käyttöaste : 86,8%

### 6.3 Vetotangon kestävyys

Vetovoima tulee täyttää ehto: /9, s.52 kaava 6.7./

$$\frac{\sigma_{t,d}}{F_d} \leq 1$$

Lasketaan vetovoima  $F_{t,d}$ :

Laskettaessa vetotangoille tulevaa vetovoimaa on selvitettävä kulma  $\alpha$ , jossa tangot ovat suhteessa palkkeihin. Kulman selvittäminen pystytään määrittelemään puristussauvojen jakoväli s:n avulla, joka määräytyy sauvojen kappalemäärä/jäykistysristikossa avulla.



Puristussauvojen määrä jäykistysristikossa kpl, kun pyritään 45° kulmaan vetotangoille:

$$määrä = \frac{22,5m_{palkinpituus}}{3,34m_{kuormitusl\ eveys}}$$

$$määrä = 6,74kpl$$

Valitaan puristussauvojen määräksi 7 kpl, jolloin puristussauvojen väliksi saadaan:

$$s = \frac{22,5m}{7kpl}$$

$$s = 3,21m / kpl$$

Lasketaan kulma  $\alpha$ :

$$\alpha = \arctan\left(\frac{3,21m}{3,34m}\right)$$

$$\alpha = 43,86^\circ$$

Vetovoimaksi  $N_{t,d}$  saadaan:

$$N_{c,d} = 61,01 \text{ kN (katso s. 62)}$$

$$N_{t,d} = \frac{N_{c,d}}{\cos(43,9)}$$

$$N_{t,d} = \frac{61,01kN}{\cos(43,9)}$$

$$N_{t,d} = 85kN$$

Lasketaan vetolujuus  $N_{t,Rd}$ : /9, s.52 kaava 6.7./

$$F_k = 640 \text{ N/mm}^2 \text{ pultti 8.8 /17, s.91 taul. 4.2.1a./}$$

$$\gamma_{m2} = 1,25 /17, s.91 taul. 4.2.1a./$$

$$N_{t,Rd} = \frac{F_k}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{640N / mm^2}{1,25}$$

$$N_{t,Rd} = 512N / mm^2$$

Lasketaan vetojännitys  $\sigma_{t,d}$ :

$d = 16 \text{ mm}$  (pyörötanko, valittu)

$$A_{ef} = \frac{\pi * d^2 * 0,9}{4}$$

$$A_{ef} = \frac{\pi * (16\text{mm})^2 * 0,9}{4}$$

$$A_{ef} = 180\text{mm}^2$$

$$\sigma_{t,d} = \frac{N_{t,d}}{A_{ef}}$$

$$\sigma_{t,d} = \frac{85000\text{N}}{180\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{t,d} = 470\text{N} / \text{mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,d}}{F_d} \leq 1$$

$$\frac{470\text{N} / \text{mm}^2}{512\text{N} / \text{mm}^2} \leq 1$$

$$0,92 \leq 1 \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 92\%}$$

#### 6.4 Jäykisteristikon puristussauvan tukipainekestävyys

Jäykisteristikon puristussauvat pyrkivät painumaan päästään kasaan puristusvoiman vaikutuksesta. Tukipainekestävyys tutkitaan, jottei jäykisteristikon puristussauvat painaudu tai lyhene stabiiliuden säilyttämisen kannalta kriittisesti.

Puristusjännitys  $\sigma_{c,0,d}$  palkissa:

$$\sigma_{c,0,d} = 6 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.65)}$$

Puristuslujuus syysuuntaa vastaan  $F_{c,90,d}$  palkissa: /5, s.44 kaava 2.17./

$k_{\text{mod}}$ .kerroin = 1,1 (aikaluokka: hetkellinen) /5, s.45 taul. 3.1./

$\gamma_m = 1,2$  (osavarmuuskerroin liimapuulle) /5, s.43 taul. 2.10-FI./

$$F_{c,0,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (katso s.14)}$$

$$F_{c,0,d} = \frac{F_{c,90,k} * k_{mod}}{\lambda_m}$$

$$F_{c,0,d} = \frac{3,0N/mm^2 * 1,1}{1,2}$$

$$F_{c,0,d} = 2,75N/mm^2$$

Tutkitaan ehto  $k_{c,90}$ -kertoimelle: /5, s.44 kaava 2.17./

” $k_{c,90}$ -kerroin on 1,5 havupuiselle liimapuulle, mikäli tutkittavan kohteen puristus pintojen etäisyys  $l_1 \geq 2 * h$ ” /5, s.67 kuva 6.3S./ H tarkoittaa tässä ehdossa tutkittavan kohteen leveyttä eli palkin leveyttä, joka on 0,165 m.  $L_1 = s$  on 3,21 m (katso s.28).

$$l_1 \geq 2 * h$$

$$3,21m \geq 2 * 0,165m, \text{ jolloin :}$$

$$k_{c,90} = 1,5$$

Lasketaan tehollinen tukipinnan pituus  $l_{c,90,ef}$ :

Puristussauvan pituus on 100 mm, ”tehollinen kosketuspinnan  $l_{c,90,ef}$  määritetään lisäämällä kosketuspinnan pituuteen  $l$  molemmin puolin 30 mm kuitenkin enintään  $a$ ,  $l$  tai  $l_1 / 2$ ” /5, s.66 kaava 6.4S ja 5, s.67 kuva 6.2.S./ Suunniteltu palkki jatkuu tuen yli, jolloin  $a$  olisi 40 mm,  $l$  on kosketuspinnan leveys eli 100 mm,  $l_1 / 2$  on 3,21 m / 2. Kaavassa olevan ehdon mukaan lisäys on:

$$l_{c,90,ef} = \min \left( \begin{array}{l} 30mm \\ a = 40mm \\ l = 100mm \\ l_1 / 2 = 1605mm \end{array} \right) + 100mm + \min \left( \begin{array}{l} 30mm \\ a = 40mm \\ l = 100mm \\ l_1 / 2 = 1605mm \end{array} \right)$$

$$l_{c,90,d} = 160mm$$

Lasketaan tukipaine kerroin  $k_{c,\perp}$ : /5, s.44 kaava 2.17./

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

$$k_{c,\perp} = \frac{160mm}{100mm} * 1,5$$

$$k_{c,\perp} = 2,4$$

Ehto tukipainekestävyydelle: /5, s.44 kaava 2.17./

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

$$6N/mm^2 \leq 2,4 * 2,75N/mm^2$$

$$6 \leq 6,6 \quad \text{ok!} \quad \text{käyttöaste : 91\%}$$

### 6.5 Jäykisteristikon vetotangon ankkuroitnikestävyys

Mitoituksessa tarvittavia tekijöitä:

$t_t = 10$  mm teräslevyn paksuus (valittu)

$b = 165$  mm liimapuupalkin leveys

$d = 10$  mm kansiruuvien halkaisija (valittu)

$l = 130$  mm ruuvien pituus (valittu)

Lasketaan leikkausvoima  $V_d$  teräslevyn ja palkin välissä:

$$N_{t,d} = 85 \text{ kN (katso s.66)}$$

$$\alpha = 43,86^\circ \text{ (katso s.66)}$$

$$V_d = N_{t,d} * \cos(90 - \alpha)$$

$$V_d = 85 \text{ kN} * \cos(90 - 43,86)$$

$$V_d = 59 \text{ kN}$$

Lasketaan kansiruuvien sileän osan tunkeuma puuhun:

$$l_{\text{tunkeuma}} = 0,4 * l - t_t$$

$$l_{\text{tunkeuma}} = 0,4 * 130 \text{ mm} - 10 \text{ mm}$$

$$l_{\text{tunkeuma}} = 42 \text{ mm}$$

Kansiruuvien leikkauskestävyys:

”Kansiruuveille, joiden tunkeuma puuhun on vähintään mitan  $4 * d$  verran, liitoksen leikkauskestävyys määritetään ruuvien sileän varren halkaisija mitan  $d$  mukaan ( $d_{ef} = d$ )”  
/5, s.225./

$$d_{ef} = 4 * d \leq l_{tunkeuma}$$

$$d_{ef} = 4 * 10 \leq 42mm$$

$$40mm \leq 42mm \quad ok!$$

$$d_{ef} = d$$

”Kansiruuveille, joiden halkaisija  $d > 6mm$ , käytetään mitoituksessa pulttiliitosten sääntöjä” /5, s.225./

Lasketaan pultin myötömomentti  $M_y$ : /5, s.228 kaava B.6.25./

$$f_{uk} = 400 \text{ N/mm}^2 \text{ ruuvi 4.6 (valittu) /17, s.91 taul. 4.2.1a./}$$

$$M_y = 0,3 * f_{uk} * d^{2,6}$$

$$M_y = 0,3 * 400^2 * 10^{2,6}$$

$$M_y = 47772 \text{ Nmm}$$

Lasketaan reunapuristuslujuus  $f_{h,k}$ : /5, s.114 kaava 8.31./

$f_{h,k} = f_{h,0,k}$ , koska kulma on  $0^\circ$ , jolloin laskentakaava on: /5, s.114 kaava 8.32./

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 10mm) * 410 \text{ kg / m}^3$$

$$f_{h,0,k} = 30,258 \text{ N / mm}^2$$

Lasketaan leikkauskestävyyden ominaisarvo  $R_k$ :

”Kun yksileikkeisen liitoksen toinen liitettävä osa on teräslevy, jonka paksuus on  $t_t = 10 \text{ mm} \geq d = 10 \text{ mm}$ , leikkauskestävyyden ominaisarvo leikettä kohdin lasketaan kaavalla B.6.23” /5, s. 231./

$$R_k = \min \left( \begin{array}{l} f_{h,k} * t * d \\ 1,3 * f_{h,k} * t * d * \left[ -1 + \sqrt{2 + \frac{4 * M_y}{f_{h,k} * d * t^2}} \right] \\ 3 * \sqrt{M_y * f_{h,k} * d} \end{array} \right)$$

$$R_k = \min \left( \begin{array}{l} 30,256N/mm^2 * 10mm * 10mm \\ 1,3 * 30,256N/mm^2 * 10mm * 10mm * \left[ -1 + \sqrt{2 + \frac{4 * 47772Nmm}{30,256N/mm^2 * 10mm * 10mm^2}} \right] \\ 3 * 10mm \end{array} \right)$$

$$R_k = \min \left( \begin{array}{l} 499256N \\ 273136N \\ 114059N \end{array} \right)$$

$$R_k = 11,4kN$$

Lasketaan leikkauskestävyyden mitoitusarvo  $R_d$ :

$$k_{mod} \cdot kerroin = 1,1 \text{ (katso s.67)}$$

$$\gamma_m = 1,2 \text{ (katso s.66)}$$

$$R_d = \frac{k_{mod} * R_k}{\gamma_m}$$

$$R_d = \frac{1,1 * 11,4kN}{1,2}$$

$$R_d = 10,45kN$$

Lasketaan kansiruuvienv määrä  $n$ :

$$n = \frac{Vd}{R_d}$$

$$n = \frac{59kN}{10,45kN}$$

$$n = 5,86kpl$$

⇒ Valitaan kansiruuvienv määräksi 6 kpl

Lasketaan kansiruuvienv minimietäisyydet: /5, s.230 taul. B.6.4, kuva B.6.6./

$$a_1 = (4 + |\cos \alpha|) * d$$

$$a_1 = (4 + |\cos 0|) * 10mm$$

$$a_1 = 50mm$$

$$a_2 = 4 * d$$

$$a_2 = 4 * 10mm$$

$$a_2 = 40mm$$

$$a_3 = 4 * d$$

$$a_3 = 4 * 10mm$$

$$a_3 = 40mm$$

$$a_4 = 3 * d$$

$$a_4 = 3 * 10mm$$

$$a_4 = 30mm$$

Valitaan teräslevyksi minimiväljen mukaisesti  $h = 100$  mm ja  $b = 180$  mm. Teräslevyn kestävyys tulee tutkia erikseen.

## 6.6 Yläpohjan jäykisteristikon vetotangon ankkurointilevyn tukipainekestävyys

$$A = 100 \text{ mm} * 180 \text{ mm} = 18\,000 \text{ mm}^2 \text{ (Teräslevyn pinta-ala)}$$

$$N_{c,d} = 60,01 \text{ kN (katso s.62)}$$

Lasketaan puristusjännitys  $\sigma_{c,90,d}$  palkissa:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_{c,d}}{A}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{60010N}{18000mm^2}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 3,34N / mm^2$$

Palkin puristuslujuus  $F_{c,90,d}$ :

$$F_{c,90,d} = 2,75 N/mm^2 \text{ (katso s.30)}$$

Tutkitaan ehto  $k_{c,90}$ -kertoimelle:

Kerroin  $k_{c,90}$  saa arvon 1, koska:

$l_1 = 3,21 \text{ m} \leq 2 * h = 3,6 \text{ m}$ , sillä  $h$  on korkeus tutkittavassa kohdassa eli tässä tapauksessa harjakorkeus 1,8 m.

Lasketaan tehollinen tukipinnan pituus  $l_{c,90,ef}$ :

$$l_{c,90,ef} = \min \left( \begin{array}{l} 30mm \\ a \geq 30mm \\ l = 180mm \\ l_1 / 2 = 1605mm \end{array} \right) + 100mm + \min \left( \begin{array}{l} 30mm \\ a \geq 30mm \\ l = 180mm \\ l_1 / 2 = 1605mm \end{array} \right)$$

$$l_{c,90,ef} = 240mm$$

Lasketaan tukipainekerroin  $k_{c,\perp}$

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

$$k_{c,\perp} = \frac{240mm}{180mm} * 1$$

$$k_{c,\perp} = 1,333$$

Ehto tukipainekestävyydelle:

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

$$3,34N/mm^2 \leq 1,333 * 2,75N/mm^2$$

$$3,34 \leq 3,66 \quad ok! \quad \text{käyttöaste : 93\%}$$



## 7. LOPPUSANAT

Insinööriyön tavoitteena oli tutkia kokonaisratkaisua Siilinjärven Mäntyranan kesäteatterin katsomo-osan katokselle. Työn tilaajan Eero Luostarisen kanssa sovittiin, että pääkannattajina olevat teräsristikot poistetaan ja niiden tilalle suunnitellaan liimapuiset harjapalkit. Palkkien suunnittelussa ei ollut vaikeuksia, eikä ongelmia löytää sopivaa profiilia. Siirryttäessä pilareiden suunnitteluun, jo alussa huomion keräsivät pilareiden hoikka rakenne, jolloin työtilaajan ja ohjaajan kanssa sovittiin mahdollisista jatkotoimista, mikäli ne eivät kestäisikään kuormituksia. Mitoituksen edetessä käyttörajat tulivatkin vastaan ja uusien pilareiden etsiminen mitoittamalla tehtiin. Pilareiden mitoitus oli haasteellista yhdessä muiden rakenteiden kanssa ja niiden mitoitukseen liittyviä tekijöitä täytyi korjata projektin aikana useasti.

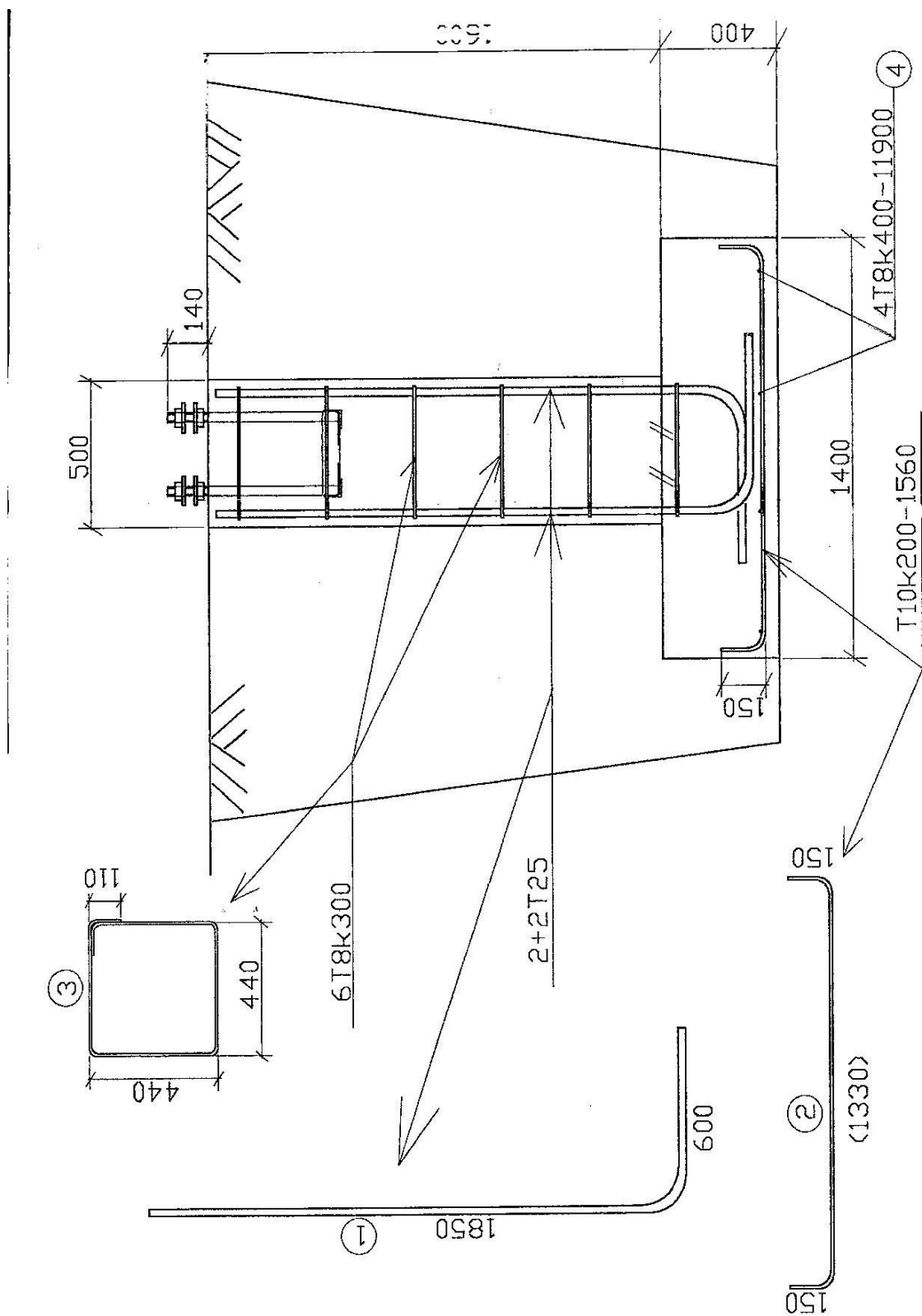
Pilareiden ja liimapuupalkkien liitoksessa on välystä, sillä pilareiden dimensioksi saatiin 180 mm \* 180 mm \* 6,0 mm ja palkkien dimensioksi 165 mm (leveys) \* 1 800 mm (harjakorkeus) \* 22 780 mm (kokonaispituus). Pilareiden ja palkkien väliin hitsataan teräslevy (u-profiili), joka on pilarinpään verran leveä ja siitä nousevat uumat molemmin puolin pulttiliitokselle. Väliin jäävää 15 mm tila täytyy täyttää täytepaloilla, jotta palkki saadaan tukevasti kiinni liitokseen tai teräslevyn (u-profiili) valmistajan kanssa neuvotella sopiva profiili (esimerkiksi: kavennetut uumat sivuille, mutta aluslevy silti 180 mm leveä).

Pilarin alapään liitoskohdan sovittamisessa voi myös tulla ongelmia, sillä profiilikoko kasvaa molempiin suuntiin 30 mm. Paljolti riippuu pilarikengän kiinnitysjaotuksesta ja siitä, voiko 180 mm profiilin saada samoille kiinnityksille. Vaihtamisen käydessä mahdottomaksi on tutkittavassa kohteessa pakko aloittaa rakentaminen perustuksista asti tai yrittää lisätä pilareiden väliin lisää pilareita. Pilareiden mitoittavat tekijät ovat yhdistetty taivutusvoima ja aksiaalinen puristusvoima, sekä pilareiden yläpään taipuma.

## 8. LÄHTEET

1. Rautaruukki OY. Rautaruukin suunnittelijan opas 2000.
2. RIL 205-1-2009 liite b. Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje. Puuinfo. 2. painos.
3. Kattoliitto [verkkodokumentti]. Päivitetty 2007.  
Etusivu > Haku > Toimivat katot.  
Saatavissa: [http://www.kattoliitto.fi/files/238/Toimivat\\_Katot\\_07.pdf](http://www.kattoliitto.fi/files/238/Toimivat_Katot_07.pdf)
4. RIL 201-1-2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry.
5. RIL 205-1-2009, Puurakenteiden suunnittelu, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry.
6. Alfa-kodikas [verkkodokumentti]. Etusivu > Kattoelementit > Elementinrakenne.  
Saatavissa: <http://www.alfa-kodikas.com/kattoelementit.htm>
7. Puuinfo [verkkodokumentti]. Päivitetty 22.7.2009.  
Etusivu > Kirjasto > Hae > puuhallin suunnittelu > Puuhallin suunnittelu, esisuunnittelu ja arkkitehtoniset valinnat.  
Saatavissa: <http://www.puuinfo.fi/kirjasto/>
8. Kantavat puurakenteet – insinööriopetus, Kähkönen Leo, Rakentajain kustannus, 1982.
9. SFS-EN 1993-1-1, Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu.  
Osa 1-1: yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.
10. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1993-1-1 eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.
11. Tekniikan kaavasto, Tammertekniikka, 5. uudistettu painos 2005.

12. Suomen betoniyhdistys ry. BY 60 Suunnitteluohje EC 2 osat 1-1 ja 1-2. 3. korjattu painos 2008.
13. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.
14. Suomen rakentamismääräyskokoelma B4. asunto- ja rakennusosasto. Ympäristöministeriö.
15. Suomen betoniyhdistys ry. Betonirakenteiden perusteiden oppikirja BY 203. 4. tarkistettu painos.
16. VTT, Käsikirja – Ruostumattomien terästen käyttö kantavissa rakenteissa. 3. painos.
17. Saarinen, Tiira, Kinnunen, Ulvinen, Väänänen, 4. uudistettu painos 2001. Rakennustieto Oy. Teräsrakenteiden suunnittelu.

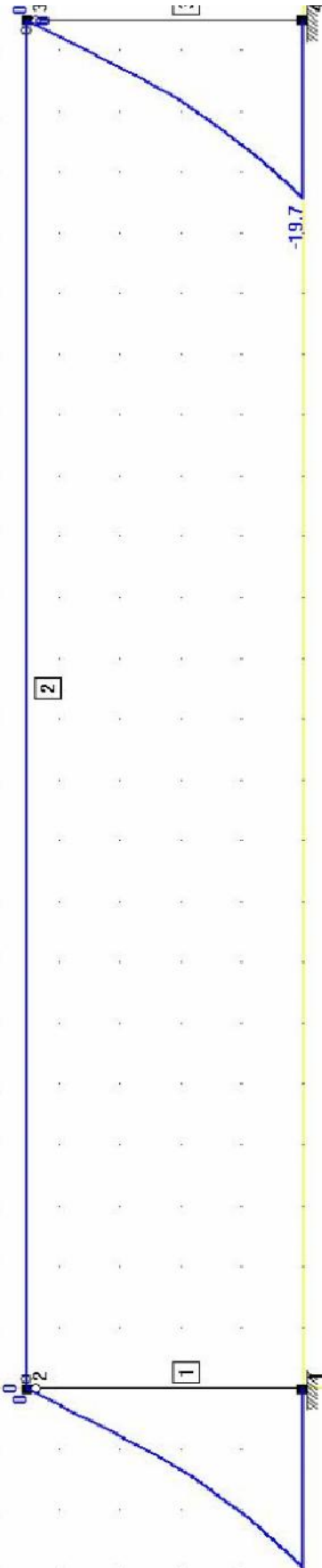
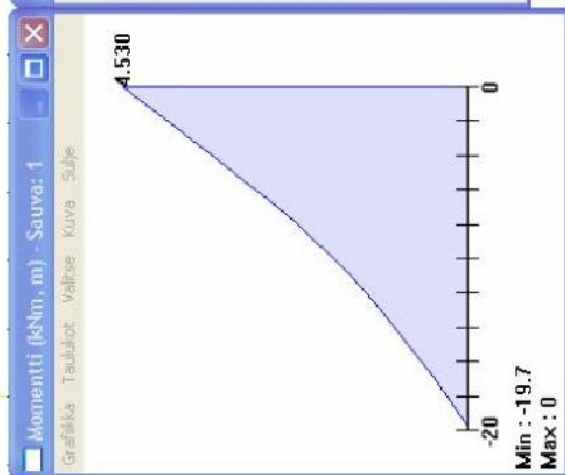




Poikkileikkausvoimasuureet - 1

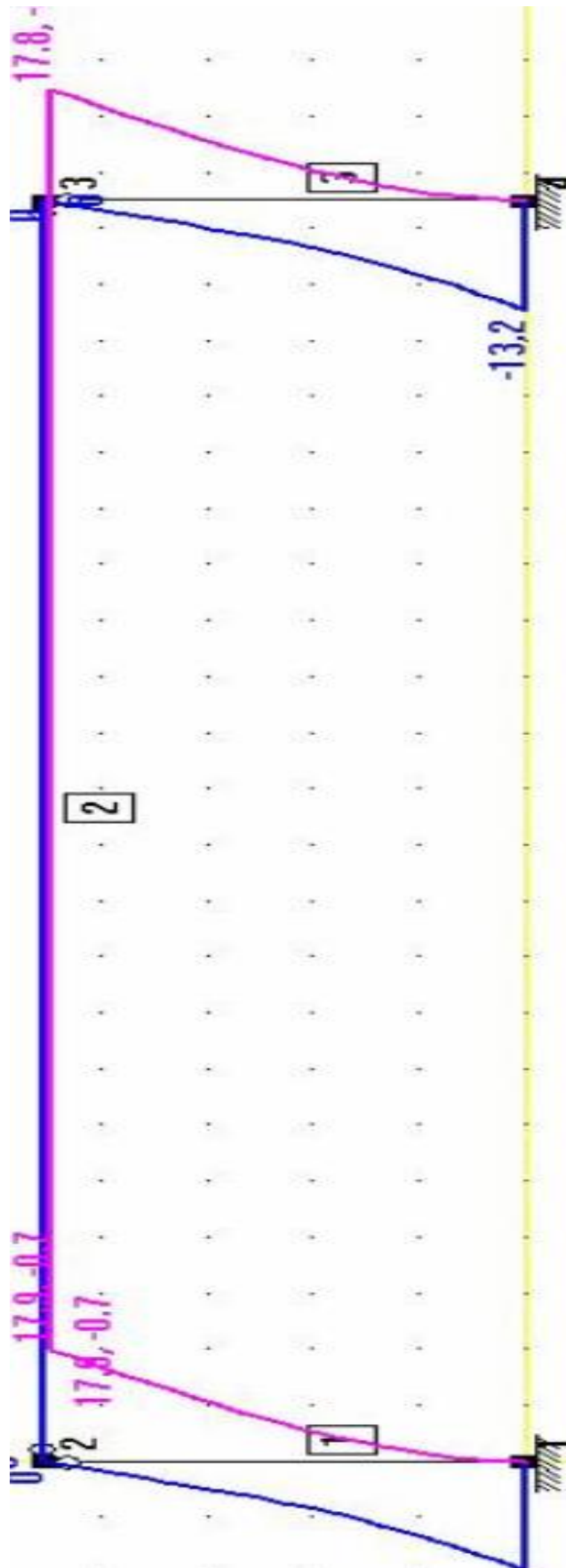
1:n kl. teoria 2:n kl. teoria

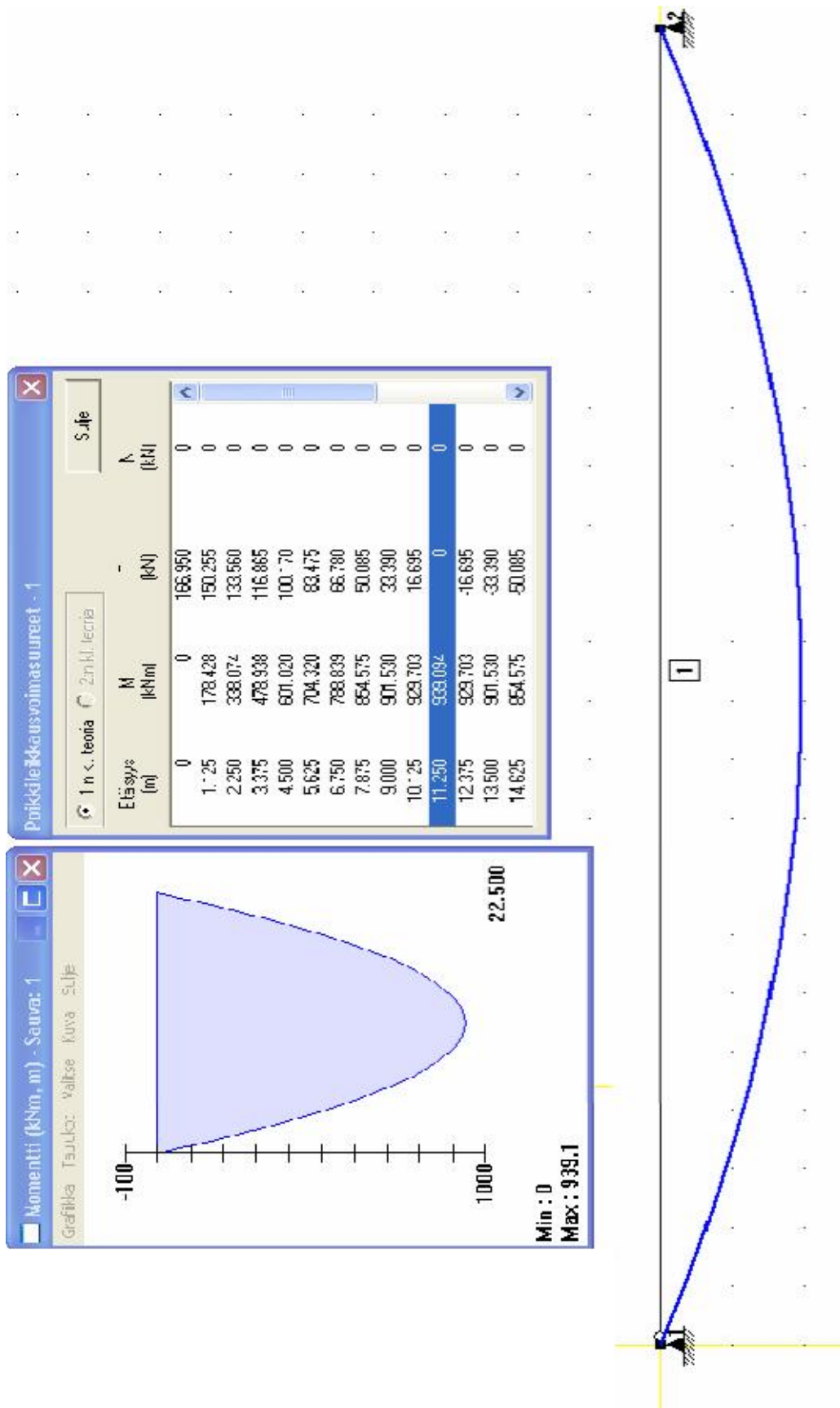
Eläisyys (m)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)
0	-19.723	6.580	-130.000
0.227	-18.264	6.308	-130.000
0.453	-16.866	6.036	-130.000
0.679	-15.530	5.764	-130.000
0.906	-14.255	5.492	-130.000
1.133	-13.042	5.220	-130.000
1.359	-11.891	4.948	-130.000
1.586	-10.801	4.676	-130.000
1.812	-9.773	4.404	-130.000
2.039	-8.806	4.131	-130.000
2.265	-7.901	3.859	-130.000
2.491	-7.058	3.587	-130.000
2.718	-6.256	3.326	-130.000
2.944	-5.460	3.058	-130.000



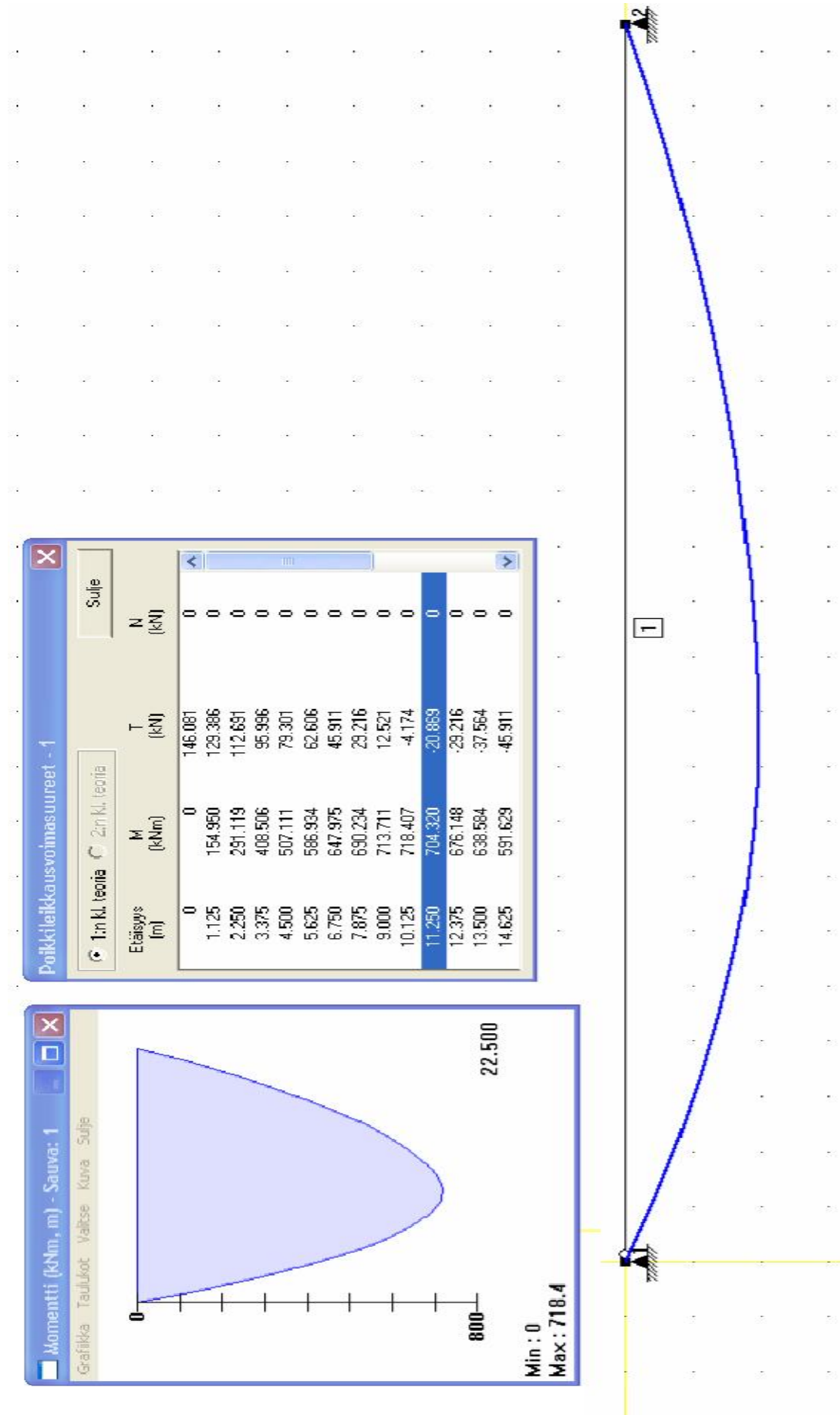
## TERÄSPILAREIDEN SIIRTYMÄT

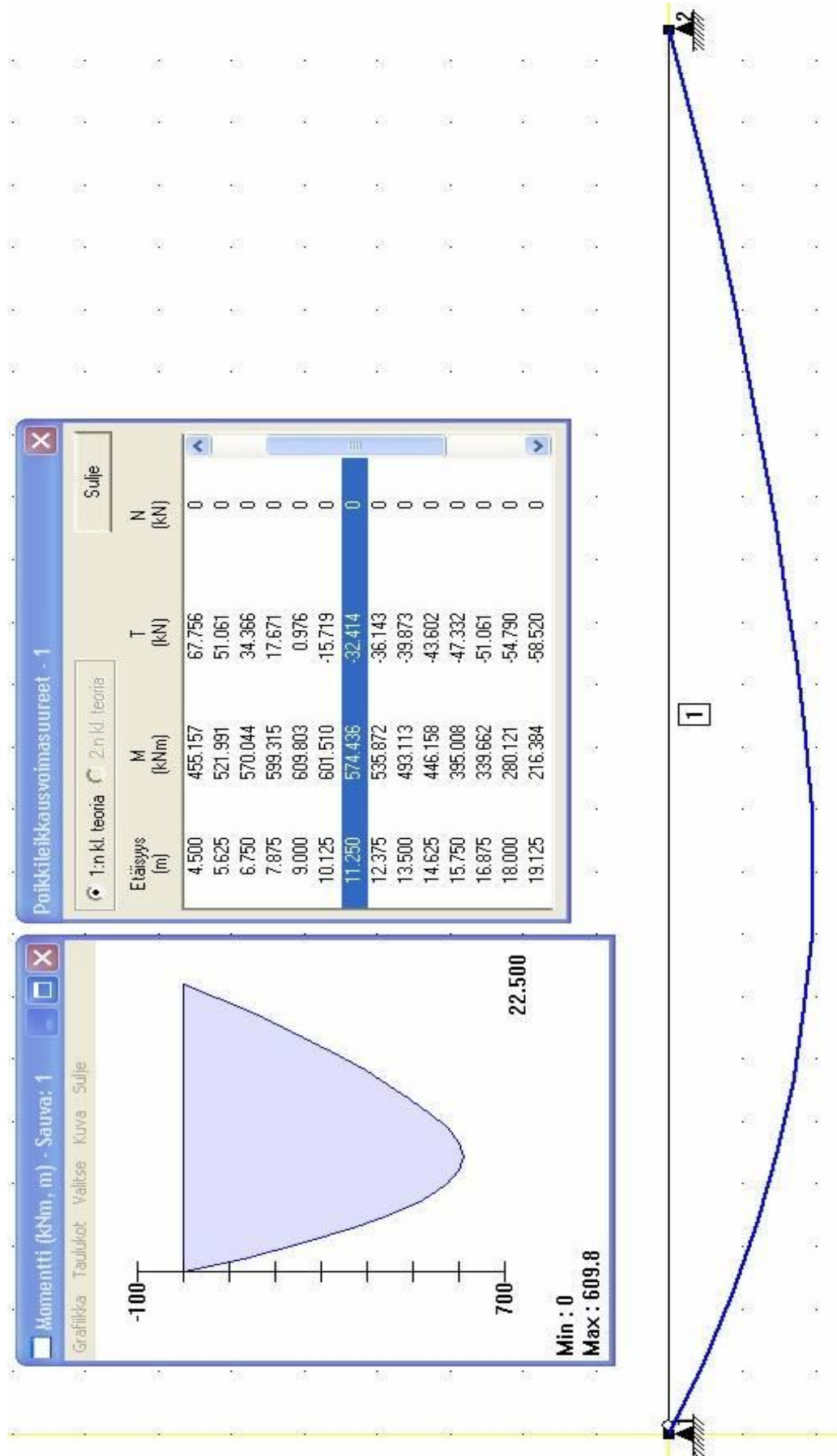
## LIITE 4











## SALLITTU POHJAPAINE JA RAUDOITUSTIEDOT

## LIITE 8

OSA	NIMITYS	LAATU	KPL	HUOM.
1	B01-T25-L2320	A500HW	32	KS. A-A
2	D02-T10-L1560	"	120	"
3	U03-T8-L1885	"	48	"
4	A04-T8-L11900	"	8	"
5	M30-590	S355J2G3	32	
6	L60X60X6-320	"	16	
7	L60X60X6-280	"	16	
8	PL100X100X10	S235J2G1	64	

BETONI: K30-2

SALLITTU POHJARASITUS > 100 kN/m<sup>2</sup>

SUOJASAUMA OY KATSOMON KATOS		PERUSTUKSET MK 1:50 1:20,1:8
Rakennusinsinööritoimisto EERO SAARINEN OY 3611880	E.S	RAK 301T-2-6
Kuopio 16.5.2000		

