



1918

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL

TARTU KOLLEDŽ

SÄÄSTVA TEHNOLOOGIA ÕPPETOOL

TARTU MAARJA KIRIKU TORNIKIIVRI
KONSTRUKTIIVNE LAHENDUS

THE CONSTRUCTIVE SOLUTION OF TARTU ST MARY'S CHURCH SPIRE

Magistritöö

Ehitiste restaureerimise erialal

Üliõpilane: Mihkel Siimon

Juhendaja: Illimar Kalk

Tartu, 2015

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.
Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite
tööd, olulised seisukohad, kirjandusallikatest ja mujalt
pärinevad andmed on viidatud.

..... (töö autori allkiri ja kuupäev)

Üliõpilase kood: 092636EAEI

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

..... (juhendaja allkiri ja kuupäev)

Kaitsmisele lubatud: (kuupäev)

Kaitsmiskomisjoni esimees: (allkiri)

ABSTRACT

Siimon, M. The constructive solution of Tartu St Mary's Church spire. Master's thesis. In duplicate. Tartu, 2015. 115 pages, 41 figures, 7 tables, 9 A3 drawings, 6 A4 drawings. Estonian.

The purpose of this master's thesis is to offer constructive solution for Tartu St Mary's Church spire. The church is located in Tartu, Pepleri 1. The first part of the thesis gives an overview of the church's history. The second part compares different Estonian churches constructive solutions and selects the most appropriate construction for St Mary's Church. The third part includes constructional calculations of bars and nodes.

Tartu St Mary's Church was built in 1841, as the first Estonian's own church in Tartu. The church caught fire in 1941, when Soviet troops were bombing Tartu. Mary's congregation wanted to restore the church, but in 1956 Tartu city government gave the building to the Estonian Agricultural Academy, who rebuilt it as a gym. The congregation regained the building's ownership in 2008 and since then wants to reconstruct the church.

The spire of the church, made primarily of timber constructions, is 19.8 meters high with octagonal ground plan. The lower part of the spire is prism-shaped and the upper part is pyramid-shaped. Eight glued-laminated timber rafters of the spire are anchored to the reinforced concrete ceiling. In order to ensure the spire's structural rigidity, rafters are connected with timber and round steel braces.

Keywords: church spire, timber construction, structural solution, strength calculation, wind load, standard.

SISUKORD

TÄHISED JA LÜHENDID	5
SISSEJUHATUS	9
1. AJALOOLINE ÜLEVAADE	10
2. ERINEVATE EESTI KIRIKUTE TORNIKIIVRITE KONSTRUKTIIVSED LAHENDUSED	14
2.1. Põltsamaa Niguliste kirik	14
2.2. Mustvee kirik	16
2.3. Väike-Maarja kirik	17
2.4. Maarja-Magdaleena kirik	19
2.5. Sisejõudude võrdlus ja konstruktsioonilahenduse valik	21
2.5.1. Põltsamaa Niguliste kirik	21
2.5.2. Mustvee kirik	22
2.5.3. Väike-Maarja kirik	23
2.5.4. Maarja-Magdaleena kirik	24
2.5.5. Konstruktsioonilahenduse valik	25
3. TARTU MAARJA KIRIKU TORNIKIIVRI KONSTRUKTSIOONIDE LAHENDUS	25
3.1. Konstruktsioonide kirjeldus	25
3.2. Koormused	26
3.2.1. Lumekoormus	26
3.2.2. Tuulekoormus	27
3.2.3. Omakaalukoormused	36
3.2.4. Kasuskoormus	36
3.3. Koormuskombinatsioonid	37
3.4. Konstruktsioonelementide tugevuskontroll	38

3.4.1.	Katuse roovi arvutus	38
3.4.2.	Sarikate kandevõime arvutus	43
3.4.3.	Diagonaalid 1 kontroll tõmbele	55
3.4.4.	Konstruksioonelementide tugevusarvutuste tulemused	57
3.5.	Sõlmede tugevuskontroll	58
3.5.1.	Sõlm 1	58
3.5.2.	Sõlm 3	74
3.5.3.	Sõlm 4	89
3.5.4.	Sõlm 5	98
3.5.5.	Sõlmede tugevusarvutuste tulemused	104
4.	KOKKUVÕTE	106
	KASUTATUD KIRJANDUS	107
	LISA 1 Konstruktsioonitegur	110
	LISA 2 Graafiline osa	115

TÄHISED JA LÜHENDID

Ladina suurtähed

A	-pindala, ristlõike brutopindala (mm^2)
A_{ef}	-efektiivne kontaktpind (mm^2)
A_n	-neto-ristlõikepindala (mm^2)
A_{ref}	-kõrgusest sõltuv konstruktsiooniosa arvutuspindala (mm^2)
B	-taustvastupanutegur
C_e	-lumekoormuse avatustegur
C_t	-lumekoormuse soojustegur
$E_{0,05}$	-puidu 5% elastsusmoodul pikikiudu (N/mm^2)
F_{sd}	-arvutuslik jõud (N, kN)
$F_{v,Rd}$	-kinnituselemendi arvutuslik kandevõime (kN)
F_w	-tuulerõhk konstruktsioonile (kN/m^2)
G_k	-alaliskoormuse normatiivne väärtus (kN/m^2)
I_v	-turbulentsi intensiivsus
$I_{y(z)}$	-inertsimoment $y(z)$ -telje suhtes (mm^4)
K	-kujutegur
M	-paindemoment (Nm, kNm)
$M_{y,Rd}$	-kinnituselemendi volavuspiirile vastav paindemomendi arvuväärtus (Nmm)
$M_{y,Rk}$	-kinnituselemendi volavuspiirile vastav paindemomendi normväärtus (Nmm)
N	-normaaljõud (N, kN)
$N_{pl,Rd}$	-brutoristlõike arvutuslik plastne kandevõime (kN)
$N_{t,Rd}$	-elemendi arvutuslik tõmbekandevõime (kN)
Q_k	-muutuvkoormuse normatiivne väärtus
R	-resonantsvastupanutegur, raadius (mm)
Re	-Reynoldsi arv
$R_{h(b)}$	-aerodünaamiline vastuvõtlikkus
V	-põikjõud (N, kN)
W	-ristlõike vastupanumoment (mm^3)
X_k	-tugevusomaduse normväärtus (N/mm^2)
X_d	-tugevusomaduse arvuväärtus (N/mm^2)

Ladina väiketähed

a_i	-kinnitite vahekaugused (mm)
b	-ristlõike laius, konstruktsiooniosa laius (mm, m)
b_{ef}	-ristlõike efektiivne laius (mm)
c_{dir}	-suunategur
c_f	-konstruktsiooni, konstruktsiooniosa või konstruktsioonelemendi jõutegur
$c_{f,0}$	-ilma vaba otsata elemendi jõutegur
c_p	-välisrõhutegur, tõenäosustegur
c_r	-karedustegur
$c_s c_d$	-konstruktsioonitegur
c_{season}	-aastaajategur
c_0	-pinnavormitegur
d	-läbimõõt (mm)
f_d	-materjali arvutuslik tugevus (N/mm ²)
f_k	-materjali normatiivne tugevus (N/mm ²)
f_y	-terase ülemine voolavuspiir (N/mm ²)
f_u	-terase tõmbetugevus (N/mm ²)
g	-liimpuidu alaindeks
h	-ristlõike kõrgus (mm)
h_e	-koormatud serva kaugus kõige kaugema kinnituselemendi tsentrist (mm)
h_{ef}	-ristlõike efektiivne kõrgus (mm)
$i_{y(z)}$	-inertsiraadius $y(z)$ -telje suhtes (mm)
k_{cr}	-pragunemistegur nihkekandevõime arvutamisel
$k_{c,y(z)}$	-ebastabiilsust arvestav tegur
$k_{c,90}$	-tegur, mis arvestab koormuse konfiguratsiooni, lõhestamisvõimalust ning survedeformatsioonide astet
k_h	-ristlõike viitekõrgust või viitelaius arvestav tegur
k_l	-turbulentsitegur
k_m	-tegur, mis arvestab pingete ümberjagunemist ja materjali mittehomogeensust
k_{mod}	-koormuse kestuse ja niiskusesisalduse mõju arvestav modifikatsioonitegur

k_p	-tiputegur
k_r	-maastikutüübitegur
$k_{y(z)}$	-ebastabiilsustegur
l	-konstruktsiooniosa kõrgus, pikkus, sildeava, (m, mm)
l_{ef}	-efektiivne pikkus (mm)
m_e	-ekvivalentmass (kg)
n	-konstruktsiooni omavõnkesagedus, kinnitite arv reas (tk)
n_{ef}	-efektiivne kinnitite arv (tk)
n_1	-esimene omavõnkesagedus
p	-tõenäosustegur
s	-normatiivne lumekoormus katusele, (kN/m ²)
s_k	-normatiivne lumekoormus maapinnal (kN/m ²)
q_p	-tippkiirusrõhk (kN/m ²)
t	-elemendi paksus (mm)
ν	-õhu kinemaatiline viskoossus (m ² /s)
v_b	-tuule baaskiirus (m/s)
$v_{b,0}$	-tuule põhiline baaskiiruse väärtus (m/s)
v_m	-keskmise tuulekiirus (m/s)
z	-kõrgus maapinnast
z_e	-z-teljest ekstreemsel kaugusel oleva punkti koordinaadi väärtus (mm)
z_s	-arvutuskõrgus konstruktsiooniteguri määramisel (mm)
z_0	-karedusmõõt
w	-teisendustegur

Kreeka väiketähed

α	-nurga suurus (°)
β_c	-sirgsuse tegur
β	-elementide muljumistugevuste suhe
γ_G	-alaliskoormuse osavarutegur
γ_M	-materjali omaduste osavarutegur
γ_Q	-muutuvkoormuse osavarutegur
δ	-esimese paindevõnkevormi sumbuuse logaritmiline dekrement

δ_a	-esimesele võnkevormile vastav aerodünaamilise sumbuuse logaritmiline dekrement
δ_d	-spetsiaalsete seadmete poolt tekitatud sumbuuse logaritmiline dekrement
δ_s	-konstruktsiooni sumbuuse logaritmiline dekrement
λ	-saledus
λ_{rel}	-suhteline saledus
γ_M	-materjali omaduse osavarutegur
μ_i	-lumekoormuse kujutegur
ρ	-õhu tihedus (kg/m ³)
ρ_k	-puidu normtihedus (kg/m ³)
$\sigma_{m,d}$	-arvutuslik paindepinge (N/mm ²)
$\sigma_{c,0,d}$	-arvutuslik survepinge pikikiudu (N/mm ²)
$\sigma_{c,90,d}$	-arvutuslik survepinge ristikiudu (N/mm ²)
$\sigma_{t,0,d}$	-arvutuslik tõmbepinge pikikiudu (N/mm ²)
τ_d	-arvutuslik nihkepinge (N/mm ²)
φ	-täitetegur
ψ_λ	-otsa mõju tegur
$\psi_{0,i}$	-kombinatsioonitegur

SISSEJUHATUS

Magistritöö teemaks on Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus. Kirik asub Tartus, aadressil Pepleri tänav 1. Kirikuhoone on muinsuskaitse all (ehitismälestis nr. 7032). Kirikuhoone konstruktsioonidest on säilinud ainult vundamendid ja välisseinad, kuna kirik sai suuri kahjustusi II maailmasõjas ja hiljem ehitati kirikusse võimla. Pärast kiriku tagastamist 2008. aastal on kogudus võtnud eesmärgiks hoone taastada. Kirikuhoone, kaasa arvatud tornikiivri, rekonstrueerimisel soovitakse taastada algupärane välisilme.

Magistritöö eesmärgiks on teostada Tartu Maarja kiriku tornikiivri kandekonstruktsioonide arvutused. Kuna tornikiivri algse konstruktiivse lahenduse kohta ei ole andmeid, siis uuritakse erinevate Eesti kirikute tornikiivrite konstruktiivseid lahendusi ja valitakse neist sobivaim Tartu Maarja kirikule. Tornikiivri mõõdud võetakse vastavalt eelprojektile, mille on koostanud KOKO Arhitektid OÜ.

Magistritöö on jaotatud kolmeks peatükiks. Esimeses peatükis on välja toodud olulisemad sündmused Tartu Maarja kiriku ajaloost. Teises peatükis käsitletakse erinevate Eesti kirikute tornikiivrite konstruktiivseid lahendusi ja valitakse neist sobivaim Tartu Maarja kirikule. Kolmandas peatükis leitakse tornikiivri mõjuvad koormused, moodustatakse koormuskombinatsioonid ning dimensioneeritakse konstruktsioonelemendid ja sõlmed.

1. AJALOOLINE ÜLEVAADE

Maarja kogudus asutati 13. sajandil, seda peetakse Tartu vanimaks koguduseks. Koguduse algseks kirikuks oli vana Maarja kirik, mis asus praeguse Tartu Ülikooli peahoone alal. Vana Tartu Maarja kirikuhoone hävis Põhjasõjas ja pärast seda tegutses kogudus Tartu Jaanik kirikus. [1]

1833. aastal ühinesid Tartu linna eestikeelne luterlik kogudus ja Tartu Maarja kihelkonna ehk maakogudus. Seetõttu jäi eestlaste ja sakslaste poolt ühiselt kasutatud Jaani kirik kitsaks. Jaani kirik jäeti saksakeelsele kogudusele ja eesti kogudusele ehitati uus kirikuhoone — Tartu Maarja kirik (joonis 1.1). [2]

1834. aastal koostas Georg F. W. Geist, kes oli tolleaegne Tartu linnaarhitekt, Tartu Maarja kirikuhoone projekti. Ta tegi ühe klassitsistlikus ja ühe neogooti stiilis projekti, kirik ehitati klassitsistlikus stiilis. [2]

Kiriku ehitamine kestis plaanitust kauem, kuna algselt maakividest laotud torn varises ehituse käigus kokku ja selle pidi uuesti tellistest laduma. Ehitustööd lõppesid 1841. aasta lõpus, kirik pühitseti sisse 11. jaanuaril 1842. aastal. [1]



Joonis 1.1. Tartu Maarja kirik enne Teist maailmasõda [3]

Tartu Maarja kiriku peamiseks iseärasuseks oli läänefassaad peasissekäigu ja torniga. Seinul ilmestasisid suured ümarkaarega aknad ning nurgapilastrid ja räästakarniis. Portaali tõi esile pilastritele toetuv frontoon. Samu arhitektuurielemente kasutati astmeliselt aheneva torni juures. [2]

Mitmed projektis planeeritud üksikasjad teostati lihtsustatud viisil, kuna kiriku ehitust saatis rahanappus. Torni kellakorrus oleks pidanud projekti (joonis 1.2) järgi olema avatud, aga säilinud fotodelt on näha, et kõik torniaknad suleti puidust luukidega. Kirikusaal ehitati ühevääriline, kuigi projektis oli kavandatud kahevääriline. Mõlemasse külge rajati lisaväljapääs. [2]



Joonis 1.2. Vaade läänest (Geisti projekt) [4]

1862. aastal tehtud remondi ja ümberehituse käigus sai kirik uued kellad ja uue kantsli. 1890. aastal ehitas orelifirma Sauer kirikusse uue oreli. 1930ndatel sai kirik keskkütte. [2]

Tartu Maarja kirik süttis mürsutabamusest 12. juulil 1941. aastal, kui Nõukogude väed pommitasid Tartut. Kirik sai tegutseda peaaegu 100 aastat. Tules hävis ka kirikus asunud muuseum ja arhiiv, kus hoiti kirikuga seotud esemeid, raamatuid ja dokumente. Kirikust säilisisid seinad (joonis 1.3), natuke inventari ja tornikell, mis viidi Paistu kiriku torni. [2]



Joonis 1.3. Tartu Maarja kirik pärast 1941. aasta pommitamist [2]

Kogudus tahtis kirikut taastada, aga Nõukogude võim ei andnud selleks luba. 1956. aastal andis Tartu linnavõim Maarja kirikuhoone varemed hoopis Eesti Põllumajanduse Akadeemiale. Kirikusse ehitati võimla (joonis 1.4). Torni kaks säilinud kivikorrust ja neli massiivset jalga lammutati kuni vundamendini. Harjutussaalide, pesuruumide ja kabinetide jaoks ehitati kirikuhoone peafassaadiga külgnev kõrvalhoone. Põllumajanduse Akadeemia võimla valmis 1961. aastal. [2]



Joonis 1.4. Põllumajandusakadeemia võimla 1961. aasta [5]

Maarja kogudus tegutses pärast kiriku hävimist Jaani ja Ülikooli kirikus ning peaaegu 50 aastat Peetri kirikus. 1997. aastal hakkas kogudus kasutama jumalateenistuseks kogudusele tagastatud kogudusemaja (Õpetaja täna 5), mille endine leerisaal muudeti kirikusaaliks. [2]

Kogudusele anti kiriku omandiõigus tagasi 2008. aasta detsembris, kuid kogudus sai hakata ruume kasutama alles 15. augustil 2009, kui valmis Eesti Maaülikooli uus spordikompleks. Kuna kirikuhoonet taheti taastada, siis kirikus asunud võimla muudeti ajutiseks kirikusaaliks, kuni valmib ehitusprojekt ja algavad taastamistööd. [2]



Joonis. 1.5. Tartu Maarja kirik pärast tagastamist 2012. aasta [6]

2011. aastal korraldati Tartu Maarja kiriku taastamiseks arhitektuurse ideelahenduse konkurss, mille võitsid KOKO Arhitektid OÜ võistlustööga „NOA“. Kirikuhoone välisilme taastatakse algsel kujul vastavalt muinsuskaitse eritingimustel. Kiriku sisekujundus tuleb aga kaasaegne ja tänapäeva vajadusi arvestav. [7]

2. ERINEVATE EESTI KIRIKUTE TORNIKIIVRITE KONSTRUKTIIVSED LAHENDUSED

Teise maailmasõja ajal toimunud põlengu tagajärjel hävis Tartu Maarja kirik, sealhulgas ka kiriku tornikiiver. Tornikiivri konstruktiivsest lahendusest ei ole säilinud andmeid. Seetõttu uuritakse, kuidas on lahendatud Põltsamaa Niguliste kiriku, Mustvee kiriku, Väike-Maarja kiriku ja Maarja-Magdaleena kiriku tornikiivri konstruktsioonid. Vastavalt uuritud tornikiivritele tehakse neli Tartu Maarja kiriku tornikiivri mudelit ja valitakse nende hulgast sobivaim lahendus Tartu Maarja kiriku tornikiivriks.

2.1. Põltsamaa Niguliste kirik

Põltsamaa Niguliste kirik (joonis 2.1) asub Jõgeva maakonnas Põltsamaa linnas. Praegusel asukohal on kirik olnud juba 1633. aastast. Kirik sai suuri kahjustusi nii Põhjasõjas 1703. aastal kui ka Teises maailmasõjas 1941. aastal. Teise maailmasõja purustustest taastati kirik aastatel 1947-1950. Kiriku barokses stiilis tornikiiver taastati alles 1969. aastal. [8]



Joonis 2.1. Põltsamaa Niguliste kirik 2010. aasta [9]

Põltsamaa kirikul on savitellistest laotud tornitüves, millel asetseb vaherõduga tornikiiver. Tornikiivri konstruktsioonidest vaatame kellarõdust ülesse poole jäävaid konstruktsioone, kuna see osa kiivrist on püramiidi kujuline. Puitkonstruktsioonidest tornikiiver (joonis 2.2 ja 2.3) on kaetud valtsplekiga. Tornikiivri põhikonstruktsiooniks on kaheksa puidust sarikat, mis on ankurdatud raudbetoonist vahelakke. Tornikiivri jäikuse tagamiseks on sarikad omavahel ühendatud puidust jäikussidemete ja vöödega. Lisaks on jäigastamiseks paigaldatud ümarterasest diagonaalid, mis paiknevad katuse tasapinnas. Jäikusside ja vöö on sarika külge ühendatud terasplaadiga, kinnitusevahenditeks on kasutatud poltühendusi. Diagonaali ühendamiseks sarikaga on diagonaali keermestatud ots viidud läbi sarika ja kinnitatud mutriga. Hooldus- ja ehitustööde tarbeks on tornikiivrisse rajatud käigutee, milles on vaheplatvormid, mis on omavahel ühendatud redelitega. Vaheplatvormide jaoks on jäikussidemete peale paigaldatud lauad.



Joonis 2.2. Põltsamaa kiriku tornikiivri puitkonstruktsioonid vaadatuna seest poolt



Joonis 2.3. Põltsamaa kiriku tornikiivri puitkonstruktsioonide sõlmede näide

2.2. Mustvee kirik

Mustvee kirik (joonis 2.4) asub Jõgeva maakonnas Mustvee linnas. Kirik on ühelööviline neogooti stiilis kivihoone. Ehitati aastatel 1877-1880, arhitektiks oli J. Maas. 11. mail 1939. aastal toimunud põlengus hävines tornikiiver ja suur osa kiriku sisustusest. Sama aasta jõuludeks kirik taastati. [10]



Joonis 2.4. Mustvee kirik 2014 a [11]

Mustvee kirikul on savitellistest laotud nelinurkse ristlõikega tornitüves, mille peale toetub puitkonstruktsioonides (joonis 2.5) telkkiiver, mis on kaetud valtsplekiga. Tornikiiver on püramiidja kujuga, mille põhjaks on korrapärane kaheksanurk. Tornikiiver on ankurdatud torni müüride külge ankrupoltidega. Tornikiivri põhikonstruktsioonideks on kaheksa puidust sarikat, mis toetuvad müürile. Sarikad on omavahel ühendatud puidust jäikussidemetega. Sarika ja jäikussideme vahel on poltühendus. Tornikiivris ei ole kasutatud jäigastamiseks diagonaale ja kiivri sisse ei ole rajatud käiguteed.



Joonis 2.5. Mustvee kiriku tornikiivri puitkonstruktsioonid seest poolt vaadatuna

2.3. Väike-Maarja kirik

Väike-Maarja kirik asub Lääne-Virumaal Väike-Maarjas. Kirik ehitati Väike-Maarjasse 1346. aastal. Kirikuhoone rajati kindluskirikuna, sellele osutavad laskepilud tornitüves ja erakordselt paksud müürid. 1873. aastal toimunud ümberehituse käigus rajati puittorni asemel kivitorn, mille kõrgus koos tornikiivriga on 61,4 meetrit. [12] 2010. aasta 8. augusti äikesetorni ajal kiskus tuul tornikiivri tornitüvese küljest lahti. Tornikiiver ei olnud tornitüvese külge ankurdatud, vaid istus oma raskusega tornitüvese peale. [13] Tornikiiver taastati 2012. aasta 28. juuniks. [12]



Joonis 2.4. Väike-Maarja kirik 2012 aasta [14]

Väike-Maarja kiriku tornitüves on laotud paeividest. Tornitüvese alumine osa on nelinurkse ja ülemine osa kaheksanurkse ristlõikega. Valtsplekiga kaetud telkkiiver on puitkonstruktsioonidest (joonised 2.5 ja 2.6). Tornikiivri põhikonstruktsioonideks on kaheksa sarikat, mis on ankurdatud kaheksa terasankru abil tornitüvese külge. Kuna Väike-Maarja tornikiiver on ebaharilikult sale, siis on jäikuse tagamiseks kiivri sisse ehitatud südamik, mis on risttahuka kujuline ja mille põhjaks on ruut. Külgservades on postid, mis on omavahel ühendatud diagonaalidega, mis paiknevad nii risttahuka diagonaalide kui ka külgtahkude diagonaalide kohal. Tornikiivri konstruktsioonelemendid on ühendatud polt-ühenduste ja tappühenduste abil.



Joonis 2.5. Väike-Maarja kiriku tornikiivri südamiku konstruktsioonid



Joonis 2.6. Väike-Maarja kiriku tornikiivri konstruktsioonide liide

2.4. Maarja-Magdaleena kirik

Maarja-Magdaleena kirik (joonis 2.7) asub Jõgeva maakonnas Tabivere vallas Maarja-Magdaleenas. Kirik ehitati arvatavalt 14. sajandi lõpus. Liivi sõjas sai kirik suuri kahjustusi, hoonest jäid püsti ainult müürid. Kirik taastati 17. sajandil. Kuna kirik jäi kogudusele väikseks, siis ümberehituse käigus aastatel 1885-1887 pikendati kirikut idasuunas ja ehitati läänetorn. [15]



Joonis 2.7. Maarja-Magdaleena kirik 2012 aasta [16]

Maarja-Magdaleena kirikul on savitallistest tornitüves. Valtsplekiga kaetud tornikiiver on puitkonstruktsioonidest (joonis 2.8 ja 2.9). Tornikiiver on püramiidja kujuga, mille põhjaks on korrapärane kaheksanurk. Tornikiiver on ankurdatud kaheksa terasankruga torni alumisse ossa. Tornikiivri põhikonstruktsiooniks on kuusteist sarikat, millest kaheksa on püramiidi külgservades ning kaheksa püramiidi külgtahkude keskel. Tornikiivri jäigastamiseks on tornikiivri sisse rajatud horisontaalsed platvormid, mis toetuvad puidust diagonaalidele. Puitelementide liitmiseks on kasutatud polt- ja tappühendusi.



Joonis 2.8. Maarja-Magdaleena kiriku tornikiivri konstruktsioonid vaatena alumiselt platvormilt ülemiste suunas

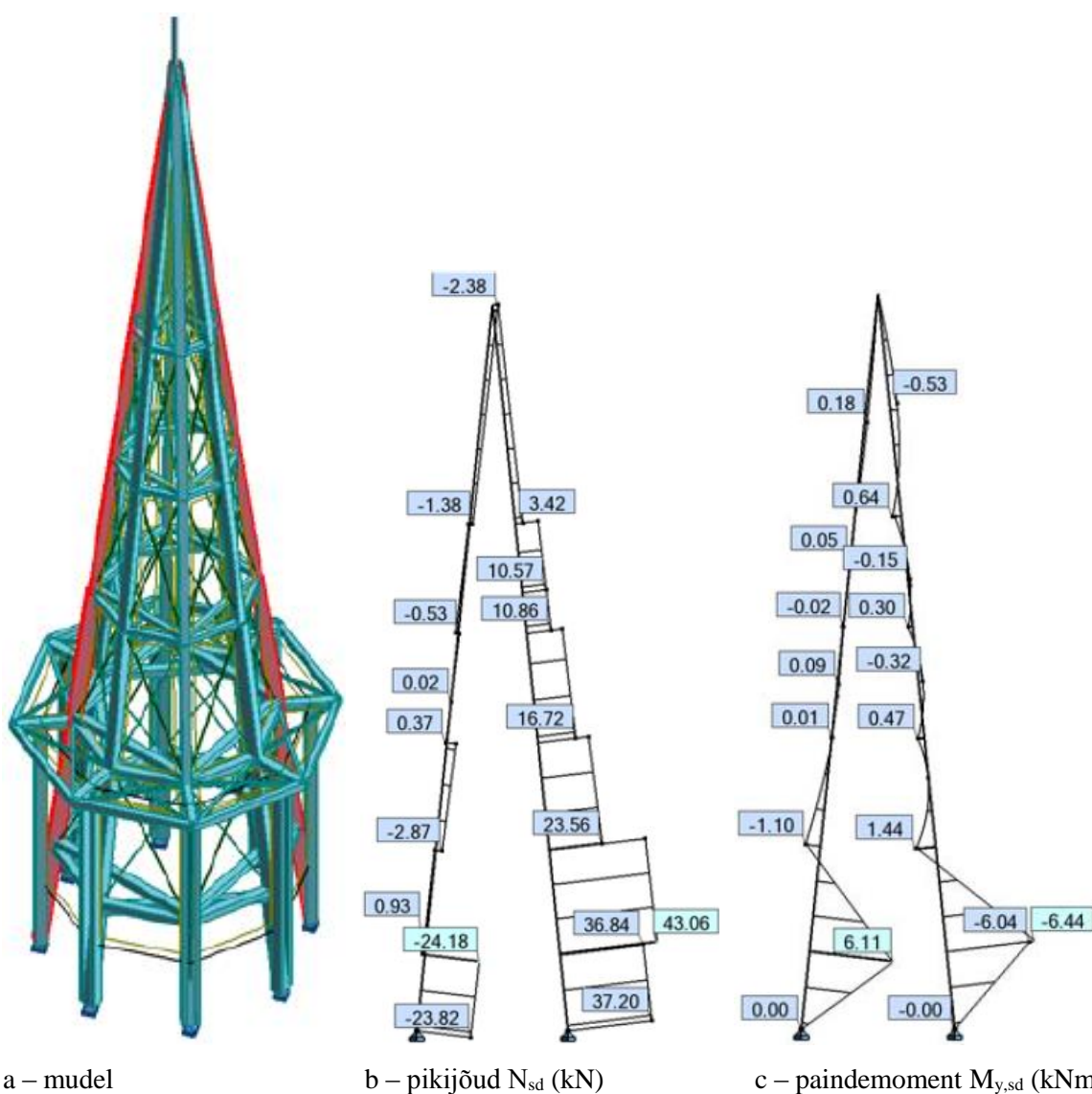


Joonis 2.9. Maarja-Magdaleena kiriku tornikiivri konstruktsioonide liide tornitüvesega

2.5. Sisejõudude võrdlus ja konstruktsioonilahenduse valik

2.5.1. Põltsamaa Niguliste kirik

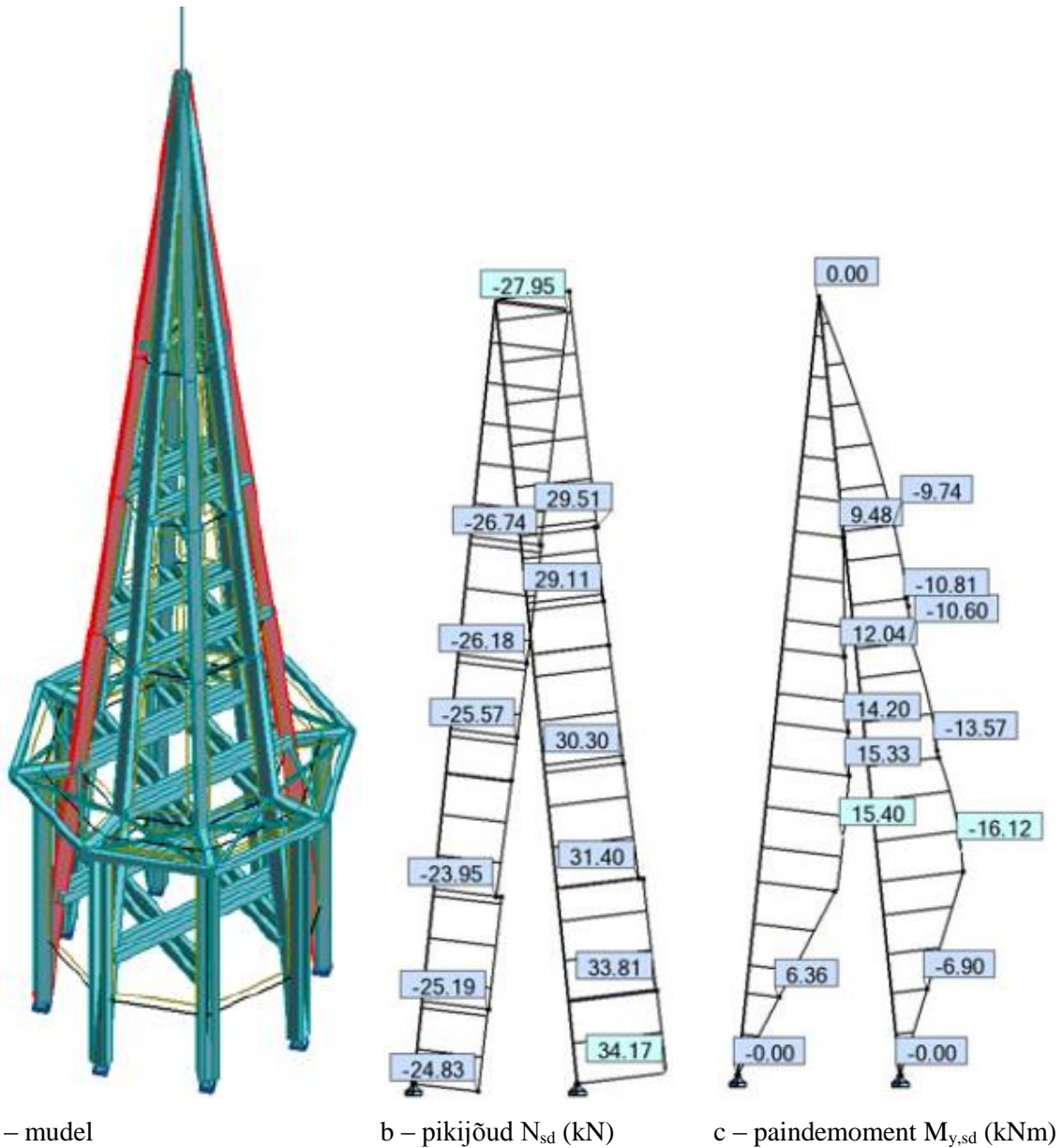
Põltsamaa Niguliste kiriku tornikiivri konstruktsioonide põhjal koostati Autodesk Robotiga Tartu Maarja kiriku tornikiivri mudel (joonis 2.10 a) ja leiti sarikates mõjuvad pikijõud (joonis 2.10 b) ja paindemomendid (joonis 2.10 c). Vaadeldavad sarikad on näidatud mudeli joonisel punasega.



Joonis 2.10. Tartu Maarja kiriku tornikiivri arvutuskeem Põltsamaa Niguliste kiriku kandeskeemi järgi

2.5.2. Mustvee kirik

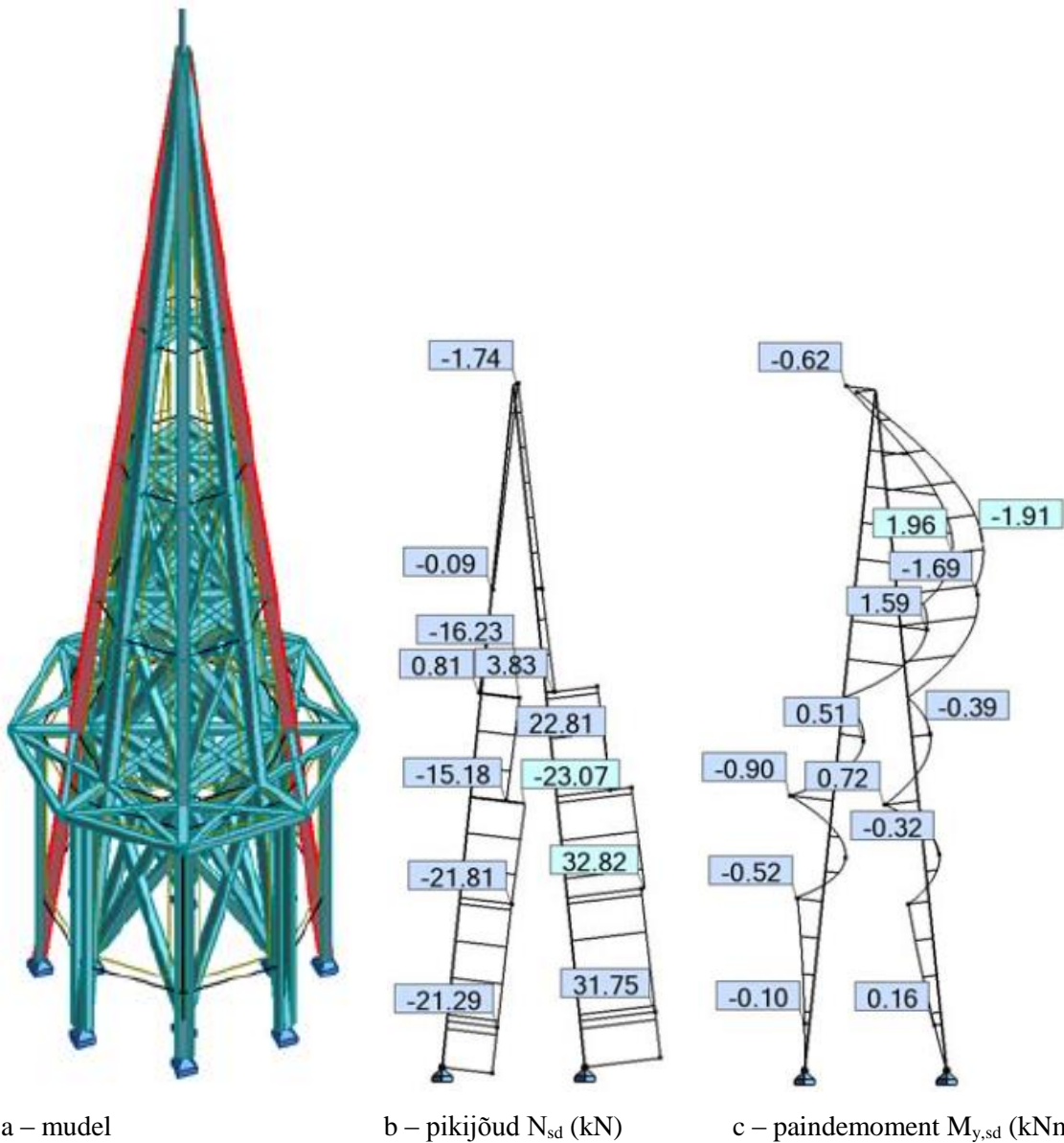
Mustvee kiriku tornikiivri konstruksioonide põhjal koostati Autodesk Robotiga Tartu Maarja kiriku tornikiivri mudel (joonis 2.11 a) ja leiti sarikates mõjuvad pikijõud (joonis 2.11 b) ja paindemomendid (joonis 2.11 c). Vaadeldavad sarikad on näidatud mudeli joonisel punasega.



Joonis 2.11. Tartu Maarja kiriku tornikiivri arvutuskeem Mustvee kiriku kandeskeemi järgi

2.5.3. Väike-Maarja kirik

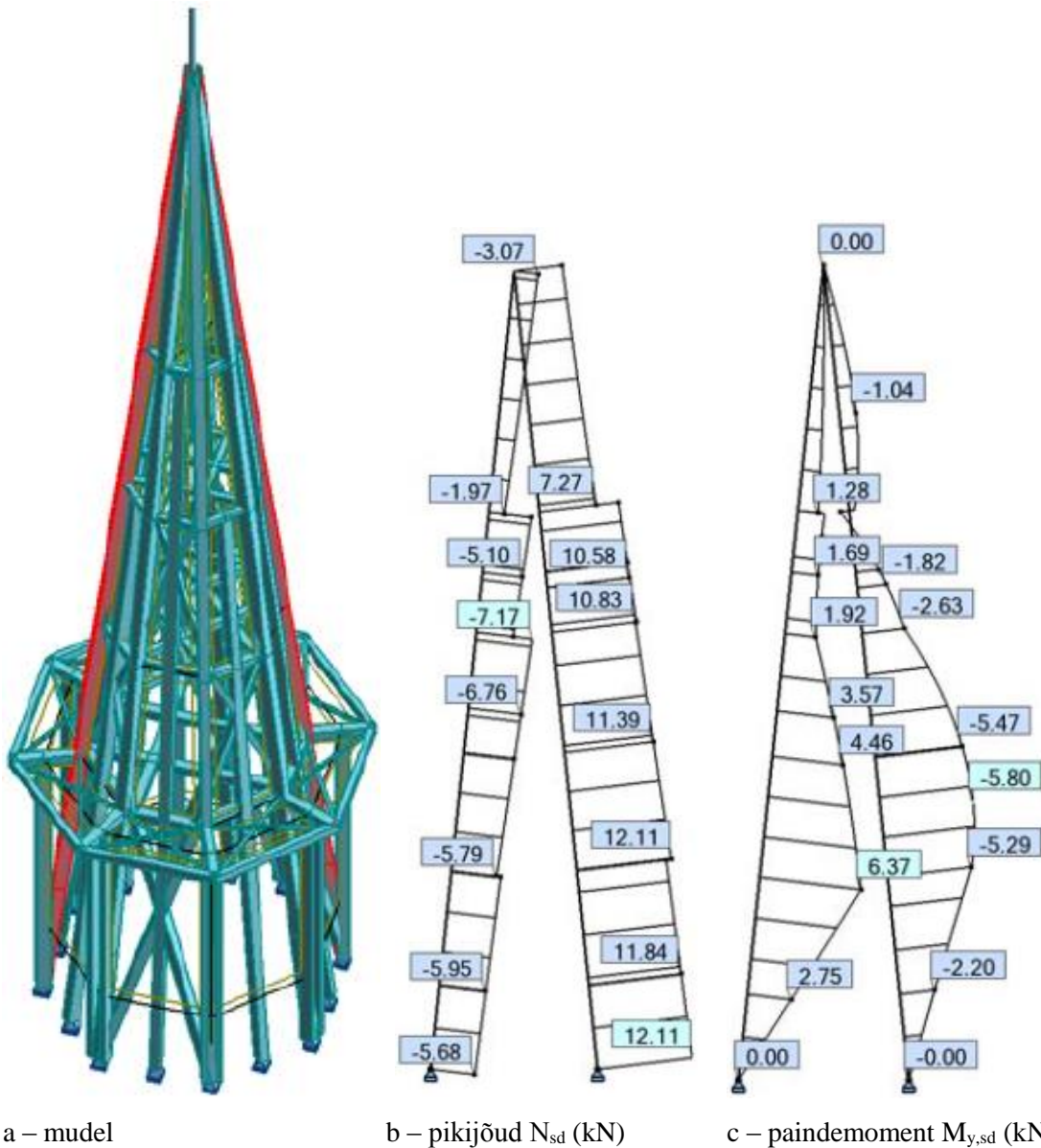
Väike-Maarja kiriku tornikiivri konstruktsioonide põhjal koostati Autodesk Robotiga Tartu Maarja kiriku tornikiivri mudel (joonis 2.12 a) ja leiti sarikates mõjuvad pikijõud (joonis 2.12 b) ja paindemomendid (joonis 2.12 c). Vaadeldavad sarikad on näidatud mudeli joonisel punasega.



Joonis 2.12. Tartu Maarja kiriku tornikiivri arvutuskeem Väike-Maarja kiriku kandeskeemi järgi

2.5.4. Maarja-Magdaleena kirik

Maarja-Magdaleena kiriku tornikiivri konstruktsioonide põhjal koostati Autodesk Robotiga Tartu Maarja kiriku tornikiivri mudel (joonis 2.13 a) ja leiti sarikates mõjuvad pikijõud (joonis 2.13 b) ja paindemomendid (joonis 2.13 c). Vaadeldavad sarikad on näidatud mudeli joonisel punasega.



Joonis 2.13. Tartu Maarja kiriku tornikiivri arvutuskeem Maarja-Magdaleena kiriku kandeskeemi järgi

2.5.5. Konstruksioonilahenduse valik

Kuna dimensioneerimisel mõjutab konstruksioonielemendi kandevõimet kõige rohkem paindemoment, siis võrdleme peamiselt konstruksioonides tekkivaid paindemomente. Kõige suuremad paindemomendid tekivad, kui kasutada Mustvee kiriku tornikiivri konstruktiivset lahendust. Põltsamaa Niguliste ja Maarja-Magdaleena kiriku konstruktiivsed lahendused annavad peaaegu sama suured paindemomendid, kuid Maarja-Magdaleena meetodi puhul on pikijõud väiksem. Samas Maarja-Magdaleena kirikutorni ehitamiseks on kasutatud rohkem materjali ja jäigastamise meetod on keerulisem ja raskemini teostatav. Kõige väiksemad paindemomendid tulevad, kui kasutada Väike-Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivset lahendust. Väike-Maarja tornikiivri jäigastamiseks on tornikiivri sisse rajatud südamik, sest tornikiiver on ebaharilikult saleda kujuga. Kuna Tartu-Maarja kiriku tornikiiver ei tule nii sale, siis selline lahendus ei ole otstarbekohane.

Kõige paremini sobiks Põltsamaa Niguliste kiriku tornikiivri lahendus, kuna sisejõud tulid teiste südamikuta tornikiivritega võrreldes väiksed ja selline jäigastamise meetod sobib kõige paremini Tartu Maarja kiriku tornikiivri arhitektuursele lahendusele.

3. TARTU MAARJA KIRIKU TORNIKIIVRI KONSTRUKTSIOONIDE LAHENDUS

3.1. Konstruksioonide kirjeldus

Tornikiivri mõõdud võetakse vastavalt eelprojektile, mille on koostanud KOKO Arhitektid OÜ. Tornikiivri kõrgus on 19,8 meetrit, põhiplaaniks on võrdkülgne kaheksanurk. Tornikiivri ülemine osa on püramiidikujuline ja alumine osa on prismakujuline

Tornikiivri põhikonstruksiooniks on kaheksa sarikat, mis on ankurdatud ankrupoltidega raudbetoonist vahelakke. Tornikiivri ülemises osas paigaldatakse sarikate peale roovitis ja roovitise peale valtsplekk. Prismakujulise osa külgservades on kaheksa posti, mille peale paigaldatakse täislaudis. Laudise peale paigaldatakse hõre pilliroomatt, mis omakorda krohvatakse lubikrohviga. Post koosneb kahest prussist ja on ühendatud alt sarikaga ja ülevalt

horisontaalse katuseelemendiga, mis on omakorda ühendatud sarikaga. Tornikiivri jäigastamiseks ühendatakse sarikad omavahel vööde ja jäikussidemetega. Lisaks paigaldatakse jäigastamiseks katuse tasapinda ümarterasest diagonaalid, mis töötavad tõmbele. Konstruktsioonide joonised on näidatud Lisas 2.

3.2. Koormused

3.2.1. Lumekoormus

Lumekoormus arvutatakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2006.

Vastavalt standardi EVS-EN 1991-1-3:2006 Eesti rahvuslikule lisale on normatiivne lumekoormus Tartus: $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

Kuna tornikiivri ülemise osa kaldenurk on 84° ($\alpha > 60^\circ$), siis kujutegur $\mu_1 = 0$ ja lumekoormus sellele osale ei mõju. [17]

Kiriku tornikiivri ülemise ja alumise osa vahel on kaheastmeline katuse osa, mille kaldenurk $\alpha = 9,5^\circ$.

Normatiivne lumekoormus katusele määratakse valemiga [17, lk. 18]:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad \text{kus} \quad (3.1)$$

μ_i on lumekoormuse kujutegur;

C_e on avatustegur, Eestis võetakse $C_e = 1,0$;

C_t on soojustegur, Eestis võetakse $C_t = 1,0$;

s_k on normatiivne lumekoormus maapinnal (kN/m^2).

Vastavalt standardi EVS-EN 1991-1-3:2006 tabelile 5.2 on katusel, mille kaldenurk on vahemikus $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, lumekoormuse kujutegur $\mu_1 = 0,8$. [17, lk 20]

Normatiivse lumekoormuse katusele saadakse valemiga 3.1:

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

3.2.2. Tuulekoormus

3.2.2.1. Tuulekoormuse arvutamise meetoodika

Tuulekoormus on arvatud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-4:2007.

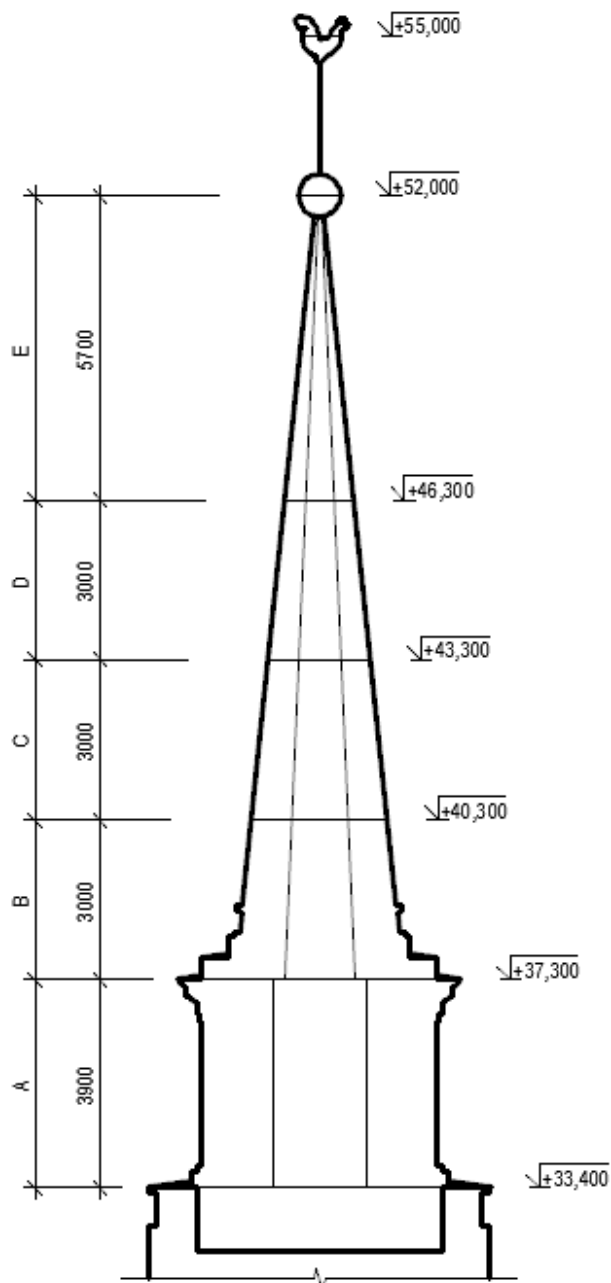
Kuna ehitis asub maastikutüüpide vahelise piiri läheduses, vähem kui 1 km kaugusel siledamast maastikutüübist, siis valime tuulepoolse siledama maastikutüübi III. Piirkond, mis on kaetud ühtlase taimestiku või hoonestusega või eraldiseisvate takistustega, mille vahekaugus ei ületa 20-kordset takistuse kõrgust. Maastikutüüp III puhul on karedusmõõt $z_0 = 0,3$ m, miinimumkõrgus $z_{\min} = 5$ m ja maksimumkõrgus $z_{\max} = 200$ m. [18]

Eestis on soovituslik tuule baaskiiruse väärtus $v_{b,0} = 21$ m/s ja õhutiheduse väärtus $\rho = 1,25$ kg/m³. [18]

Tuulekoormuse leidmiseks jaotatakse torni puitkonstruktsioonidest osa kõrguse järgi viieks tsooniks, kuna torni ristlõige ei ole ühtlane ja tuulerõhk muutub sõltuvalt kõrgusest. Tuulekoormuse tsoonid on näidatud joonisel 3.1.

Tuulekoormuse tsoonid vastavalt kõrgusele:

Tsoon A	33,4–37,3 m;
Tsoon B	37,3–40,3 m;
Tsoon C	40,3–43,3 m;
Tsoon D	40,3–43,3 m;
Tsoon E	43,3–52,0 m.



Joonis 3.1. Tuulekoormuse tsoonid

Tuulerõhk määratakse konstruktsioonile jõutegurite abil avaldisega: [18, lk. 26]

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}, \quad \text{kus} \quad (3.2)$$

$c_s c_d$ on konstruktsioonitegur;

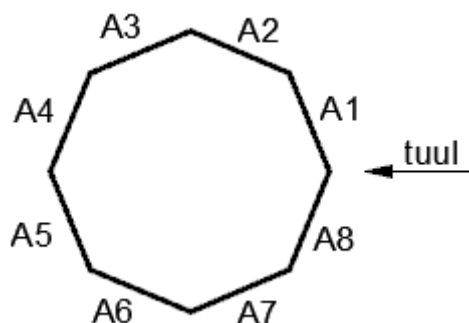
c_f on konstruktsiooni, konstruktsiooniosa või konstruktsioonielemendi jõutegur;

$q_p(z_e)$ on arvutuskõrgusele kõrgusest z_e sõltuv tippkiirusrõhk;

A_{ref} on kõrgusest sõltuv konstruktsiooniosa arvutuspinna, kuna leiame koormuse ruutmeetri kohta, siis A_{ref} -i arvestame ainult tuulelipu korral.

Välirõhutegurid oktagonaalse ristlõikega konstruktsiooni külgedele:

Tuulekoormuse tsoonid jaotatakse omakorda kaheksaks koormustsooniks. Tsoon A jaguneb vastavalt tsoonideks A1–A8, nagu on kujutatud joonisel 3.2.



Joonis 3.2. Tuule suund ja koormustsoonid

Kuna standardis EVS-EN 1991-1-4:2007 ei ole käsitletud pindade välisrõhutegureid oktagonaalse ristlõikega konstruktsioonidele, siis ligikaudsed välisrõhuteguri väärtused saame uuringust: „An Experimental Investigation of Wind Effects and Dynamic Behavior of an Octagonal Cylinder“. [19]

Vastavalt uuringule on tuulemõju konstruktsioonile kõige suurem, kui tuul puhub joonisel 3.2 näidatud suunas. Välisrõhuteguri c_p väärtused, vastavalt joonisele 3.2, on toodud tabelis 3.1.

Tabel 3.1. Välisrõhuteguri c_p väärtused

	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
c_p	0,8	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	0,8

Tuulerõhu koormustsoonidele saadakse avaldisest:

$$F_{w,i} = F_w \cdot c_p, \quad \text{kus} \quad (3.3)$$

F_w on tuulerõhk konstruktsioonile;

c_p on välisrõhutegur.

3.2.2.2. Tuulekoormuse arvutamine

Tippkiirusrõhk

Tuule baaskiirus määratakse valemiga: [18, lk. 18]

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \cdot c_p, \quad \text{kus} \quad (3.4)$$

$v_{b,0}$ on tuule põhiline baaskiiruse väärtus, soovitud väärtus Eestis $v_{b,0} = 21$ m/s ;

c_{dir} on suunategur, soovitud väärtus on 1,0;

c_{season} on aastaajategur, soovitud väärtus on 1,0;

c_p on tõenäosustegur.

Tõenäosustegur arvutatakse avaldisega: [18, lk. 18]

$$c_p = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n, \quad \text{kus} \quad (3.5)$$

K on kujutegur, mis sõltub ekstreemväärtuste jaotuse variatsioonitegurist, soovitud väärtus on 0,2;

n on astendaja, soovitud väärtus on 0,5;

p on tõenäosus, et tuule 10 minuti keskmine kiirus aasta jooksul ületatakse. Kirikutorni projekteeritud kasutuseaks valime 100 aastat (monumentaalsed hooned, sillad ja muud ehitustehnilised rajatised), $p = 1/100 = 0,01$.

$$c_p = \left(\frac{1 - 0,2 \cdot \ln(-\ln(1 - 0,01))}{1 - 0,2 \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^{0,5} = 1,038$$

Tuule baaskiirus vastavalt valemile 3.4:

$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot 21 \cdot 1,038 = 21,80 \text{ m/s.}$$

Maastikutüübi tegur leitakse avaldisega: [18, lk. 20]

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right), \quad \text{kus} \quad (3.6)$$

z_0 on karedusmõõt, maastikutüüp III puhul 0,3;

$z_{0,II}$ on 0,05 m.

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215$$

Karedustegur, kui $z_{\min} \leq z < z_{\max}$, saadakse avaldisega: [18, lk. 19]

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad \text{kus} \quad (3.7)$$

z on kõrgus maapinnast.

Karedustegur tsoonis A, kõrgusel $z = 37,3$ m maapinnast, vastavalt valemile 3.7:

$$c_r(z) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{37,3}{0,3}\right) = 1,037.$$

Keskmine tuulekiiruse saab määrata avaldisest: [18, lk. 19]

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad \text{kus} \quad (3.8)$$

$c_0(z)$ on pinnavormitegur, mis võetakse 1,0.

Keskmine tuulekiirus tsoonis A, kõrgusel $z = 37,3$ m maapinnast, vastavalt valemile 3.8:

$$v_m(z) = 1,037 \cdot 1,0 \cdot 21,80 = 22,607 \text{ m/s}.$$

Turbulentsi intensiivsuse saab määrata avaldisest: [18, lk. 22]

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}, \quad \text{kus} \quad (3.9)$$

k_I on turbulentsitegur, soovituslik väärtus on 1,0;

c_0 on pinnavormitegur, mis võetakse 1,0.

Turbulentsi intensiivsus tsoonis A, kõrgusel $z = 37,3$ m maapinnast, vastavalt avaldisele 3.9:

$$I_v(z) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{37,3}{0,3}\right)} = 0,207.$$

Tippkiirusrõhu, milles liituvad keskmine kiirus ja lühiaegsed kiiruse pulsatsioonid, saab avaldisega: [18, lk. 23]

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z), \quad \text{kus} \quad (3.10)$$

ρ on õhu tihedus.

Tippkiirusrõhk tsoonis A, kõrgusel $z = 37,3$ m maapinnast, vastavalt avaldisele 3.10:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,207] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22,607^2 = 782 \text{ N/m}^2 = 0,78 \text{ kN/m}^2.$$

Jõutegur c_f korrapärase polügonaalise ristlõikega konstruktsioonelemendile

Jõutegur c_f korrapärase polügonaalise 5 või enam küljega ristlõikega konstruktsioonelementidele tuleks määrata avaldisega: [18, lk. 66]

$$c_f = c_{f,0} \psi_\lambda, \quad \text{kus} \quad (3.11)$$

$c_{f,0}$ on ilma vaba otsata elemendi jõutegur;

ψ_λ on otsa mõju tegur.

Ilma vaba otsata elemendi jõutegur $c_{f,0}$ tsoonis A

Ristlõigete rõhutegurid sõltuvad Reynoldsi arvust Re , mis määratakse avaldisega: [18, lk. 68]

$$Re = \frac{b \cdot v_m(z_e)}{\nu}, \quad \text{kus} \quad (3.12)$$

b on ristlõike laius;

ν on õhu kinemaatiline viskoossus ($\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$);

$v_m(z_e)$ on keskmine tuulekiirus.

Reynoldsi arv tsoonis A, kus $b = 4,40$ m ja $v_m(z_e) = 22,607$ m/s, saadakse avaldisest 3.12:

$$Re = \frac{4,40 \cdot 22,607}{15 \cdot 10^{-6}} = 66,31 \cdot 10^5.$$

Soovituslikud konservatiivsed $c_{f,0}$ väärtused, mis on saadud madala turbulentsi tingimustes, on toodud standardi EVS-EN 1991-1-4:2007 tabelis 7.11. [18, lk. 67]

$$Re = 66,31 \cdot 10^5 > 3 \cdot 10^5 \Rightarrow c_{f,0} = 1,30$$

Otsa mõju teguri ψ_λ

Kuna otsa mõju tegur sõltub konstruktsiooni efektiivsaledusest, siis leiame ühtse otsa mõju teguri puitkonstruktsioonidest osale.

Efektiivsaledus, kui $l \geq 50$ m: [18, lk. 79]

$$\lambda = \frac{1,4l}{b}. \quad (3.13)$$

Efektiivsaledus, kui $l < 15$ m: [18, lk. 79]

$$\lambda = \frac{2l}{b}, \quad \text{kus} \quad (3.14)$$

l on konstruktsiooniosa kõrgus, l vahepealsete väärtuste puhul tuleks kasutada lineaarset interpolatsiooni;

b on konstruktsiooniosa laius.

Kuna $l = 18,6$ m, siis kasutame lineaarset interpolatsiooni. Konstruktsiooni laiuseks võtame konstruktsiooni geomeetrilise keskme laiuse $b = 2,75$ m.

Efektiivsaledus vastavalt valemitele 3.13 ja 3.14:

$$\lambda = \frac{1,4l}{b} = \frac{1,4 \cdot 50}{2,75} = 25,45,$$

$$\lambda = \frac{2l}{b} = \frac{2 \cdot 15}{2,75} = 10,91.$$

Kui $l = 18,6$ m, siis $\lambda = 12,41$.

Täitetegur φ saadakse avaldisest: [18, lk. 80]

$$\varphi = \frac{A}{A_c}, \quad \text{kus} \quad (3.15)$$

A on varraste projektsioonide summaarne pindala;

A_c on konstruktsiooni väliservaga piiritletud pindala.

Kuna $A = A_c$, siis $\varphi = 1$.

Otsa mõju teguri ψ_λ väärtuse saab standardist EVS-EN 1991-1-4:2007 jooniselt 7.36. Otsa mõju tegur sõltub täitetegurist φ ja saledusest λ . [18, lk. 80]

Kui $\lambda = 12,41$ ja $\varphi = 1$, siis $\psi_\lambda = 0,72$.

Jõutegur c_f vastavalt valemile 3.11:

$$c_f = 1,30 \cdot 0,72 = 0,94.$$

Konstruksioonitegur c_{scd}

Kuna konstruksioonitegur $c_{scd} = 0,92$ (leitud Lisas 1), siis võtame edasistes arvutustes tagavara kasuks $c_{scd} = 1$.

Tuulerõhk

Tuulerõhk tsoonis A, kõrgusel 37,3 m maapinnast, vastavalt valemile 3.2:

Kuna leiame koormuse ruutmeetri kohta, siis A_{ref} -i ei arvesta.

$$F_{w,A} = 1 \cdot 0,94 \cdot 0,78 = 0,73 \text{ kN/m}^2.$$

Tuulerõhu koormustsoonidele A1-A8 (tabel 3.2) saame vastavalt valemile 3.3:

$$F_{w,Ai} = F_{w,A} \cdot c_p.$$

Tabel 3.2. Koormustsoonide A1–A8 tuulerõhud

Tsoon	c_p	$F_{w,Ai}$ (kN/m ²)
A1	0,8	0,58
A2	-0,6	-0,44
A3	-0,6	-0,44
A4	-0,6	-0,44
A5	-0,6	-0,44
A6	-0,6	-0,44
A7	-0,6	-0,44
A8	0,8	0,58

Tuulekoormus tuulelipule

Kuna standardis EVS-EN 1991-1-4:2007 ei käsitleta tuulelippe, vaid kinnitamata (vabalt lehvi- ja vabalt) lippe, mille puhul arvestatakse ka flatterist tingitud dünaamiliste jõudude mõju, siis tuulelipu jõuteguri arvutamisel saame tulemuse tagavara kasuks.

Jõuteguri c_f saab määrata kinnitamata lipule avaldisest: [18, lk. 102]

$$c_f = 0,02 + 0,7 \frac{m_f}{\rho h} \left(\frac{A_{ref}}{h^2} \right)^{-1,25}, \quad \text{kus} \quad (3.16)$$

m_f on lipu ühikpindala mass;

A_{ref} on lipu arvutuslik pindala, $A_{ref} = 0,4 \text{ m}^2$;

h on lipu kõrgus, $h = 0,6 \text{ m}$.

Lipu ühikpindala mass:

$$m_f = b \cdot \gamma, \quad \text{kus} \quad (3.17)$$

b on lipu paksus, $b = 0,005 \text{ m}$;

γ on terase mahukaal, $\gamma = 77 \text{ kN/m}^3$.

$$m_f = 0,005 \cdot 77 = 0,385 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Jõutegur vastavalt avaldisele 3.16:

$$c_f = 0,02 + 0,7 \frac{0,385}{1,25 \cdot 0,6} \left(\frac{0,4}{0,6^2} \right)^{-1,25} = 0,335.$$

Karedustegur lipule, kõrgusel $z = 55,0 \text{ m}$ maapinnast, vastavalt valemile 3.7:

$$c_r(z) = 0,215 \cdot \ln \left(\frac{55,0}{0,3} \right) = 1,120.$$

Keskmine tuulekiirus lipule, kõrgusel $z = 55,0 \text{ m}$ maapinnast, vastavalt valemile 3.8:

$$v_m(z) = 1,120 \cdot 1,0 \cdot 21,80 = 24,425 \text{ m/s}.$$

Turbulentsi intensiivsus lipule, kõrgusel $z = 55,0 \text{ m}$ maapinnast, vastavalt valemile 3.9:

$$I_v(z) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln \left(\frac{55,0}{0,3} \right)} = 0,192.$$

Tippkiirusrõhk lipule, kõrgusel $z = 55,0 \text{ m}$ maapinnast, vastavalt valemile 3.10:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,192] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 24,425^2 = 874 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Tuulejõud lipule, kõrgusel $55,0 \text{ m}$ maapinnast, vastavalt valemile 3.2:

$$F_{w,L} = 1 \cdot 0,335 \cdot 0,87 \cdot 0,4 = 0,12 \text{ kN}.$$

3.2.3. Omakaalukoormused

Tornikiivri sarikatele ja tornikiivri aluse korruse seina postidele mõjuvad omakaalukoormused on arvatud tabelis 3.3. Tornikiivri ülemises osas paigaldatakse sarikate peale männi/kuuse puidust roovitis sammuga $s = 250$ mm, ristlõike kõrgusega $h = 150$ mm ja laiusega $b = 32$ mm. Roovitise peale paigaldatakse valtsplekk omakaaluga $0,075$ kN/mm² [20]. Tornikiivri alumises osas paigaldatakse postide peale männi/kuuse puidust täislaudis ristlõike kõrgusega $h = 100$ mm ja laiusega $b = 32$ mm. Roovitise ja laudise mahukaal on 5 kN/mm² [20]. Laudise peale paigaldatakse klambritega hõre pilliroomatt omakaaluga $0,025$ kN/mm² [21]. Pilliroomati peale paigaldatakse lubikrohv mahukaaluga 16 kN/mm² [20], paksusega ligikaudu 50 mm.

Tabel 3.3. Omakaalukoormused sarikatele ja postidele.

	Konstruksiooni kiht	h (m)	b (m)	s (m)	Mahukaal (kN/m ³)	Normatiivne koormus (kN/m ²)
Koormused sarikatele	Valtsplekk	-	-	-	-	0,075
	Roovitis	0,15	0,032	0,25	5	0,096
Sarikatele kokku:	G_k =					0,17
Koormused postidele	Lubikrohv	0,05	-	-	16	0,80
	Hõre pilliroomatt	-	-	-	-	0,025
	Täislaudis	0,10	0,032	0,10	5	0,160
Postidele kokku:	G_k =					0,99

3.2.4. Kasuskoormus

Kasuskoormused on saadud standardist EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002.

Kasuskoormus jäikussidemetele:

Kuna torni ehitus- ja hooldustööde jaoks on vaja tagada ligipääs tornikiivri ülemisele osale, siis torni puitosa sisse rajatakse käigutee. Jäikussidemed kaetakse laudadega, et saada tasapinnad. Tasapinnad ühendatakse omavahel redelitega. Käigutee tasapinnale mõjuva koormuse võtame vastavalt standardi EVS-EN 1991-1-1:2002 Eesti rahvuslikus lisas olevale tabelile NA.6.10. Vaatame tasapinda kui käiguteed, mis on alla 20° kaldega, kus mõjub jaotatud koormus $q_k = 0,75$ kN/m².

Kasuskoormus roovile:

H klassi katustel, kuhu pääseb ainult hoolduseks, remondiks ja puhastustöödeks ja mille kalle on suurem kui 40°, võetakse normatiivne koondkoormus $Q_k = 1,5 \text{ kN}$.

3.3. Koormuskombinatsioonid

Kandepiirseisundis alaliste või ajutiste arvutusolukordade koormuskombinatsioonid vastavalt avaldisele:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad \text{kus} \quad (3.18)$$

γ on koormuse osavarutegur vastavalt indeksile;

$G_{k,j}$ on alaline koormus;

$Q_{k,1}$ on domineeriv muutuvkoormus;

$Q_{k,i}$ on muu muutuvkoormus;

$\psi_{0,i}$ on kombinatsioonitegur.

Alaliskoormuse ebasoodsa mõju korral on osavarutegur $\gamma_{G,j} = 1,2$ (lähtudes kandevõime kaotusest) ja soodsa mõju korral $\gamma_{G,j} = 0,9$ (lähtudes staatilise tasakaalu kaotusest). Muutuvkoormuse ebasoodsa mõju korral on osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$ ning soodsa mõju korral $\gamma_Q = 0$. Lisaks tuleks kontrollida ainult alaliskoormuse ebasoodsat mõju konstruktsioonile või selle elemendile, võttes osavaruteguriks $\gamma_{G,j} = 1,35$. Mittedomineeriva muutuvkoormuse kombinatsioonitegur on lumekoormusel $\psi_0 = 0,5$ ja tuulekoormusel $\psi_0 = 0,6$. [23]

Koormuskombinatsioonid:

KK1: Alaliskoormuse ebasoodne mõju konstruktsioonile või konstruktsioonielemendile võttes osavaruteguriks $\gamma_{G,j} = 1,35$.

$$1,35 \cdot \text{Omakaal}$$

KK2: Ebasoodsa mõjuga omakaalukoormus koos domineeriva tuulekoormuse ja mittedomineeriva lumekoormusega.

$$1,2 \cdot \text{Omakaal} + 1,5 \cdot (\text{Tuul} + 0,5 \cdot \text{Lumi})$$

KK3: Ebasoodsa mõjuga omakaalukoormus koos domineeriva tuulekoormusega.

$$1,2 \cdot Omakaal + 1,5 \cdot Tuul$$

KK4: Ebasoodsa mõjuga tuulekoormus koos soodsa mõjuga omakaalukoormusega, lähtudes staatilise tasakaalu kaotusest. Seda koormuskombinatsiooni arvestatakse ainult torni puitosa ja ülejäänud torni vahelise ankurduse dimensioneerimisel.

$$0,9 \cdot Omakaal + 1,5 \cdot Tuul$$

KK5: Ebasoodsa mõjuga omakaalukoormus koos domineeriva kasuskoormusega ning mitedomineeriva lume ja tuulekoormusega.

$$1,2 \cdot Omakaal + 1,5 \cdot (Kasuskoormus + 0,5 \cdot Lumi + 0,6 \cdot Tuul)$$

Kuna tornikiivri korral saavad alati määravaks koormuskombinatsioonid, mis on koos tuulekoormusega, siis pole koormuskombinatsioone ilma tuulekoormuseta koostatud.

3.4. Konstruksioonelementide tugevuskontroll

3.4.1. Katuse roovi arvutus

Lihttalana töötava üksiku roovi kontroll kasuskoormusele.

Roovi samm on 250 mm, ristlõike kõrgus $h = 150$ mm ja laiusega $b = 32$ mm. Roovi suurim sille $l = 1,29$ m, katuse kalle $\alpha = 84^\circ$.

Kasutatava roovi materjaliks on saepuit tugevusklassiga C18. Koormuse kestusklass on lühiajaline ja konstruksiooni kasutusklass on 2. Modifikatsioonitegur $k_{mod} = 0,9$ ja saepuidu osavarutegur $\gamma_M = 1,3$. [24]

Saematerjali C18 omadused: [20]

Paindetugevus $f_{m,k} = 18$ N/mm²;

Nihketugevus $f_{v,k} = 3,4$ N/mm².

Arvutuslik koondkoormus:

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k, \quad \text{kus} \quad (3.19)$$

γ_Q on domineeriva muutuvkoormuse osavarutegur;

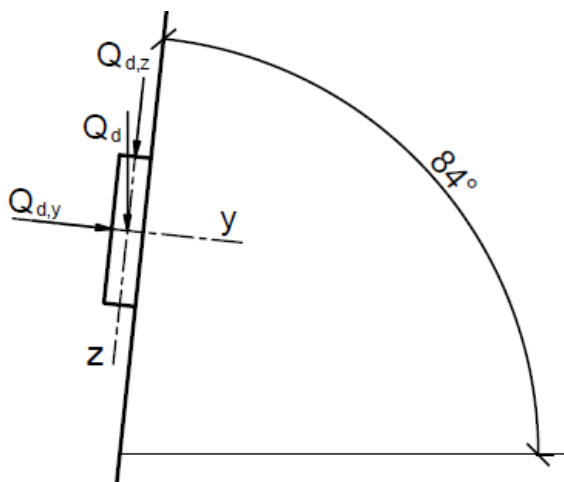
Q_k on roovile mõjuv normatiivne koondkoormus, $Q_k = 1,5 \text{ kN}$.

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kN}$$

Roovi kontroll vildakpainele

Kuna roovid paiknevad nurga all, siis vertikaalne koormus jaguneb kaheks komponendiks.

Koormuste jagunemine on näidatud joonisel 3.3.



Joonis 3.3. Koondkoormuse jaotumine telgede sihis

Arvutuslikud koondkoormused y- ja z-telje sihis:

$$Q_{d,y} = Q_d \cdot \cos(84^\circ) = 2,25 \cdot \cos(84^\circ) = 0,235 \text{ kN},$$

$$Q_{d,z} = Q_d \cdot \sin(84^\circ) = 2,25 \cdot \sin(84^\circ) = 2,238 \text{ kN}.$$

Maksimaalsed arvutuslikud paindemomendid tekivad sildeava keskel:

$$M_{sd} = \frac{Q_d \cdot l}{4}, \quad \text{kus} \quad (3.20)$$

Q_d on punktkoormus sildeava keskel;

l on sildeava pikkus.

Arvutuslikud paindemomendid ümber y- ja z-telje vastavalt valemile 3.20:

$$M_{sd,y} = \frac{2,238 \cdot 1,29}{4} = 0,722 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$M_{sd,z} = \frac{0,235 \cdot 1,29}{4} = 0,076 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Ristlõike vastupanumomendid:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}, \quad \text{kus} \quad (3.21)$$

b on ristlõike laius;

h on ristlõike kõrgus.

$$W_y = \frac{32 \cdot 150^2}{6} = 120000 \text{ mm}^3$$

$$W_z = \frac{32^2 \cdot 150}{6} = 25600 \text{ mm}^3$$

Arvutuslikud paindepinged:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{sd}}{W}, \quad \text{kus} \quad (3.22)$$

M_{sd} on arvutuslik paindemoment;

W on ristlõike vastupanumoment.

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,722 \cdot 10^6}{120000} = 6,02 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{0,076 \cdot 10^6}{25600} = 2,97 \text{ N/mm}^2$$

Materjali omaduste arvvaartus X_d määratletakse avaldisega: [24, lk. 504]

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}, \quad \text{kus} \quad (3.23)$$

X_k on tugevusomaduse normvaartus;

γ_M on materjali omaduste osavarutegur;

k_{mod} on koormuse kestuse ja niiskusesisalduse mõju arvestav modifikatsioonitegur.

Paindetugevus ümber y-telje vastavalt valemile 3.23:

$$f_{m,y,d} = 0,9 \cdot \frac{18}{1,3} = 12,46 \text{ N/mm}^2.$$

Arvutuslik paindetugevus ümber z-telje

Kui ristkülikulise saepuidu viitekõrgus paindel on väiksem kui 150 mm, võib paindetugevust suurendada teguriga k_h : [24, lk. 26]

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{150}{h}\right)^{0,2} \\ 1,3 \end{array} \right. \quad \text{kus} \quad (3.24)$$

h on paindeelemendi kõrgus.

Tegur k_h vastavalt valemile 3.24, kui viitekõrgus on 32 mm:

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{150}{32}\right)^{0,2} \\ 1,3 \end{array} \right. = 1,36 \Rightarrow k_h = 1,3.$$

Paindetugevus ümber z-telje vastavalt valemile 3.23:

$$f_{m,z,d} = 0,9 \cdot \frac{18 \cdot 1,3}{1,3} = 16,20 \text{ MPa}.$$

Vildakpaine korral peavad olema tagatud tingimused: [24, lk. 37]

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (3.25)$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad \text{kus} \quad (3.26)$$

k_m on tegur, mis arvestab pingete ümberjagunemist ja materjali mittehomoogensust, täisnurkse ristlõike korral $k_m = 0,7$.

$$\frac{6,02}{12,46} + 0,7 \cdot \frac{2,97}{16,20} = 0,61 < 1$$

$$0,7 \cdot \frac{6,02}{12,46} + \frac{2,97}{16,20} = 0,52 < 1$$

Roovi paindekandevõime on tagatud.

Roovi nihkekandevõime kontroll

Peab olema tagatud tingimus: [24, lk. 37]

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad \text{kus} \quad (3.27)$$

τ_d on arvutuslik nihkepinge;

$f_{v,d}$ on arvutuslik nihketugevus.

Paindelemandi nihkekandevõime kontrollimisel tuleks pragude mõju arvestada efektiivlaiuse kasutamisega, mis määratakse valemiga: [24, lk. 37]

$$b_{ef} = k_{cr} b, \quad \text{kus} \quad (3.28)$$

k_{cr} tegur, mis saepuidul ja liimpuidul on 0,67;

b on ristlõike laius.

$$b_{ef} = 0,67 \cdot 32 = 21,44 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = 0,67 \cdot 32 = 100,50 \text{ mm}$$

Maksimaalne põikjõud y-telje ja z-telje sihis:

$$V_{sd,y} = \frac{Q_{d,y}}{2} = \frac{2,238}{2} = 1,119 \text{ kN},$$

$$V_{sd,z} = \frac{Q_{d,z}}{2} = \frac{0,235}{2} = 0,118 \text{ kN}.$$

Arvutuslik nihketugevus vastavalt avaldisele 3.23:

$$f_{v,d} = 0,9 \cdot \frac{3,4}{1,3} = 2,35 \text{ N/mm}^2.$$

Arvutuslik nihkepinge:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V}{b_{ef} \cdot h}, \quad \text{kus} \quad (3.29)$$

V on põikjõud;

b_{ef} on ristlõike efektiivlaius;

h on ristlõike kõrgus.

$$\tau_{d,y} = \frac{1,5 \cdot 1,119 \cdot 10^3}{1,44 \cdot 150} = 0,522 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{d,z} = \frac{1,5 \cdot 0,118 \cdot 10^3}{32 \cdot 100,50} = 0,055 \text{ N/mm}^2$$

Nihkekandevõime vastavalt tingimusele 3.27:

$$\tau_{d,y} = 0,522 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,35 \text{ N/mm}^2,$$

$$\tau_{d,z} = 0,055 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,35 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime on tagatud.

3.4.2. Sarikate kandevõime arvutus

Torni puitkonstruktsioonidest osas on kaheksa sarikat, mis on 19,53 meetrit pikad. Sarikas koosneb kahest osast: alumine osa ristlõikega 160x240 mm ja pikkusega 8,550 meetrit; ülemine osa ristlõikega 160x180 mm ja pikkusega 10,98 meetrit. Sarikad koosnevad kahest osast, sest siis saab torni puitkonstruktsioonidest osa paigaldada kahes järgus. Kuna sellise pikkuse ja ristlõikega saematerjali on raske saada, siis sarikate materjaliks on valitud liimpuit tugevusklassiga GL24h. Kandevõime arvutamisel jaotame sarikad kuueks piirkonnaks, kuna jäikussidemed ja vööd takistavad nõtkumist.

Koormuse kestusklass on lühiajaline ja konstruktsiooni kasutusklass on 2. Modifikatsioonitegur $k_{\text{mod}} = 0,9$ ja liimpuidu osavarutegur $\gamma_m = 1,25$. [24]

Liimpuidu GL24h omadused: [26]

Paindetugevus $f_{m,g,k} = 24 \text{ N/mm}^2$;

Survetugevus pikikiudu $f_{c,0,g,k} = 24 \text{ N/mm}^2$;

Nihketugevus $f_{v,g,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$;

Tõmbetugevus pikikiudu $f_{t,0,g,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$;

Puidu 5% elastsusmoodul pikikiudu $E_{0,05} = 9400 \text{ N/mm}^2$.

3.4.2.1. Sarikate (piirkond 2) kontroll survele koos paindega

Sarikate kõige kriitilisema piirkonna, mis on näidatud punasega joonisel 3.4, kontroll survele koos paindega.

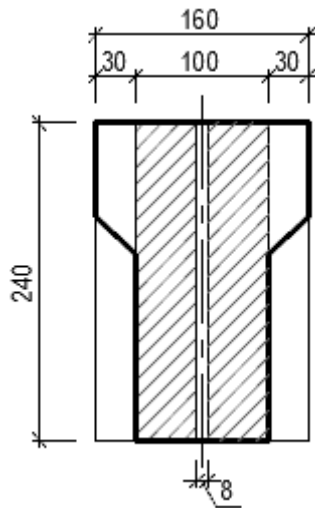


Joonis 3.4. Sarikate kõige kriitilisem piirkond survele koos paindega

Määravaks sai koormuskombinatsioon KK2:

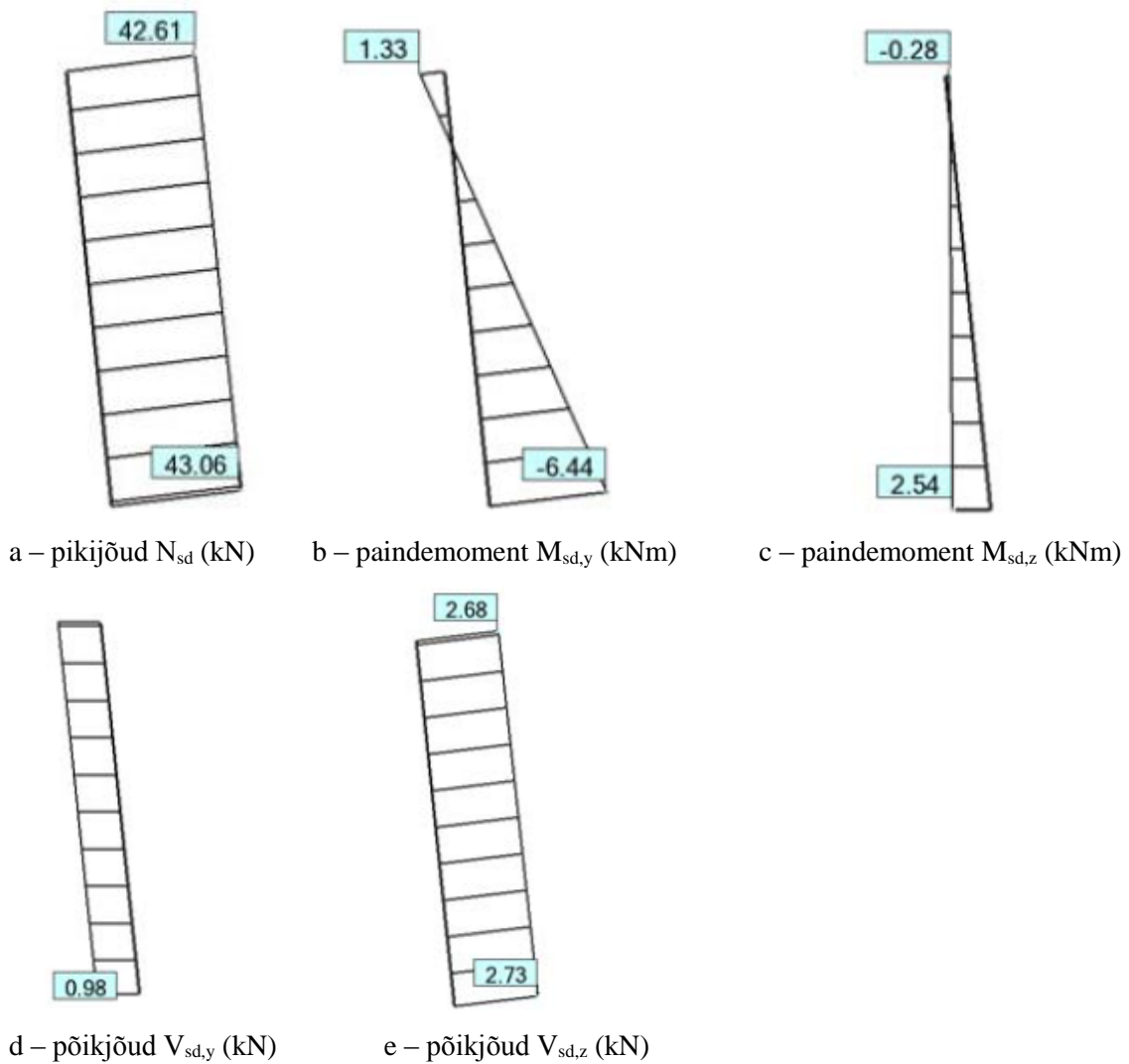
$$1,2 \cdot \text{Omakaal} + 1,5 \cdot (\text{Tuul} + 0,5 \cdot \text{Lumi}).$$

Selles piirkonnas sarika laius $b = 160$ mm, kõrgus $h = 240$ mm ja pikkus $l = 3,20$ m. Nõrgestatud ristlõikes on sarika laius $b_{ef} = 100$ mm. Arvutustes võtame sarika nõrgestatud ristlõike pindala tagavara kasuks, nagu on näidatud viirutatud alaga joonisel 3.5. Sisepingete leidmisel peab arvestama ka poldiavaga $d_b = 8$ mm. Nõrgestatud ristlõiget ei arvesta nõtkumise arvutamisel, kuna nõtkumine toimub sarikaosa keskel, aga nõrgestused paiknevad otses.



Joonis 3.5. Sarika nõrgestusega ristlõige

Sisejõud on näidatud joonisel 3.6.



Joonis 3.6. Kõige kriitilisemale sarikale mõjuvad sisejõud survele koos paindega

Inertsimomendid:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{160 \cdot 240^3}{12} = 18,432 \cdot 10^7 \text{ mm}^4,$$

$$I_z = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{160^3 \cdot 240}{12} = 8,192 \cdot 10^7 \text{ mm}^4.$$

Inertsiraadiused:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{18,432 \cdot 10^7}{160 \cdot 240}} = 69,28 \text{ mm},$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{8,192 \cdot 10^7}{160 \cdot 240}} = 46,19 \text{ mm}.$$

Nõtkepikkus:

$$l_{y,ef} = l_{z,ef} = l \cdot 1,0 = 3020 \cdot 1,0 = 3020 \text{ mm}.$$

Saledused:

$$\lambda_y = \frac{l_{y,ef}}{i_y} = \frac{3020}{69,28} = 43,59,$$

$$\lambda_z = \frac{l_{z,ef}}{i_z} = \frac{3020}{46,19} = 65,38.$$

Suhtelised saledused määratakse avaldistega: [24, lk. 40]

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \text{ja} \quad (3.30)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad \text{kus} \quad (3.31)$$

$f_{c,0,k}$ normatiivne survetugevus pikikiudu;

$E_{0,05}$ on puidu 5% elastsusmoodul pikikiudu.

$$\lambda_{rel,y} = \frac{43,59}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{24}{9400}} = 0,701$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{65,38}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{24}{9400}} = 1,052$$

Nõtketegurid määratakse valemitega: [24, lk. 41]

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \quad (3.32)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}, \quad (3.33)$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2), \quad (3.34)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2), \quad \text{kus} \quad (3.35)$$

β_c on liimpuidul 0,1.

Tegurid k_y ja k_z vastavalt valemitele 3.34 ja 3.35:

$$k_y = 0,5(1 + 0,1(0,701 - 0,3) + 0,701^2) = 0,766,$$

$$k_z = 0,5(1 + 0,1(1,052 - 0,3) + 1,052^2) = 1,091.$$

Tegurid $k_{c,y}$ ja $k_{c,z}$ vastavalt valemitele 3.32 ja 3.33:

$$k_{c,y} = \frac{1}{0,766 + \sqrt{0,766^2 - 0,701^2}} = 0,930,$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{1,091 + \sqrt{1,091^2 - 1,052^2}} = 0,725.$$

Arvutuslik survetugevus pikikiudu vastavalt valemile 3.23:

$$f_{c,0,g,d} = 0,9 \cdot \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ N/mm}^2.$$

Arvutuslik paindetugevus ümber y- ja z-telje vastavalt valemile 3.23.

Kui ristkülikulise liimpuidu viitekõrgus paindel või viitelaius tõmbel on väiksem kui 600 mm, võib paindetugevust suurendada teguriga k_h , mis leitakse avaldisega: [24, lk. 28]

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1} \\ 1,1 \end{array} \right. \quad \text{kus} \quad (3.36)$$

h on paindeelemendi kõrgus.

$$k_{h,y} = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{600}{240}\right)^{0,1} = 1,10 \\ 1,1 \end{array} \right. \Rightarrow k_h = 1,1$$

$$k_{h,z} = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{600}{100}\right)^{0,1} = 1,196 \\ 1,1 \end{array} \right. \Rightarrow k_h = 1,1$$

$$f_{m,y,g,d} = f_{m,z,g,d} = 0,9 \cdot \frac{24 \cdot 1,1}{1,25} = 19,01 \text{ MPa}$$

Arvutuslik survepinge pikikiudu leitakse valemiga:

$$\sigma_{c,0,g,d} = \frac{N_{sd}}{A_n}, \quad \text{kus} \quad (3.37)$$

N_{sd} on arvutuslik survejõud;

A_n on neto-ristlõikepindala.

Ristlõike netopindala:

$$A_n = (b_{ef} - d_b) \cdot h = (100 - 8) \cdot 240 = 22080 \text{ mm}^2.$$

Arvutuslik survepinge vastavalt valemile 3.37:

$$\sigma_{c,0,g,d} = \frac{43,06 \cdot 10^3}{22080} = 1,98 \text{ N/mm}^2.$$

Määrame nõrgestatud ristlõike karakteristikud

Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes vastavalt valemile 3.21:

$$W_y = \frac{(100 - 8) \cdot 240^2}{6} = 883200,0 \text{ mm}^3.$$

Inertsimoment z-telje suhtes:

$$I_z = \frac{b_{ef}^3 \cdot h}{12} - \frac{d_b^3 \cdot h}{12} = \frac{100^3 \cdot 240}{12} - \frac{8^3 \cdot 240}{12} = 199,90 \cdot 10^5 \text{ mm}^4.$$

Ristlõike vastupanumoment z-telje suhtes:

$$W_z = \frac{I_z}{z_e} = \frac{199,90 \cdot 10^5}{50} = 399800,0 \text{ mm}^3, \quad \text{kus}$$

z_e on z-teljest ekstreemsel kaugusel oleva punkti koordinaadi väärtus.

Arvutuslik paindepinge ümber y- ja z-telje vastavalt valemile 3.22:

$$\sigma_{m,y,g,d} = \frac{6,44 \cdot 10^6}{883200,0} = 7,29 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{m,z,g,d} = \frac{2,54 \cdot 10^6}{399800,0} = 6,35 \text{ N/mm}^2.$$

Kuna $\lambda_{rel,y} > 0,3$, siis survel koos paindega peavad olema tagatud tingimused: [24, lk. 40]

$$\frac{\sigma_{c,0,g,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,y,g,d}}{f_{m,y,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,g,d}}{f_{m,z,g,d}} \leq 1, \quad (3.38)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,g,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,g,d}}{f_{m,y,g,d}} + \frac{\sigma_{m,z,g,d}}{f_{m,z,g,d}} \leq 1, \quad \text{kus} \quad (3.39)$$

k_m on täisnurkse ristlõike korral 0,7.

$$\frac{1,98}{0,930 \cdot 17,28} + \frac{7,29}{19,01} + 0,7 \cdot \frac{6,35}{19,01} = 0,74 < 1$$

$$\frac{1,98}{0,725 \cdot 17,28} + 0,7 \cdot \frac{7,29}{19,01} + \frac{6,35}{19,01} = 0,76 < 1$$

Kandevõime on tagatud.

Sarikate kontroll nihkele

Nihkel peab olema tagatud tingimus 3.27:

$$\tau_d \leq f_{v,d}.$$

Paindeelemandi nihkekandevõime kontrollimisel tuleks pragude mõju arvestada efektiiv-
laiuse kasutamisega, mis määratakse valemiga 3.28:

$$b_{ef,2} = 0,67 \cdot (100 - 8) = 61,64 \text{ mm},$$

$$h_{ef} = 0,67 \cdot 240 = 160,80 \text{ mm}.$$

Arvutuslik nihketugevus vastavalt valemile 3.23:

$$f_{v,g,d} = 0,9 \cdot \frac{2,7}{1,25} = 1,94 \text{ N/mm}^2.$$

Arvutuslikud nihkepinged vastavalt valemile 3.29:

$$\tau_{y,g,d} = \frac{1,5 \cdot 0,95 \cdot 10^3}{61,64 \cdot 240} = 0,096 \text{ N/mm}^2,$$

$$\tau_{z,g,d} = \frac{1,5 \cdot 2,66 \cdot 10^3}{(100 - 8) \cdot 160,8} = 0,27 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime vastavalt tingimusele 3.27:

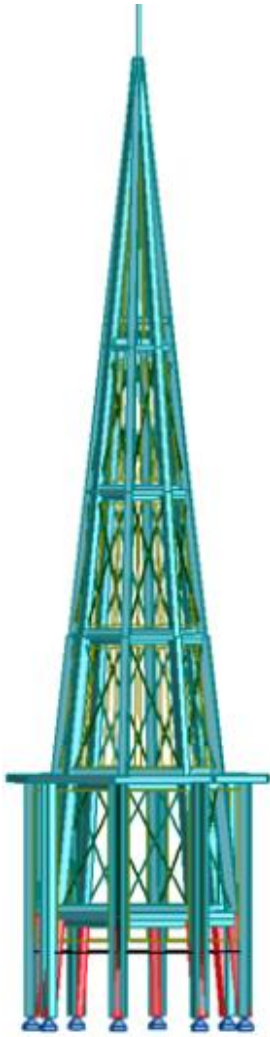
$$\tau_{y,g,d} = 0,13 \text{ N/mm}^2 < f_{v,g,d} = 1,94 \text{ N/mm}^2,$$

$$\tau_{z,g,d} = 0,27 \text{ N/mm}^2 < f_{v,g,d} = 1,94 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime on tagatud.

3.4.2.2. Sarikate (piirkond 1) kontroll tõmbele koos paindega

Sarikate kõige kriitilisema piirkonna, mis on näidatud punaselt joonisel 3.7, kontroll tõmbele
koos paindega.

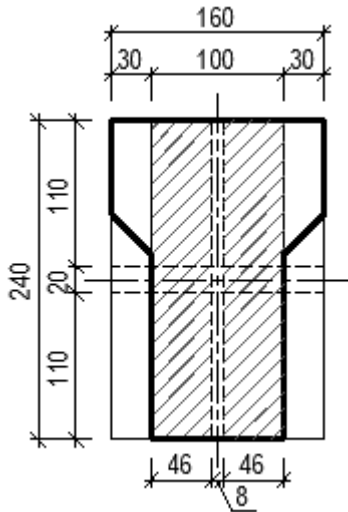


Joonis 3.7. Sarikate kõige kriitilisem piirkond tõmbel koos paindega

Määravaks sai koormuskombinatsioon KK3:

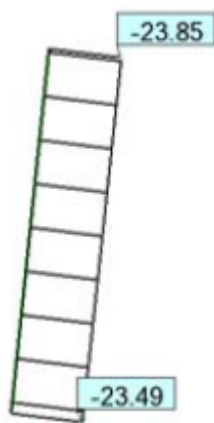
$$1,2 \cdot O_{makaal} + 1,5 \cdot T_{uul}.$$

Selles piirkonnas kasutatava sarika laius $b = 160$ mm, kõrgus $h = 240$ mm. Nõrgestatud ristlõikes sarika laius $b_{ef} = 100$ mm. Sarika arvutamisel tõmbele koos paindega ei arvesta nõrgestusest tekkivat ekstsentrilisust, vaid võetakse ristlõike pindala tagavara kasuks, nagu on näidatud viirutatud alaga joonisel 3.8. Arvestama peab ka ristlõike tsentris paiknevat poldiava $d_{b,1} = 8$ mm. Kuna tõmbele arvutamisel loetakse, et kõik nõrgestused 20 cm ulatuses on ühes ristlõikes, siis peame arvestama tõmbepinge leidmisel ka diagonaali ja sarika ühendes olevat poldiava, mille läbimõõt $d_{b,2} = 20$ mm.

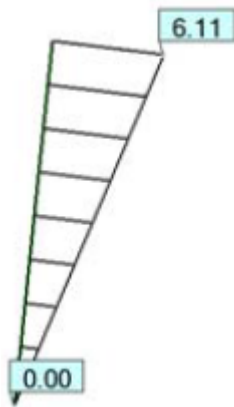


Joonis 3.8. Nõrgestusega sarika ristlõige tõmmatud osas

Sisejõud on näidatud joonisel 3.9.



a – pikijõud N_{sd} (kN)



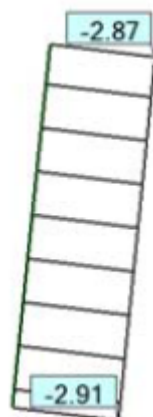
b – paindemoment $M_{sd,y}$ (kNm)



c – paindemoment $M_{sd,z}$ (kNm)



d – põikjõud $V_{sd,y}$ (kN)



e – põikjõud $V_{sd,z}$ (kN)

Joonis 3.9. Sisejõud, mis mõjuvad kõige kriitilisemale sarikale tõmbel koos paindega

Arvutuslik tõmbetugevus pikikiudu vastavalt valemile 3.23.

Kuna sarika viitelaius tõmbel on väiksem kui 600 mm, siis võib tõmbetugevust suurendada teguriga k_h vastavalt avaldisele 3.36:

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{600}{100} \right)^{0,1} = 1,196 \\ 1,1 \end{array} \right. \Rightarrow k_h = 1,1.$$

$$f_{t,0,g,d} = 0,9 \cdot \frac{16,5 \cdot 1,1}{1,25} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

Kuna sarika paindetugevuse arvutamisel on ristlõike mõõtmed tõmbega osas samad, mis survega piirkonnas, siis arvutuslikud paindetugevused ümber y- ja z-telje on:

$$f_{m,y,g,d} = f_{m,z,g,d} = 19,01 \text{ MPa}.$$

Tõmbepinge arvutamisel loetakse, et kõik nõrgestused 20 cm ulatuses on ühes ristlõikes.

Ristlõike efektiivne pindala tõmbepinge arvutamisel:

$$A_{ef} = (100 - 8) \cdot (240 - 20) = 20240 \text{ mm}^2.$$

Arvutuslik tõmbepinge arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{t,0,g,d} = \frac{N_{sd}}{A_{ef}} = \frac{23,85 \cdot 10^3}{20240} = 1,18 \text{ N/mm}^2, \quad \text{kus}$$

N_{sd} on arvutuslik tõmbejõud.

Nõrgestatud ristlõike karakteristikud

Kuna sarika paindepinge arvutamisel on ristlõike mõõtmed tõmbega osas samad, mis survega piirkonnas, siis vastupanumomendid y- ja z-telje suhtes on:

$$W_y = 883200,0 \text{ mm}^3,$$

$$W_z = 399800,0 \text{ mm}^3.$$

Arvutuslikud paindepinged ümber y- ja z-telje vastavalt valemile 3.22:

$$\sigma_{m,y,g,d} = \frac{6,18 \cdot 10^6}{883200,0} = 7,0 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{m,z,g,d} = \frac{3,01 \cdot 10^6}{399800,0} = 7,53 \text{ N/mm}^2.$$

Tõmbel koos paindega peavad olema tagatud tingimused: [24, lk. 39]

$$\frac{\sigma_{t,0,g,d}}{f_{t,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,y,g,d}}{f_{m,y,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,g,d}}{f_{m,z,g,d}} \leq 1, \quad (3.40)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,g,d}}{f_{t,0,g,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,g,d}}{f_{m,y,g,d}} + \frac{\sigma_{m,z,g,d}}{f_{m,z,g,d}} \leq 1, \quad \text{kus} \quad (3.41)$$

k_m on täisnurkse ristlõike korral 0,7.

$$\frac{1,18}{13,07} + \frac{7,0}{19,01} + 0,7 \cdot \frac{7,53}{19,01} = 0,74 < 1$$

$$\frac{1,18}{13,07} + 0,7 \cdot \frac{7,0}{19,01} + \frac{7,53}{19,01} = 0,74 < 1$$

Kandevõime on tagatud.

Sarikate kontroll nihkele

Nihkel peab olema tagatud tingimus 3.27:

$$\tau_d \leq f_{v,d}.$$

Paindelemandi nihkekandevõime kontrollimisel tuleks pragude mõju arvestada efektiiv-
laiuse kasutamisega, mille saab vastavalt valemile 3.28:

$$b_{ef} = 0,67 \cdot (100 - 8) = 61,64 \text{ mm},$$

$$h_{ef} = 0,67 \cdot 240 = 160,8 \text{ mm}.$$

Arvutuslik nihketugevus vastavalt valemile 3.23:

$$f_{v,d} = 0,9 \cdot \frac{2,7}{1,25} = 1,94 \text{ N/mm}^2.$$

Arvutuslikud nihkepinged vastavalt valemile 3.29:

$$\tau_{y,d} = \frac{1,5 \cdot 1,42 \cdot 10^3}{(100 - 8) \cdot 160,8} = 0,14 \text{ N/mm}^2,$$

$$\tau_{z,d} = \frac{1,5 \cdot 2,90 \cdot 10^3}{61,64 \cdot 240} = 0,29 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime vastavalt tingimusele 3.27:

$$\tau_{y,d} = 0,14 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 1,94 \text{ N/mm}^2,$$

$$\tau_{z,d} = 0,29 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 1,94 \text{ N/mm}^2.$$

Nihkekandevõime on tagatud.

3.4.3. Diagonaalid 1 kontroll tõmbele

Diagonaalid töötavad ainult tõmbele. Diagonaalid 1 on ümarterasest S355 läbimõõduga $d = 20 \text{ mm}$.

Diagonaal S355 omadused:

Ülemine voolavuspiir: $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ [20]

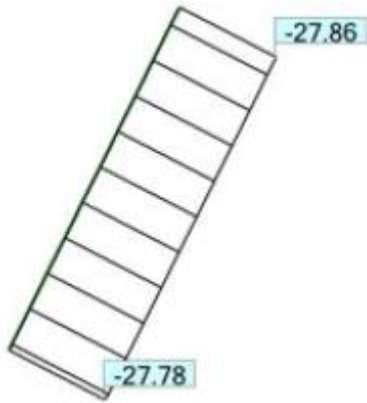
Tõmbetugevus: $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$ [20]

Osavarutegurid: $\gamma_{M0} = 1,0$; $\gamma_{M,2} = 1,25$ [27]

Määravaks sai koormuskombinatsioon KK3:

$$1,2 \cdot \text{Omakaal} + 1,5 \cdot \text{Tuul}.$$

Suurim diagonaalile mõjuv tõmbejõud on näidatud joonisel 3.10.



Joonis 3.10. Pikijõud N_{Ed} (kN) terasdiagonaalis

Diagonaali tõmbekandevõime

Arvutuslik tõmbejõud N_{Ed} peab rahuldama tingimust: [27, lk. 60]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0, \quad \text{kus} \quad (3.42)$$

N_{Ed} on arvutuslik tõmbejõud;

$N_{t,Rd}$ on elemendi arvutuslik tõmbekandevõime

Brutoristlõike arvutuslik plastne kandevõime leitakse avaldisega: [27, lk. 61]

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \quad \text{kus} \quad (3.43)$$

A on ristlõike brutopindala;

f_y on terase ülemine voolavuspiir;

γ_{M0} on osavarutegur, $\gamma_{M0} = 1,0$;

Ristlõike brutopindala:

$$A = \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 = \pi \cdot \left(\frac{20}{2}\right)^2 = 314,16 \text{ mm}^2.$$

Brutoristlõike arvutuslik plastne kandevõime vastavalt valemile 3.43:

$$N_{pl,Rd} = \frac{314,16 \cdot 355}{1,0} = 111526,8 \text{ N} = 111,53 \text{ kN}.$$

Arvutuslik tõmbejõud N_{Ed} peab rahuldama tingimust 3.42:

Suurim tõmbejõud diagonaalis: $N_{Ed} = -27,86 \text{ kN}$.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{27,86}{111,53} = 0,25 < 1,0$$

Diagonaali tõmbekandevõime on tagatud.

3.4.4. Konstruksioonelementide tugevusarvutuste tulemused

Magistritöö käigus on teostatud tornikiivri konstruksioonelementide tugevusarvutused. Töös on vormistatud vastavalt määravatele piirseisunditele ainult kriitiliste konstruksioonelementide tugevusarvutused, mis on näidatud tabelites 3.4.a ja 3.4.b rasvaselt. Ülejäänud konstruksioonelementide arvutused on teostatud töö käigus ja saadud tulemused on esitatud tabelites 3.4.a ja 3.4.b, kus on ära märgitud, missugune piirseisund sai määravaks. Konstruksioonelementide asetus on näidatud Lisas 2.

Tabel 3.4.a. Konstruksioonelementide tugevusarvutuste koondtabel 1. osa

Element	Tugevus- klass	Ristlõige (mm)	Koormus- kombinatsioon	Määrav piirseisund	Tugevus- tingimus
Roov	C18	32x150	Koondatud kasuskoormus	Vildakpaine	0,61 < 1
Sarikad, piirkond 1	GL24h	160x240	KK2	Tõmme + paine	0,74 < 1
Sarikad, piirkond 2	GL24h	160x240	KK3	Surve + paine	0,76 < 1
Sarikad, piirkond 3	GL24h	160x240	KK2	Surve + paine	0,20 < 1
Sarikad, piirkond 4	GL24h	160x180	KK3	Surve + paine	0,17 < 1
Sarikad, piirkond 5	GL24h	160x180	KK3	Surve + paine	0,14 < 1
Sarikad, piirkond 6	GL24h	160x180	KK3	Surve + paine	0,17 < 1
Postid	C24	2x80x200	KK2	Surve + paine	0,24 < 1
I tasandi jäikussidemed	C24	150x150	KK5	Surve + paine	0,19 < 1
II tasandi jäikussidemed	C24	150x150	KK3	Surve + paine	0,14 < 1
III tasandi jäikussidemed	C24	150x150	KK5	Surve + paine	0,12 < 1
IV tasandi jäikussidemed	C24	100x100	KK5	Surve + paine	0,08 < 1
V tasandi jäikussidemed	C24	2x50x150	KK3	Surve + paine	0,14 < 1
I tasandi vöö	C24	150x150	KK3	Tõmme + paine	0,03 < 1
II tasandi vöö	C24	150x150	KK2	Tõmme + paine	0,06 < 1

Tabel 3.4.b. Konstruksioonelementide tugevusarvutuste koondtabel 2. osa

Element	Tugevus- klass	Ristlõige (mm)	Koormus- kombinatsioon	Määrav piir seisund	Tugevus- tingimus
III tasandi vöö	C24	150x150	KK3	Surve + paine	0,02 < 1
IV tasandi vöö	C24	100x100	KK3	Surve + paine	0,01 < 1
V tasandi vöö	C24	100x100	KK3	Surve + paine	0,02 < 1
Välimine vöö	C24	100x200	KK2	Tõmme + paine	0,12 < 1
Välimised diagonaalid	C24	50x50	KK3	Surve	0,89 < 1
Horisontaalsed katuseelemendid	C24	150x200	KK2	Tõmme + paine	0,15 < 1
Tipupost	GL24h	160x160	KK3	Tõmme + paine	0,04 < 1
Diagonaalid 1	S355	Ø 20	KK3	Tõmme	0,25 < 1
Diagonaalid 2	S355	Ø 15	KK3	Tõmme	0,15 < 1
Diagonaalid 3	S355	Ø 15	KK3	Tõmme	0,14 < 1
Diagonaalid 4	S355	Ø 15	KK3	Tõmme	0,11 < 1

3.5. Sõlmede tugevuskontroll

3.5.1. Sõlm 1

Kontrollime torni puitkonstruktsioonidest osa ankurdust. Ankurduse sõlm on neljalõikeline keermelattidega liide, kus äärmisteks elementideks on paksud terasplaadid (elemendid 1), tugevusklassiga S235. Ankurduse sõlmes on ühendatud liimpuidust sarikas (element 3) tugevusklassiga GL24h ja post, mis koosneb kahest saeprussist (elemendid 2) tugevusklassiga C24. Elementide ühendamiseks kasutatakse keermelatte M12 tugevusklassiga 8.8. Ankurdamiseks kasutatakse ankrupolte M10 tugevusklassiga 8.8. Sõlmes elementidele mõjuvad jõud (joonis 3.11.) on saadud Autodesk Robotiga.

Materjalide omadused:

Liimpuit GL24h:

Tihedus: $\rho_{k,g} = 380 \text{ kg/m}^3$ [26]

Osavarutegur: $\gamma_M = 1,25$ [24]

Saematerjal C24:

Tihedus: $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ [25]

Osavarutegur: $\gamma_M = 1,3$ [24]

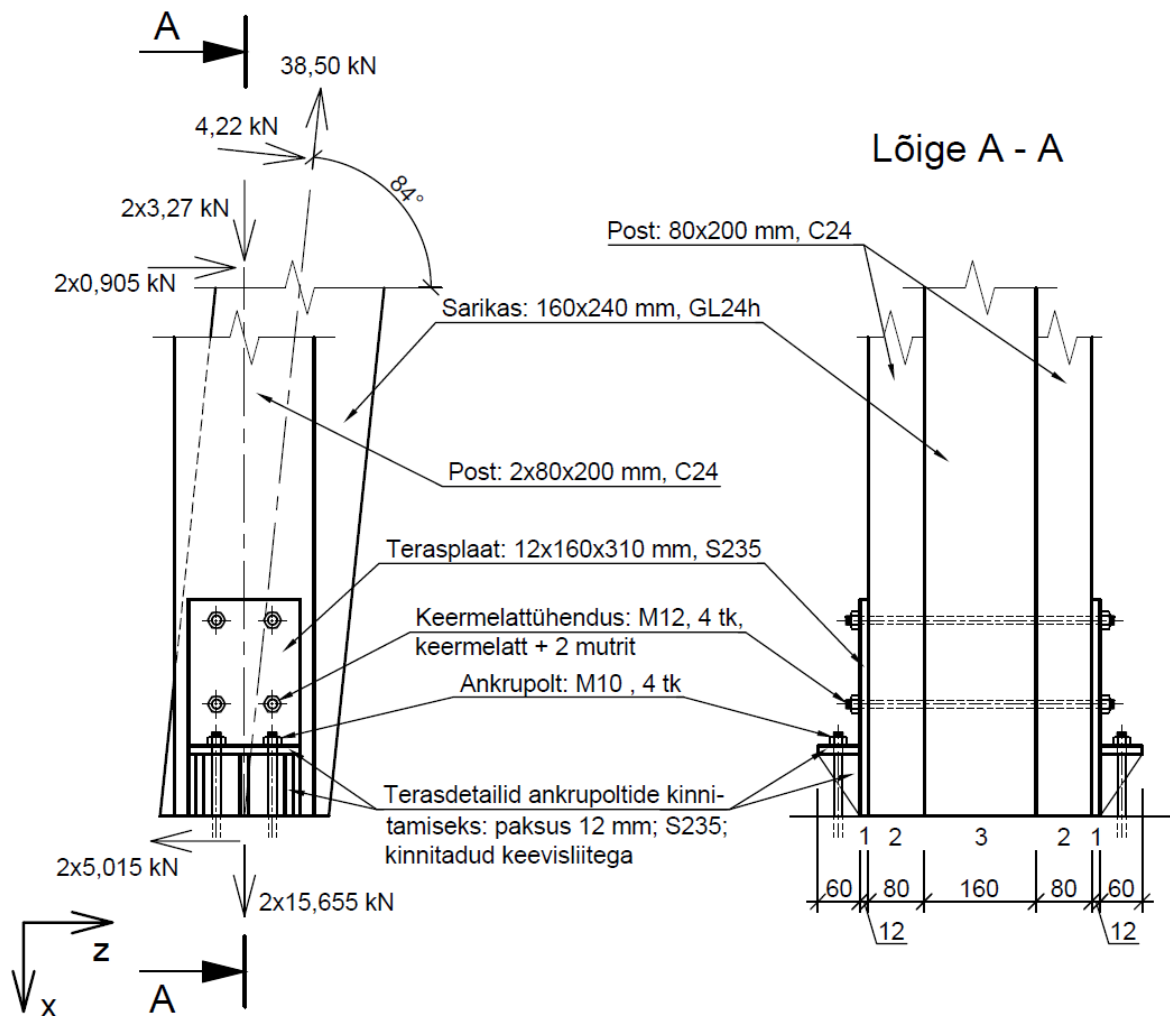
Keermelatt ja ankrupolt 8.8:

Tõmbetugevus: $f_u = 800 \text{ N/mm}^2$ [20]

Osavarutegur: $\gamma_{M0} = 1,1$ [27]

Ankurduse kontrollil saab määravaks koormuskombinatsioon KK4:

$$0,9 \cdot Omakaal + 1,5 \cdot Tuul.$$



Joonis 3.11. Elementidele mõjuvad jõud ankurduse sõlmes

Postis ühele prussile mõjuvad jõud:

Pikijõud: $F_{sd,2,x} = 3,27 \text{ kN}$

Põikjõud: $F_{sd,2,z} = 0,905 \text{ kN}$

Sarikas mõjuvad jõud:

Pikijõud: $F_{sd,3,N} = -38,50 \text{ kN}$

Põikjõud: $F_{sd,3,V} = 4,22 \text{ kN}$.

Kuna sarikas (element 3) on nurga all $\alpha = 84^\circ$, siis jaotame pikijõu ja põikjõu z- ja x-teljelisteks komponentideks.

Pikijõust tulenev z- ja x-teljeline komponent:

$$F_{sd,3,N,z} = \cos(84^\circ) \cdot F_{sd,3,N} = \cos(84^\circ) \cdot 38,50 = 4,02 \text{ kN},$$

$$F_{sd,3,N,x} = \sin(84^\circ) \cdot F_{sd,3,N} = \sin(84^\circ) \cdot (-38,50) = -38,29 \text{ kN}.$$

Põikjõust tulenev z- ja x-teljeline komponent:

$$F_{sd,3,V,z} = \cos(90^\circ - 84^\circ) \cdot F_{sd,3,V} = \cos(6^\circ) \cdot 4,22 = 4,20 \text{ kN},$$

$$F_{sd,3,V,x} = \sin(90^\circ - 84^\circ) \cdot F_{sd,3,V} = \sin(6^\circ) \cdot 4,22 = 0,44 \text{ kN}.$$

Leiame ühele terasplaadile mõjuva z-teljelise jõu:

$$2F_{sd,1,z} + F_{sd,2,z} + F_{sd,3,N,z} + F_{sd,3,V,z} = 0 \Rightarrow F_{sd,1,z} = \frac{-F_{sd,2,z} - F_{sd,3,N,z} - F_{sd,3,V,z}}{2},$$

$$F_{sd,1,z} = \frac{-1,81 - 4,02 - 4,20}{2} = -5,015 \text{ kN}.$$

Leiame ühele terasplaadile mõjuva vertikaalse jõu:

$$2F_{sd,1,x} + F_{sd,2,x} - F_{sd,3,N,x} + F_{sd,3,V,x} = 0 \Rightarrow F_{sd,1,x} = \frac{-F_{sd,2,x} + F_{sd,3,N,x} - F_{sd,3,V,x}}{2},$$

$$F_{sd,1,x} = \frac{-6,54 + 38,29 - 0,44}{2} = 15,655 \text{ kN}.$$

Moodustame liites olevate elementide asetustest kõik võimalikud kombinatsioonid nii, et iga tasapinna nihkepind on osa kolmeelemendilisest liitest.

Leiame nihkepindadele mõjuvad resultantjõud ja resultantjõu ning puitelementide pikikiu vahelised nurgad.

Esimene kombinatsioon (elemendid 1-2-1)

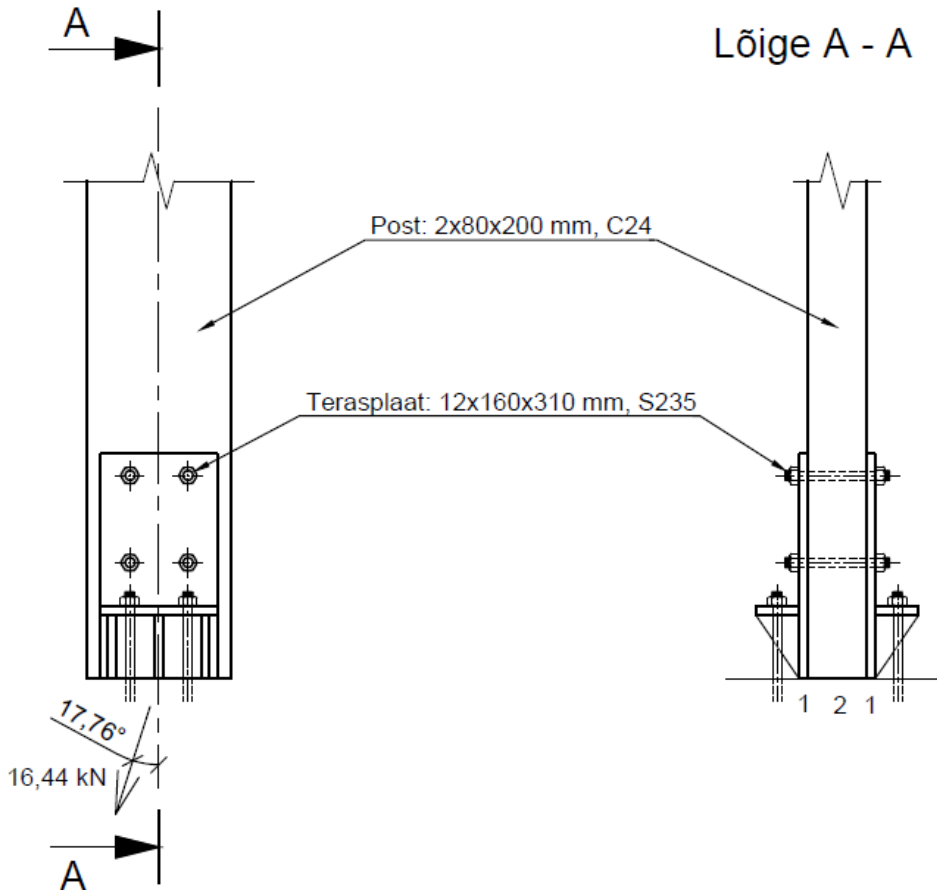
Arvutuslik resultantjõud liites:

$$F_{res,d,1} = \sqrt{|F_{sd,1,z}|^2 + (F_{sd,1,x})^2} = \sqrt{|-5,015|^2 + 15,655^2} = 16,44 \text{ kN}.$$

Pikikiu ja resultantjõu vaheline nurk elemendis 2:

$$\tan\alpha_{1,2} = \frac{|F_{sd,1,z}|}{F_{sd,1,x}} = \frac{5,015}{15,655} = 0,32 \Rightarrow \alpha_{1,2} = 17,76^\circ.$$

Esimese kombinatsiooni resultantjõud ja puidu pikikiu ja resultantjõu vaheline nurk on näidatud joonisel 3.12.



Joonis 3.12. Esimene kombinatsioon (nihkepinnad elementide 1-2-1 vahel)

Teine kombinatsioon (elemendid 2-3-2)

Arvutuslik resultantjõud liites:

$$\begin{aligned} F_{res,d,2} &= \sqrt{|F_{sd,1,z} + F_{sd,2,z}|^2 + (F_{sd,1,x} + F_{sd,2,x})^2} = \\ &= \sqrt{|-5,015 + 0,905|^2 + (15,655 + 3,270)^2} = 19,37 \text{ kN}. \end{aligned}$$

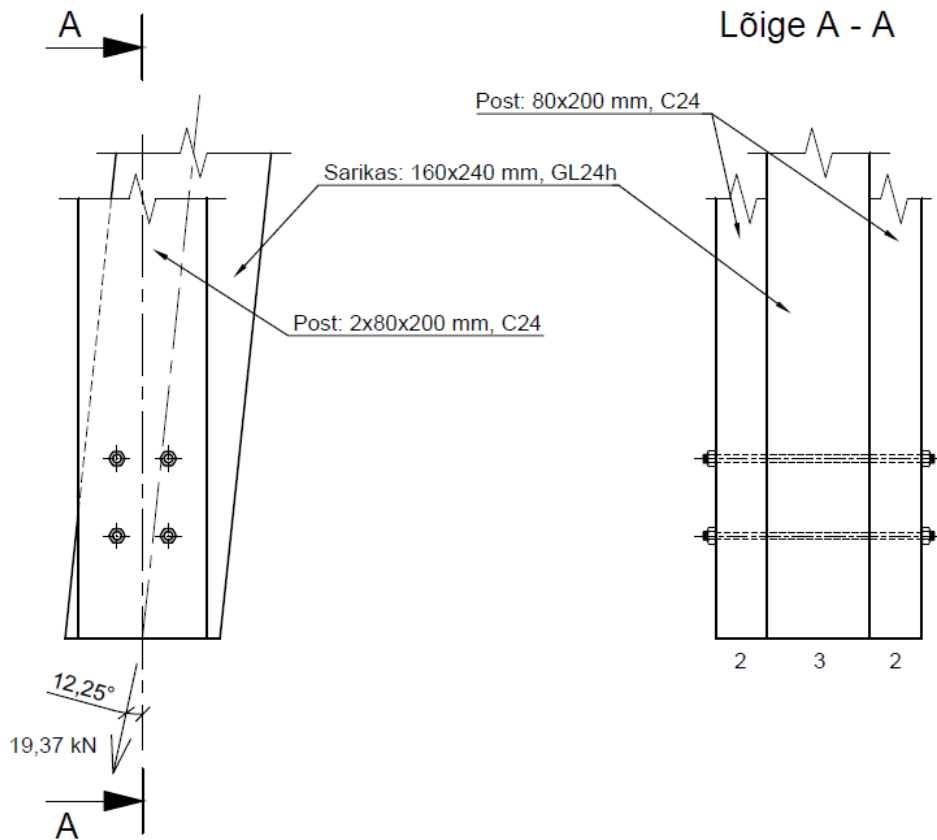
Pikikiu ja resultantjõu vaheline nurk elemendis 2:

$$\tan\alpha_{2,2} = \frac{|F_{sd,1,z} - F_{sd,2,z}|}{F_{sd,1,x} + F_{sd,2,x}} = \frac{4,110}{18,925} = 0,22 \Rightarrow \alpha_{2,2} = 12,25^\circ.$$

Pikikiu ja resultantjõu vaheline nurk elemendis 3:

$$\alpha_{2,3} = \alpha_{2,2} - (90^\circ - 84^\circ) = 12,25^\circ - 6^\circ = 6,25^\circ.$$

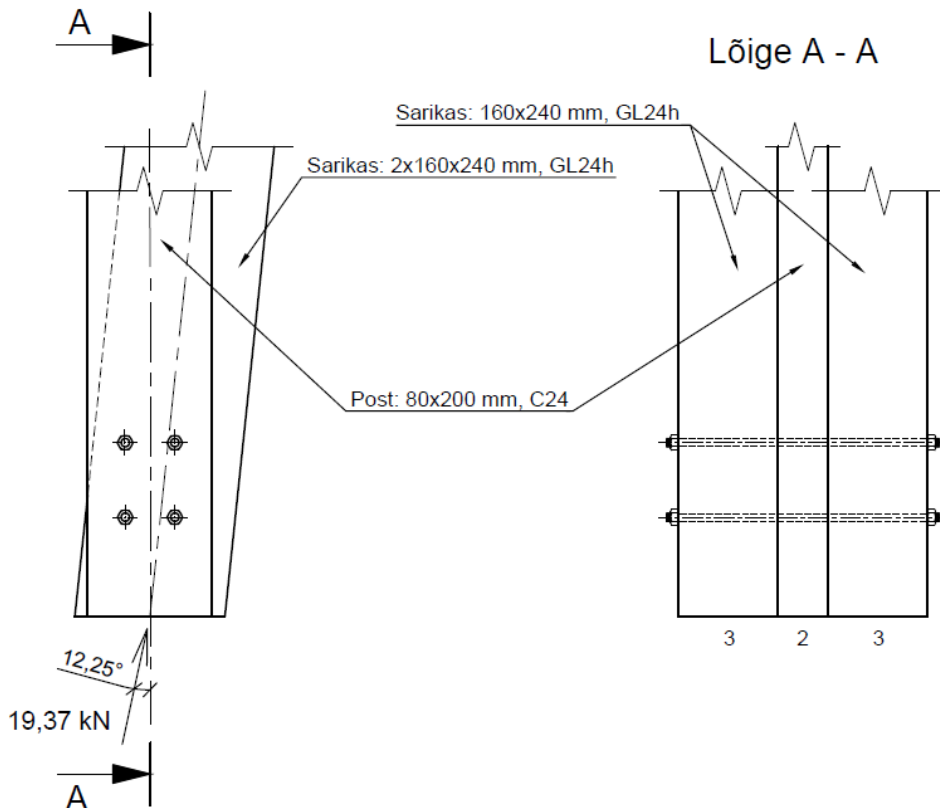
Teise kombinatsiooni resultantjõud ja puidu pikikiu ja resultantjõu vaheline nurk on näidatud joonisel 3.13.



Joonis 3.13. Teine kombinatsioon (nihkepinnad elementide 2-3-2 vahel)

Kolmas kombinatsioon (elemendid 3-2-3)

Kuna vahetub puitelementide asetus, siis resultantjõud ja elementide pikikiu ning resultantjõu vahelised nurgad jäävad samaks kombinatsiooniga 2. Muutub ainult resultantjõu suund vastupidiseks võrreldes kombinatsiooniga 2. Kolmanda kombinatsiooni resultantjõud ja puidu pikikiu ja resultantjõu vaheline nurk on näidatud joonisel 3.14.



Joonis 3.14. Kolmas kombinatsioon (nihkepinnad elementide 3-2-3 vahel)

Nihkepindade kandevõimed

Kuni 30 mm diameetriga poltide korral tuleks kasutada puidukiü ja jõu vahelisest nurgast α sõltuvaid puidu muljumistugevuse normväärtusi vastavalt avaldistele: [24, lk. 71]

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.44)$$

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k, \quad \text{kus} \quad (3.45)$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d \quad \text{okaspuidul;}$$

$$k_{90} = 1,30 + 0,015 \cdot d \quad \text{spoonliimpuidul;}$$

$f_{h,0,k}$ norm-muljumistugevus pikikiudu;

ρ_k on puidu normtihedus;

α on nurk jõu mõjumissuuna ja pikikiu vahel;

d on poldi läbimõõt.

Leiame saematerjali C24 muljumistugevuse normsuuruse pikikiudu vastavalt valemile 3.45:

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 350 = 25,26 \text{ N/mm}^2.$$

Leiame liimpuidu GL24h muljumistugevuse normsuuruse pikikiudu vastavalt valemile 3.45:

$$f_{h,0,g,k} = 0,082(1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 380 = 27,42 \text{ N/mm}^2.$$

Poldi voolavuspiirile vastava paindemomendi normväärtuse saab avaldisest: [24, lk. 71]

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k}d^{2,6}, \quad \text{kus} \quad (3.46)$$

$M_{y,Rk}$ on voolavuspiirile vastav paindemomendi normväärtus;

$f_{u,k}$ on normatiivne tõmbetugevus;

d on poldi läbimõõt.

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \cdot 12^{2,6} = 153490,85 \text{ Nmm}$$

Poldi voolavuspiirile vastava paindemomendi arvutuslik väärtus:

$$M_{y,Rd} = \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M,0}}, \quad \text{kus} \quad (3.47)$$

$\gamma_{M,0}$ on poldi osavarutegur, $\gamma_{M,0} = 1,1$.

$$M_{y,Rd} = \frac{153490,85}{1,1} = 139537,14 \text{ Nmm}$$

Esimene kombinatsioon

Leiame elemendis 2 ($\alpha = 17,76^\circ$) puidu muljumistugevuse normväärtuse vastavalt avaldisele 3.44:

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 12 = 1,53,$$

$$f_{h,2,k} = f_{h,\alpha,k} = \frac{25,26}{1,53 \cdot \sin^2(17,76) + \cos^2(17,76)} = 24,07 \text{ N/mm}^2.$$

Muljumistugevuse arvutuslik väärtus vastavalt avaldisele 3.23:

$$f_{h,2,d} = 0,9 \cdot \frac{24,07}{1,3} = 16,66 \text{ N/mm}^2.$$

Kahelõikelises liites, kus väliseemendid on paksudest terasplaatidest tuleks võtta arvutuslik kandevõime poltide ühe kinnituselemendi ühe nihkepinna kohta väikseim väärtus valemitest (purunemisviisid I ja m): [24, lk. 60]

$$F_{v,Rd} = 0,5f_{h,2,d} \cdot t_2 \cdot d, \quad (l)$$

$$F_{v,Rd} = 2,3\sqrt{M_{y,Rd} \cdot f_{h,2,d} \cdot d}, \quad \text{kus} \quad (m)$$

(3.48)

t_2 on elemendi 2 paksus, $t_2 = 80$ mm.

$$F_{v,Rd,l,1} = 0,5 \cdot 16,66 \cdot 80 \cdot 12 = 8,0 \text{ kN} \rightarrow \text{min}$$

$$F_{v,Rd,m,1} = 2,3\sqrt{139537,14 \cdot 16,66 \cdot 12} = 12,15 \text{ kN}$$

Teine kombinatsioon

Leiame elemendis 2 ($\alpha = 12,25^\circ$) muljumistugevuse normväärtuse vastavalt avaldisele 3.44: Kuna poldi läbimõõt ja puitelemendi materjal on sama, mis esimeses kombinatsioonis, siis analoogselt esimese kombinatsiooniga: $k_{90} = 1,53$

$$f_{h,1,k} = f_{h,\alpha,k} = \frac{25,26}{1,53 \cdot \sin^2(12,25) + \cos^2(12,25)} = 24,67 \text{ N/mm}^2.$$

Muljumistugevuse arvutuslik väärtus vastavalt valemile 3.23:

$$f_{h,1,d} = 0,9 \cdot \frac{24,67}{1,3} = 17,08 \text{ N/mm}^2.$$

Leiame elemendis 3 ($\alpha = 6,25^\circ$) muljumistugevuse normväärtuse vastavalt valemile 3.44:

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 12 = 1,48,$$

$$f_{h,2,g,k} = f_{h,\alpha,g,k} = \frac{27,42}{1,48 \cdot \sin^2(6,25) + \cos^2(6,25)} = 27,27 \text{ N/mm}^2.$$

Muljumistugevuse arvutuslik väärtus vastavalt valemile 3.23:

$$f_{h,2,g,d} = 0,9 \cdot \frac{27,27}{1,25} = 19,63 \text{ N/mm}^2.$$

Poltide arvutuslik kandevõime ühe kinnituselemendi kohta võetakse vähima väärtusena kahelõikeliste puit-puiduga liidete korral alljärgnevatest valemitest (purunemisviisid g, h, j ja k): [24, lk. 58]

$$F_{v,Rd} = f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d, \quad (\text{g})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{h,2,d} \cdot t_2 \cdot d, \quad (\text{h})$$

$$F_{v,Rd} = 1,05 \frac{f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rd}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right], \quad (\text{j}) \quad (3.49)$$

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rd} \cdot f_{h,1,d} \cdot d}, \quad (\text{k})$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,d}}{f_{h,1,d}}, \quad \text{kus} \quad (3.50)$$

β on elementide muljumistugevuste suhe.

$$t_1 = 75 \text{ mm},$$

$$t_2 = 160 \text{ mm},$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,g,d}}{f_{h,1,d}} = \frac{19,63}{17,08} = 1,15,$$

$$F_{v,Rd,g,2} = 17,08 \cdot 80 \cdot 12 = 16,39 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,h,2} = 0,5 \cdot 19,63 \cdot 160 \cdot 12 = 18,84 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,j,2} = 1,05 \frac{17,08 \cdot 80 \cdot 12}{2 + 1,15} \left[\sqrt{2 \cdot 1,15(1 + 1,15) + \frac{4 \cdot 1,15(2 + 1,15)139537,14}{17,08 \cdot 12 \cdot 80^2}} - 1,15 \right] = 7,63 \text{ kN} \rightarrow \text{min},$$

$$F_{v,Rd,k,2} = 1,15 \sqrt{\frac{2 \cdot 1,15}{1 + 1,15}} \sqrt{2 \cdot 139537,14 \cdot 17,08 \cdot 12} = 8,99 \text{ kN}.$$

Kolmas kombinatsioon

Kuna kolmandas kombinatsioonis vahetub ainult puitelementide asetus ja resultantjõu suund, siis elementide muljumistugevuse arvutuslikud väärtused on samad, mis teises kombinatsioonis.

Elemendis 3 on muljumistugevuse arvutuslik väärtus:

$$f_{h,1,g,d} = 19,63 \text{ N/mm}^2.$$

Elemendis 2 on muljumistugevuse arvutuslik väärtus:

$$f_{h,2,d} = 17,08 \text{ N/mm}^2.$$

Poltide arvutuslik kandevõime ühe kinnituselemendi kohta võetakse vähima väärtusena ka-
helõikeliste puit-puiduga liidete korral valemitest 3.49 ja 3.50 (purunemisviisid g, h, j ja k):

$$t_1 = 160 \text{ mm},$$

$$t_2 = 80 \text{ mm},$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,d}}{f_{h,1,g,d}} = \frac{17,08}{19,63} = 0,87,$$

$$F_{v,Rd,g,3} = 19,63 \cdot 160 \cdot 12 = 37,69 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,h,3} = 0,5 \cdot 17,08 \cdot 80 \cdot 12 = 8,20 \text{ kN} \rightarrow \text{min},$$

$$F_{v,Rd,j,3} = 1,05 \frac{19,63 \cdot 160 \cdot 12}{2 + 0,87} \left[\sqrt{2 \cdot 0,87(1 + 0,87) + \frac{4 \cdot 0,87(2 + 0,87)139537,14}{19,63 \cdot 12 \cdot 160^2}} - 0,87 \right] = 13,74 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,k,3} = 1,15 \sqrt{\frac{2 \cdot 0,87}{1 + 0,87}} \sqrt{2 \cdot 139537,14 \cdot 19,63 \cdot 12} = 8,99 \text{ kN}.$$

Mitmelõikelise liite üksikute nihkepindade kandevõimete kombineerimiseks peaks kinnitu-
selementide valdav purunemisviis vastavates nihkepindades olema võrreldav teistega ja ei
tohiks sisaldada purunemisviiside g ja h või f ja j/l kombinatsioone teiste purunemisviisi-
dega.

Nihkepindade kandevõimed lähtudes purunemisviisidest l, g ja h:

$$F_{v,Rd,l,1} = 8,0 \text{ kN}; F_{v,Rd,g,2} = 16,39 \text{ kN}; F_{v,Rd,h,3} = 8,20 \text{ kN}.$$

Nihkepindade kandevõimed lähtudes purunemisviisidest m , j ja k :

$$F_{v,Rd,m,1} = 12,15 \text{ kN}; F_{v,Rd,j,2} = 7,63 \text{ kN}; F_{v,Rd,k,3} = 8,99 \text{ kN}.$$

Liite kandevõime:

Määravaks saab kombinatsioonide kõige kriitilisem kõiki liite kombinatsioonide kandevõimeid ja pikikiudu efektiivset kinnitite arvu arvestades.

Esimene kombinatsioon

Leiame efektiivse kinnitite kaguarvu puitelemendi 2 järgi ($\alpha = 17,76^\circ$):

Pikikiudu ühes reas paikneva n poldi kandevõime pikikiudu tuleks arvutada efektiivse poldide arvuga n_{ef} vastavalt valemile:

$$n_{ef} = \min \left\{ n, 0,9^4 \sqrt{\frac{a_1}{13d}} \right\}, \quad \text{kus} \quad (3.51)$$

a_1 on poldide vahekaugus pikikiudu;

d on poldi läbimõõt;

n on poldide arv reas.

$$n_{ef} = \min \left\{ 2, 0,9^4 \sqrt{\frac{120}{13 \cdot 12}} \right\} = 1,75 \text{ tk}$$

Kuna koormuse mõjumissuuna ja pikikiu vaheline nurk on $0^\circ < \alpha < 90^\circ$, siis määrame n_{ef} lineaarse interpoleerimise teel:

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow n_{ef} = n = 2 \text{ tk},$$

$$\alpha = 0^\circ \Rightarrow n_{ef} = 1,75 \text{ tk},$$

$$\alpha = 17,76^\circ \Rightarrow n_{ef} = 1,75 + \frac{17,76^\circ}{90^\circ} (2 - 1,75) = 1,80 \text{ tk}.$$

$$\sum n_{ef,1} = m \cdot n_{ef} = 2 \cdot 1,80 = 3,60 \text{ tk}, \quad \text{kus}$$

m on ridade arv.

Esimese kombinatsiooni järgi on liite arvutuslikud kandevõimed:

- purunemisviisi (l) järgi

$$\sum F_{v,Rd,l,1} = \sum n_{ef,1} \cdot F_{v,Rd,l,1} = 3,60 \cdot 8,0 = 28,80 \text{ kN} > F_{res,d,1} = 16,44 \text{ kN},$$

- purunemisviisi (m) järgi

$$\sum F_{v,Rd,m,1} = \sum n_{ef,1} \cdot F_{v,Rd,m,1} = 3,60 \cdot 12,15 = 43,74 \text{ kN} > F_{res,d,1} = 16,44 \text{ kN}.$$

Teine kombinatsioon

Efekttiivne kinnitite koguarvu puitelemendi 2 järgi ($\alpha = 12,25^\circ$):

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow n_{ef} = n = 2 \text{ tk},$$

$$\alpha = 0^\circ \Rightarrow n_{ef} = 1,75 \text{ tk},$$

$$\alpha = 12,25^\circ \Rightarrow n_{ef} = 1,75 + \frac{12,25^\circ}{90^\circ} (2 - 1,75) = 1,78 \text{ tk}.$$

Efekttiivne kinnitite koguarvu puitelemendi 3 järgi:

Kuna elemendis kolm ei ole kinnitid pikikiudu ühel joonel, siis igas reas (neli rida) on üks kinniti ja $n_{ef} = 1$.

Kriitilisem on kinnitite koguarv puitelemendi 2 järgi:

$$\sum n_{ef,2} = m \cdot n_{ef} = 2 \cdot 1,78 = 3,56 \text{ tk}.$$

Teise kombinatsiooni järgi on liite arvutuslikud kandevõimed:

- purunemisviisi (g) järgi

$$\sum F_{v,Rd,g,2} = \sum n_{ef,2} \cdot F_{v,Rd,g,2} = 3,56 \cdot 16,39 = 58,35 \text{ kN} > F_{res,d,2} = 19,37 \text{ kN},$$

- purunemisviisi (j) järgi

$$\sum F_{v,Rd,j,2} = \sum n_{ef,2} \cdot F_{v,Rd,j,2} = 3,56 \cdot 7,63 = 27,16 \text{ kN} > F_{res,d,2} = 19,37 \text{ kN}.$$

Kolmas kombinatsioon

Kolmandas kombinatsioonis on kinnitite efektiivne arv pikikiudu reas võrdne teise kombinatsiooniga.

$$\sum n_{ef,3} = \sum n_{ef,2} = 3,56 \text{ tk.}$$

Kolmanda kombinatsiooni järgi on liite arvutuslikud kandevõimed:

- purunemisviisi (h) järgi

$$\sum F_{v,Rd,h,3} = \sum n_{ef,3} \cdot F_{v,Rd,h,3} = 3,56 \cdot 8,20 = 29,19 \text{ kN} > F_{res,d,3} = 19,37 \text{ kN},$$

- purunemisviisi (k) järgi

$$\sum F_{v,Rd,k,3} = \sum n_{ef,2} \cdot F_{v,Rd,k,3} = 3,56 \cdot 8,99 = 32,0 \text{ kN} > F_{res,d,3} = 19,37 \text{ kN}.$$

Kõige kriitilisem on teine kombinatsioon purunemisviisil (j):

$$\frac{F_{res,d,2}}{\sum F_{v,Rd,j,2}} = \frac{19,37}{27,16} = 0,71.$$

Poltide asetus:

Poltide minimaalsed vahekaugused ja kaugused servast ning otsast vastavalt standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 tabelile 8.4: [24, lk. 72]

Vahekaugus pikikiudu ($\alpha = 6.25^\circ$):

$$a_1 = (4 + |\cos\alpha|)d = (4 + |\cos 0|)12 = 59,93 \text{ mm, valitud } 120 \text{ mm}.$$

Vahekaugus ristikiudu:

$$a_2 = 4d = 4 \cdot 12 = 48 \text{ mm, valitud } 80 \text{ mm}.$$

Poldi kaugus koormatud otsast:

$$a_{3,t} = \max \begin{cases} 7d = 7 \cdot 12 = 84 \text{ mm} \\ 80 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow 84 \text{ mm, valitud } 160 \text{ mm}.$$

Poldi kaugus koormatud servast ($\alpha = 17,76^\circ$):

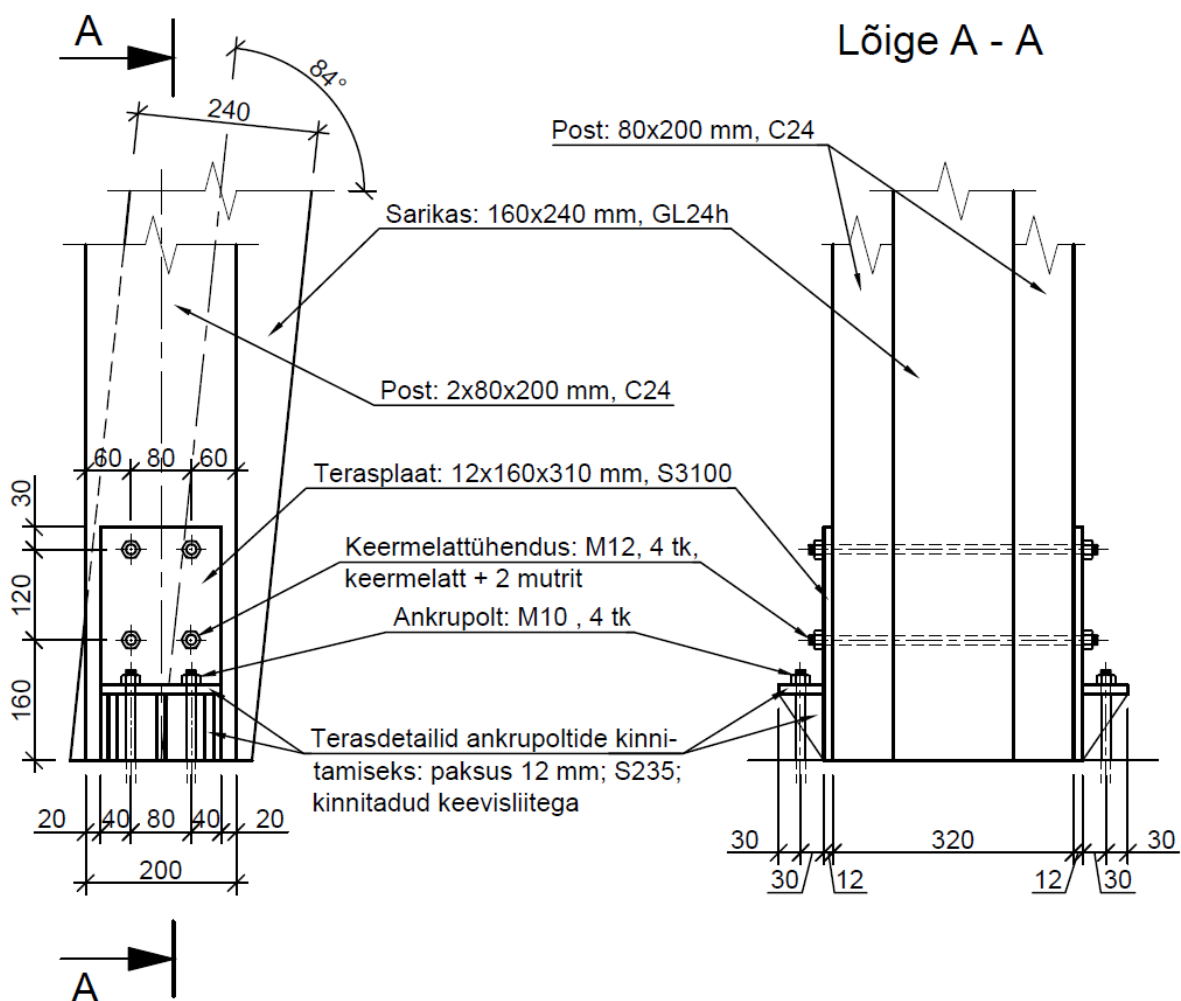
$$a_{4,t} = \max \left\{ \begin{array}{l} (2 + 2\sin\alpha)d = (2 + 2\sin 17,76) \cdot 12 = 31,3 \text{ mm} \\ 3d = 3 \cdot 12 = 36 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow 36 \text{ mm, valitud } 60 \text{ mm.}$

Poldi kaugus koormamata servast:

$$a_{4,c} = 3d = 3 \cdot 12 = 36 \text{ mm, valitud } 60 \text{ mm.}$$

Poltide asetused on näidatud joonisel 3.15.



Joonis 3.15. Poldi asetused ankurdamise sõlmes

Terasplaadi kontroll tõmbele

Terasplaadi tugevusklass on S235.

Ülemine voolavuspiir: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ [20]

Tõmbetugevus: $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ [20]

Osavarutegurid: $\gamma_{M0} = 1,0$; $\gamma_{M,2} = 1,25$ [27]

Arvutuslik tõmbejõud N_{Ed} peab igas ristlõikes rahuldama tingimust 3.42.

Aukudega ristlõike tõmbekandevõime tuleks võtta väikseim suurustest: [27, lk. 61]

a) brutoristlõike arvutuslik plastne kandevõime vastavalt valemile 3.43:

$$N_{pl,Rd} = \frac{1800,0 \cdot 235}{1,0} = 423000,0 \text{ N} = 423,0 \text{ kN}.$$

b) netoristlõike kandevõime kinnitusvahendite aukude kohal:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}}, \quad \text{kus} \quad (3.52)$$

A_{net} on ristlõike netopindala;

A_{net} on terase normatiivne tõmbetugevus;

γ_{M2} on osavarutegur, $\gamma_{M2} = 1,25$.

Leiame ristlõike brutopindala:

$$A = 12 \cdot 150 = 1800,0 \text{ mm}^2.$$

Kuna terasplaadis on poldiavadest tingitud nõrgestused, siis leiame ristlõike netopindala:

$$A_{net} = 12(150 - 2 \cdot 13) = 1488,0 \text{ mm}^2.$$

Netoristlõike kandevõime kinnitusvahendite aukude kohal vastavalt valemile 3.52:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 1488,0 \cdot 360}{1,25} = 385689,60 \text{ N} = 385,69 \text{ kN}.$$

Arvutuslik tõmbejõud N_{Ed} peab igas ristlõikes rahuldama tingimust 3.42:

Suurim tõmbejõud terasplaadis: $N_{Ed} = F_{sd,1,V} = 15,655 \text{ kN}$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{15,655}{385,69} = 0,04 < 1,0$$

Terasplaadi tõmbekandevõime on tagatud.

Ankrupoltide kontroll lõikele koos tõmbega

Kui liide on koormatud samaaegselt lõike ja tõmbejõuga, peab olema täidetud tingimus: [28, lk 32]

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0, \quad \text{kus} \quad (3.53)$$

$F_{v,Ed}$ on poldi ühes töötavas lõikes või ühes suunas toimivas muljumispinnas mõjuv arvutuslik jõud;

$F_{v,Rd}$ on poldi ühe töötava lõike arvutuslik lõikekandevõime;

$F_{t,Ed}$ on poldile mõjuv arvutuslik tõmbejõud;

$F_{t,Rd}$ on poldi arvutuslik tõmbekandevõime.

Kuna ühe terasplaadi kohta on kaks polti, siis ühele poldile mõjuv lõikejõud on:

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{sd,1,z}}{2} = \frac{5,015}{2} = 2,51 \text{ kN}.$$

Kuna ühe terasplaadi kohta on kaks polti, siis ühele poldile mõjuv tõmbejõud on:

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{sd,1,x}}{2} = \frac{15,655}{2} = 7,83 \text{ kN}.$$

Poldi ühe lõike arvutuslik lõiketugevus arvutatakse valemiga: [28, lk 32]

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}, \quad \text{kus} \quad (3.54)$$

f_{ub} on poldi normatiivne tõmbetugevus;

A_s on poldi keermestamata osa ristlõikepindala;

α_v poldiklassi 8.8 puhul $\alpha_v = 0,6$ (poldi töötav ristlõige asub keermestamata osas);

γ_{M2} poldi materjali osavarutegur, $\gamma_{M2} = 1,25$.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 78}{1,25} = 29952 \text{ N} = 29,95 \text{ kN}$$

Poldi arvutusliku tõmbekandevõime leitakse valemiga:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{M2}}. \quad (3.55)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 58}{1,25} = 33408 \text{ N} = 33,41 \text{ kN}$$

Lõike ja tõmbejõuga koormatud poldi kontroll vastavalt tingimusele 3.53:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0,$$
$$\frac{2,51}{29,95} + \frac{7,83}{1,4 \cdot 33,41} = 0,25 \leq 1,0.$$

Lõike ja tõmbejõuga koormatud poldi kandevõime on tagatud. Ankrupoldi ankurdust raudbetoonist vahelakke magistritöös ei kontrollita. Samuti ei kontrollita terasdetailide ja terasplaatide vahelist keevisõmblust.

3.5.2. Sõlm 3

Sõlmes 3 on sarika külge ühendatud teise tasandi jäikussidemed ja vöö ning diagonaalid 1 ja diagonaalid 2. Sõlme 3 joonis on näidatud Lisas 2.

3.5.2.1. Jäikussideme ja sarika ning vöö ja sarika ühendus

Sarika ja jäikussidemete ning sarika ja vöö vahel on teras-puiduga ühelõikeline õhukese terasplaadiga sõlm. Sarikas on liimpuidust tugevusklassiga GL24h. Jäikussidemed ja vöö on saematerjalist tugevusklassiga C24. Jäikussidemete ühendamiseks terasplaadiga kasutatakse keermelatti M8 tugevusklassiga 8.8. Vöö ühendamiseks sarikaga kasutatakse kahte keermelatti M12 tugevusklassiga 8.8. Terasplaadi ja sarika ühendamiseks kasutatakse keermelatti M8. Sarika ja terasplaadi vahelist keermelatti ei pea dimensioneerima, kuna sellel on ainult fikseeriv ülesanne. Terasplaadi S235 paksus $t = 4 \text{ mm}$ ja laius $b = 60 \text{ mm}$.

Materjalide omadused:

Saematerjal C24:

Tihedus: $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ [25]

Survetugevus: $f_{c,90,k} = 4,0 \text{ N/mm}^2$ [25]

Osavarutegur: $\gamma_M = 1,3$ [24]

Liimpuit GL24h:

Tihedus: $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$ [26]

Survetugevus: $f_{c,90,g,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$ [26]

Osavarutegur: $\gamma_M = 1,25$ [24]

Keermelatt 8.8:

Tõmbetugevus: $f_u = 800 \text{ N/mm}^2$ [20]

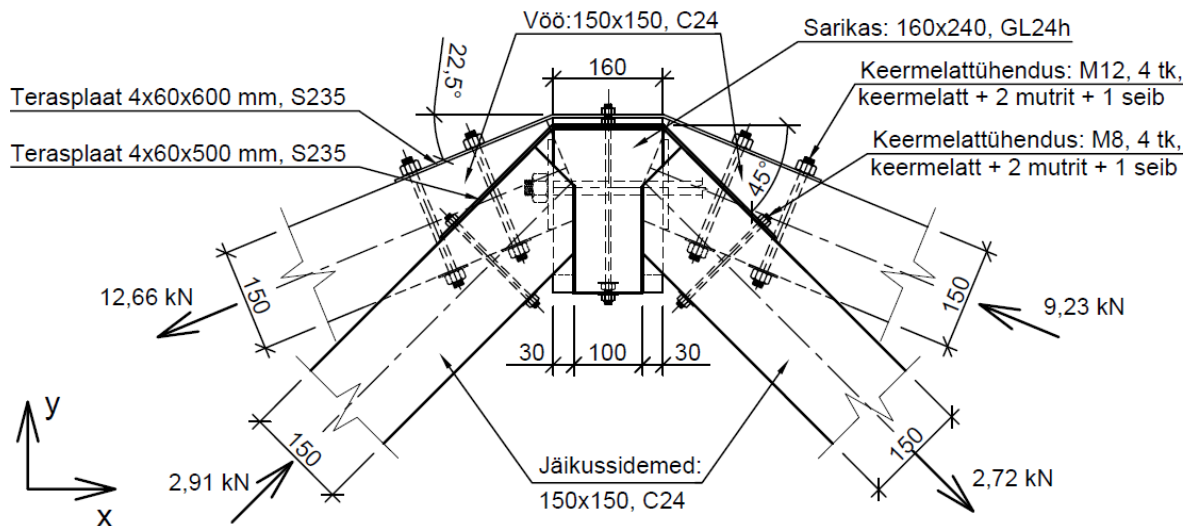
Osavarutegur: $\gamma_{M0} = 1,1$ [24]

Kuna jäikussidemetes ja vöös on nii tõmbe- kui ka survejõud, siis tuleb kontrollida, et tõmbe korral oleks tagatud poldi löikekandevõime ja surve korral oleks tagatud sarika vastupanu muljumisele. Samuti peab kontrollima vööd survele ristikiudu, kuna jäikussidemetelt kandub ehitus- ja hooldustöödest tulenev kasuskoormus edasi vöösse. Vöö omakorda toetub tapi abil sarikale. Lisaks tuleb kontrollida terasplaadi tõmbekandevõimet.

Poldi ühe löike arvutuslik kandevõime

Määravaks sai koormuskombinatsioon KK2:

Jäikussidemetes ja vöös mõjuvad pikijõud (joonis 3.16) on saadud Autodesk Robotiga. Joonisel kuvatakse ainult sõlme arvutusel esinevad maksimaalsed arvutuslikud koormused. Antud jõud ei mõju ühes ja samas sõlmes, seetõttu ei ole ka jõud tasakaalus.



Joonis 3.16. Kõige kriitilisemad jõud jäikussidemetes ja vöös

Kuna jäikussidemes ja vöös on puidukiu ja jõu vaheline nurk $\alpha = 0^\circ$, siis saame leida poldi muljumistugevuse normväärtuse valemiga 3.45:

-jäikussidemes:

$$f_{h.o.k} = 0,082(1 - 0,01 \cdot 8) \cdot 350 = 26,40 \text{ N/mm}^2,$$

-vöös:

$$f_{h.o.k} = 0,082(1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 350 = 25,26 \text{ N/mm}^2.$$

Muljumistugevuse arvutuslik väärtus vastavalt avaldisele 3.44:

-jäikussidemes:

$$f_{h.d} = 0,9 \cdot \frac{26,40}{1,3} = 18,28 \text{ N/mm}^2,$$

-vöös:

$$f_{h.d} = 0,9 \cdot \frac{25,26}{1,3} = 17,49 \text{ N/mm}^2.$$

Poldi voolavuspiirile vastava paindemomendi normväärtus vastavalt avaldisele 3.46:

-jäikussidemes (M8):

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \cdot 8^{2,6} = 53486,62 \text{ Nmm},$$

-vöös (M12):

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \cdot 12^{2,6} = 153490,85 \text{ Nmm.}$$

Poldi voolavuspiirile vastava paindemomendi arvutuslik väärtus vastavalt avaldisele 3.47:

-jäikussidemes (M8):

$$M_{y,Rd} = \frac{53486,62}{1,1} = 48624,20 \text{ Nmm,}$$

-vöös (M12):

$$M_{y,Rd} = \frac{153490,85}{1,1} = 139537,14 \text{ Nmm.}$$

Ühelõikeliste õhukeste terasplaatide korral tuleks võtta arvutuslik kandevõime poltide ühe kinnituselemendi ühe nihkepinna kohta väikseim väärtus valemiteest: [24, lk. 60]

$$F_{v,Rd} = 0,4 f_{h,d} \cdot t_1 \cdot d,$$

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rd} \cdot f_{h,d} \cdot d.}$$

(3.56)

-jäikussidemes:

$$F_{v,Rd} = 0,4 \cdot 18,28 \cdot 150 \cdot 8 = 8774,40 \text{ N} = 8,77 \text{ kN,}$$

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{2 \cdot 48624,20 \cdot 18,28 \cdot 8} = 4335,45 \text{ N} = 4,34 \text{ kN} \rightarrow \text{min,}$$

-vöös:

$$F_{v,Rd} = 0,4 \cdot 17,49 \cdot 150 \cdot 12 = 12592,80 \text{ N} = 12,59 \text{ kN,}$$

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{2 \cdot 139537,14 \cdot 17,49 \cdot 12} = 8801,23 \text{ N} = 8,80 \text{ kN} \rightarrow \text{min.}$$

Vajalik poltide arv:

Teise tasandi jäikussidemete suurim tõmbejõud $N_{Ed} = 2,72 \text{ kN}$.

$$n = \frac{N_{Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{2,72}{4,34} = 0,63 \text{ tk} \rightarrow 1 \text{ tk}$$

Jäikussideme ja õhukese terasplaadi ühendamiseks kasutame ühte M8 polti.

Teise tasandi vöö suurim tõmbejõud $N_{Ed} = 12,66 \text{ kN}$.

$$n = \frac{N_{Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{12,66}{8,80} = 1,44 \text{ tk} \rightarrow 2 \text{ tk}$$

Pikikiudu ühes reas paikneva n poldi kandevõime pikikiudu tuleks arvutada efektiivse poltide arvuga n_{ef} vastavalt valemile 3.51:

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n = 2 \text{ tk} \\ 2^{0,9} \sqrt{\frac{90}{13 \cdot 12}} = 1,63 \text{ tk} \end{array} \right. \Rightarrow n = 1,63 \text{ tk.}$$

Liite kandevõime:

$$\sum F_{v,Rd} = F_{v,Rd} \cdot n_{ef} = 8,80 \cdot 1,63 = 14,34 \text{ kN} > N_{Ed} = 12,66 \text{ kN}.$$

Vöö ja õhukese terasplaadi ühendamiseks kasutame kahte M8 polti.

Poltide asetused

Poltide minimaalsed vahekaugused ja kaugused servast ning otsast vastavalt standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 tabelile 8.4: [24, lk. 72]

Vahekaugus pikikiudu ($\alpha = 0^\circ$):

-vöös

$$a_1 = (4 + |\cos 0^\circ|)12 = 60 \text{ mm, valitud } 100 \text{ mm.}$$

Poldi kaugus koormatud otsast:

-jäikussidemes:

$$a_{3,t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 7 \cdot 8 = 56 \text{ mm} \\ 80 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow 80 \text{ mm, valitud } 160 \text{ mm,}$$

-vöös:

$$a_{3,t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 7 \cdot 12 = 84 \text{ mm} \\ 80 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow 84 \text{ mm, valitud } 110 \text{ mm.}$$

Poldi kaugus koormatud servast ($\alpha = 0^\circ$):

-jäikussidemes:

$$a_{4,t} = \max \left\{ \begin{array}{l} (2 + 2 \sin 90^\circ) \cdot 8 = 32 \text{ mm} \\ 3 \cdot 8 = 24 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow 32 \text{ mm, valitud } 75 \text{ mm,}$$

-vöös:

$$a_{4,t} = \max \left\{ \begin{array}{l} (2 + 2 \sin 90^\circ) \cdot 12 = 48 \text{ mm} \\ 3 \cdot 12 = 36 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow 48 \text{ mm, valitud } 75 \text{ mm.}$$

Poldi kaugus koormamata servast:

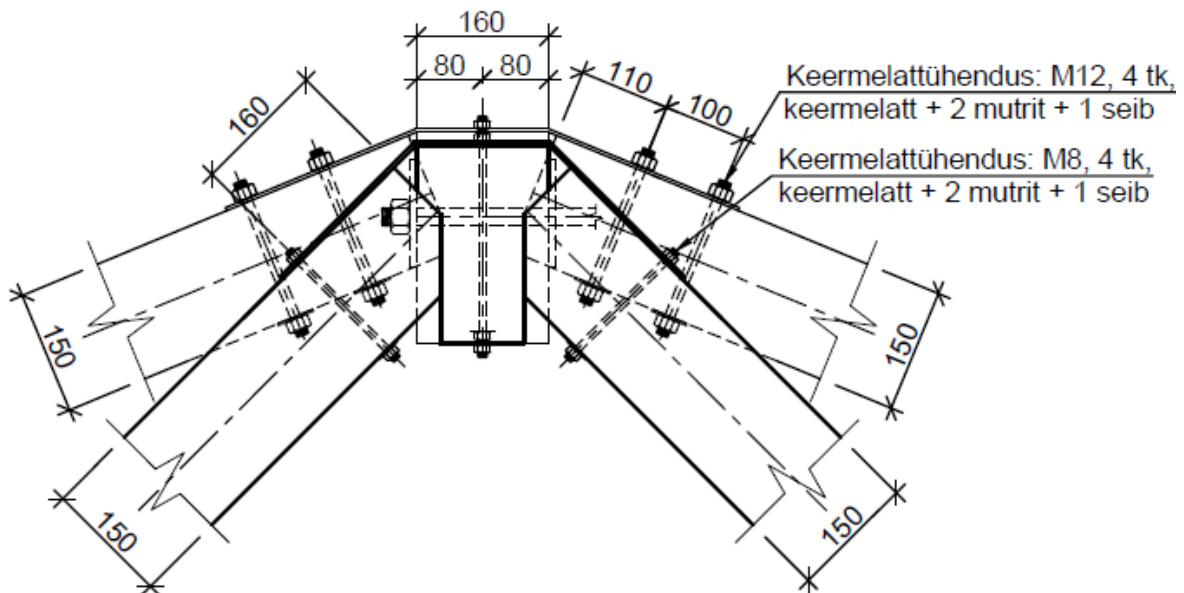
-jäikussidemes:

$$a_{4,c} = 3 \cdot 8 = 24 \text{ mm, valitud } 75 \text{ mm,}$$

-vöös:

$$a_{4,c} = 3 \cdot 12 = 36 \text{ mm, valitud } 75 \text{ mm.}$$

Poltide asetus jäikussideme ja sarika ning vöö ja sarika ühenduses on näidatud joonisel 3.17.



Joonis 3.17. Poldide asetus jäikussidemetes ja vöös

Sarika kontroll muljumisele

Sarikas tekib surve ristikiudu, kuna jäikussideme ja vöö otsad suruvad vastu sarikat.

Survel ristikiudu peab olema täidetud järgmine tingimus: [24, lk. 36]

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}, \quad \text{kus} \quad (3.57)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}; \quad (3.58)$$

$\sigma_{c,90,d}$ on efektiivse kontaktpinna arvutuslik survepinge ristikiudu;

$F_{c,90,d}$ on arvutuslik survejõud ristikiudu;

A_{ef} on efektiivne kontaktpind ristikiudu survel;

$f_{c,90,d}$ on arvutuslik survetugevus ristikiudu;

$k_{c,90}$ on tegur, mis arvestab koormuse konfiguratsiooni, lõhestamisvõimalust ning surve-deformatsioonide astet.

Efektiivne kontaktpind ristikiudu survel jäikussideme ja sarika ühenduses:

Kontaktpinna pikkus l:

$$l = \frac{d}{\sin \alpha} = \frac{30}{\sin 45^\circ} = 42,4 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = b \cdot l = 150 \cdot 42,4 = 6360,0 \text{ mm}^2$$

Efektiivne kontaktpind ristikiudu survel vöö ja sarika ühenduses:

Kontaktpinna pikkus l:

$$l = \frac{d}{\sin \alpha} = \frac{30}{\sin 25^\circ} = 71,0 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = b \cdot l = 150 \cdot 71,0 = 10650,0 \text{ mm}^2$$

Sarika arvutuslik survetugevus ristikiudu vastavalt valemile 3.23:

$$f_{c,90,g,d} = 0,9 \cdot \frac{2,7}{1,25} = 1,94 \text{ MPa}.$$

Arvutuslik survepinge ristikiudu jäikussideme ja sarika ühenduses vastavalt valemile 3.58:

$$\sigma_{c,90,g,d} = \frac{2,91 \cdot 10^3}{6360,0} = 0,46 \text{ MPa.}$$

Arvutuslik survepinge ristikiudu vöö ja sarika ühenduses vastavalt valemile 3.58:

$$\sigma_{c,90,g,d} = \frac{9,23 \cdot 10^3}{10650,0} = 0,87 \text{ MPa.}$$

Survetugevuse kontroll ristikiudu jäikussideme ja sarika ühenduses vastavalt tingimusele 3.57:

$$k_{c,90} = 1,$$

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

$$0,46 \text{ MPa} < 1,94 \text{ MPa.}$$

Survetugevuse kontroll ristikiudu vöö ja sarika ühenduses vastavalt tingimusele 3.57:

$$k_{c,90} = 1$$

$$0,87 \text{ MPa} < 1,94 \text{ MPa.}$$

Sarika survekandevõime ristikiudu on tagatud.

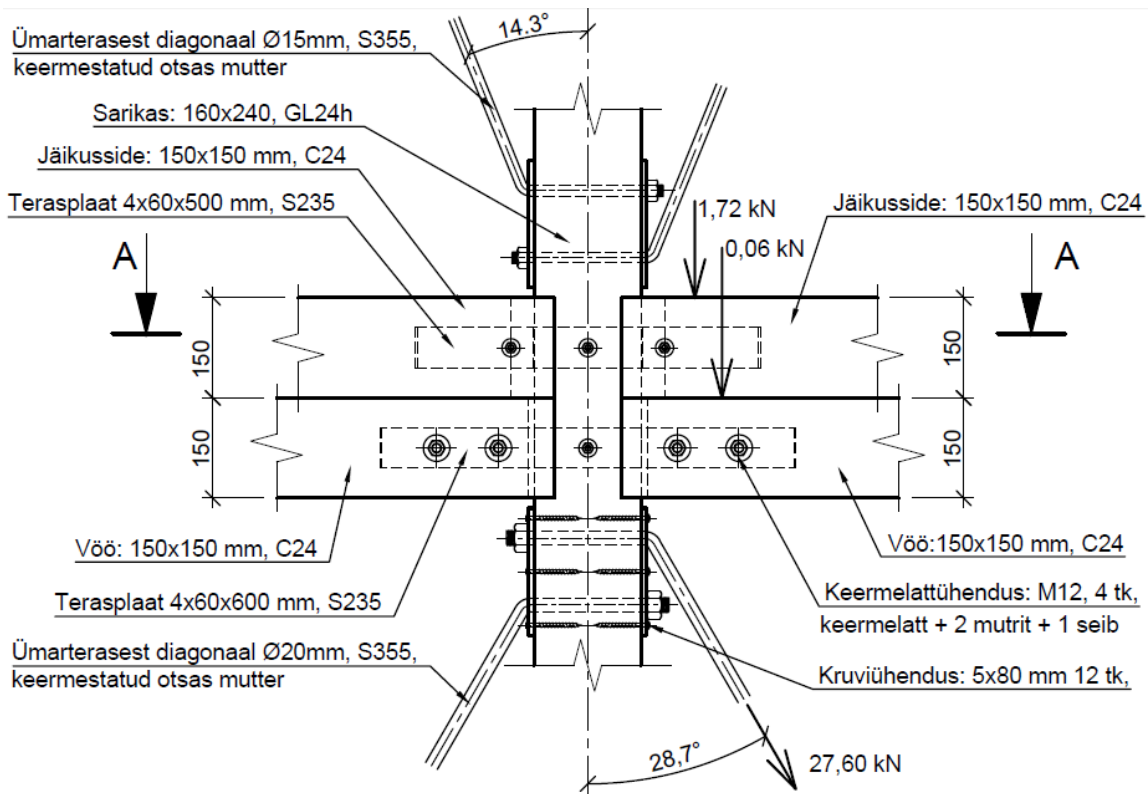
Vöö kontroll muljumisele

Vööd peab kontrollima survele ristikiudu, kuna jäikussidemetelt kandub ehitus- ja hooldustöödest tulenev põikjõud edasi vöösse. Vöö omakorda toetub tapi abil sarikatele.

Määravaks saab koormuskombinatsioon KK5:

$$1,2 \cdot \text{Omakaal} + 1,5 \cdot (\text{Kasuskoormus} + 0,5 \cdot \text{Lumi} + 0,6 \cdot \text{Tuul}).$$

Suurimad jäikussidemele ja vööle mõjuvad põikjõud (joonis 3.18) on saadud Autodesk Robotiga.



Joonis 3.18. Jäikussidemetele ja sarikale mõjuvad põikjõud

Efektiivne kontaktpind ristikiudu survel on saadud jooniselt:

$$A_{ef} = 2765 \text{ mm}^2.$$

Jäikussidemest ja vööst tulenev põikjõud kontaktpinnale:

$$F_{c,90,d} = 1,72 + 0,06 = 1,78 \text{ kN}.$$

Vöö arvutuslik survetugevus ristikiudu vastavalt avaldisele 3.23:

$$f_{c,90,d} = 0,9 \cdot \frac{4,0}{1,3} = 2,77 \text{ MPa}.$$

Arvutuslik survepinge ristikiudu vastavalt valemile 3.58:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{1,78 \cdot 10^3}{2765} = 0,64 \text{ MPa}.$$

Survetugevuse kontroll ristikiudu vastavalt tingimusele 3.57:

$$k_{c,90} = 1,$$

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

$$0,64 \text{ MPa} < 2,77 \text{ MPa}.$$

Vöö survekandevõime ristikiudu on tagatud.

Terasplaadi kontroll tõmbele

Terasplaadi paksus $t = 4 \text{ mm}$ ja laius $b = 60 \text{ mm}$. Terasplaadis on poldiava $d_0 = 13 \text{ mm}$.

Terasplaat S235

Ülemine voolavuspiir: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ [20]

Tõmbetugevus: $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ [20]

Osavarutegurid: $\gamma_{M0} = 1,0$; $\gamma_{M,2} = 1,25$ [27]

Ristlõike brutopindala:

$$A = t \cdot b = 4 \cdot 60 = 240 \text{ mm}^2.$$

Kuna terasplaadis on poldiavast tingitud nõrgustus, siis leiame ristlõike netopindala:

$$A_{net} = t(b - d_0) = 4(60 - 13) = 188 \text{ mm}^2.$$

Brutoristlõike arvutuslik plastne kandevõime vastavalt valemile 3.43:

$$N_{pl,Rd} = \frac{240 \cdot 235}{1,0} = 56400,0 \text{ N} = 56,40 \text{ kN}.$$

Netoristlõike kandevõime kinnitusvahendite aukude kohal vastavalt valemile 3.44:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 188 \cdot 360}{1,25} = 48729 \text{ N} = 48,73 \text{ kN}.$$

Suurim tõmbejõud terasplaadis on siis, kui mõlemad vöö elemendid, mida terasplaat ühendab, on koormatud tõmbejõuga. Jooniselt 3.16 saame, et vöös mõjub maksimaalne tõmbejõud:

$$N_{Ed,1} = 12,66 \text{ kN}.$$

Arvutuslik tõmbejõud N_{Ed} peab igas ristlõikes rahuldama tingimust 3.42:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} = \frac{12,66}{48,73} = 0,26 < 1,0.$$

Terasplaadi tõmbekandevõime on tagatud.

Diagonaali ja sarika ühendus:

Diagonaali ja sarika ühendus on teras-puiduga kahelõikeline äärmiste õhukeste terasplaati-dega liide. Diagonaal on ümarterasest S355 ($f_{u,k} = 510 \text{ N/mm}^2$) läbimõõduga $d_n = 20 \text{ mm}$. Terasplaat on terasest S235 paksusega $t_1 = 8 \text{ mm}$, laiusega $b = 130 \text{ mm}$ ja pikkusega 190 mm . Diagonaali ots viiakse läbi sarika (GL24h) ja terasplaatide, diagonaali keermetatud otsa pannakse mutter. Edasistes arvutustes nimetame sarikat läbivat diagonaali osa ja selle otsas olevat muttrit naagelühenduseks. Terasplaadi ja sarika ühendamiseks kasutatakse lisaks kuute kruvi $5 \times 80 \text{ mm}$ ($f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$).

Materjalide omadused

Liimpuit GL24h:

Survetugevus ristikiudu: $f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$ [26]

Tihedus: $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ [26]

Osavarutegur: $\gamma_M = 1,25$ [24]

Ümarteras S355:

Tõmbetugevus: $f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$ [20]

Osavarutegur: $\gamma_{M0} = 1,1$ [27]

Kruvi:

Tõmbetugevus: $f_u = 600 \text{ N/mm}^2$ [20]

Osavarutegur: $\gamma_{M0} = 1,1$ [24]

Diagonaali ja sarika ühenduses peab kontrollima pikisuunas koormatud naaglit (diagonaali) ja kinnitite ühe lõike arvutuslikku kandevõimet.

Määravaks saab koormuskombinatsioon KK2:

$$1,2 \cdot \text{Omakaal} + 1,5 \cdot (\text{Tuul} + 0,5 \cdot \text{Lumi})$$

Vastavalt jaotisele 3.4.3 on diagonaalne mõjuv arvutuslik tõmbejõud $N_{Ed} = 27,86$ kN.

Leiame naaglile mõjuva arvutusliku pikijõu ning terasplaadi ja sarika vahel mõjuva lõikejõu, kui sarika ja diagonaali vaheline nurk $\alpha = 28,7^\circ$.

$$N_{Ed,b} = \sin(\alpha) \cdot N_{Ed} = \sin(28,7^\circ) \cdot 27,86 = 13,38 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,l} = \cos(\alpha) \cdot N_{Ed} = \cos(28,7^\circ) \cdot 27,86 = 24,44 \text{ kN}$$

Pikisuunas koormatud naagli kontroll

Naagli pikisuunaline kandevõime ja väljatõmbe tugevus tuleks võtta väikseim järgmistest väärtustest:

- naagli tõmbetugevus
- seibi või terasplaadi (teras-puiduga liidetes) kandevõime.

Seibi kandevõime tuleks arvutada eeldusel, et normatiivne survetugevus kontaktpinnal on $3,0f_{c,90,k}$. [24, lk. 36]

Naagli tõmbetugevus

Vastavalt jaotisele 3.4.3 on diagonaali tõmbekandevõime tagatud, seega on ka sarika ja diagonaali ühenduses naagli tõmbekandevõime tagatud.

Terasplaadi kandevõime

Kandevõime ühe naagli kohta terasplaadis ei tohiks ületada ringikujulise seibi kandevõimet, mille miinimumväärtuseks on: [24, lk. 36]

$12t$, kus t on plaadi paksus;

$4d$, kus d on naagli diameeter.

Leiame terasplaadi kontaktpinna diameetri, mis hakkab tööle, kui naaglile mõjub tõmbejõud.

$$d_w = \min \begin{cases} 12t = 12 \cdot 8 = 96 \text{ mm} \\ 4d = 4 \cdot 20 = 80 \text{ mm} \rightarrow \min \end{cases}$$

Naagliaugu läbimõõt terasplaadis ei tohiks olla naagli vardaläbimõõdust d suurem kui suurem kahest väärtusest: kas 2 mm või $0,1d_n = 0,1 \cdot 20 = 2$ mm. [24, lk. 106] Kasutame terasplaadis naagliava: $d_0 = d_n + 2 = 20 + 2 = 22$ mm.

Leiame terasplaadi kontaktpinna pindala, mis hakkab tööle, kui naaglile mõjub tõmbejõud. Kontaktpinna leidmisel arvestatakse, et terasplaadis on naagliauk $d_0 = 22$ mm.

$$A = \frac{\pi}{4}(d_w^2 - d_0^2) = \frac{\pi}{4}(80^2 - 22^2) = 4646,42 \text{ mm}^2$$

Liimpuidu GL24h arvutuslik survetugevus ristikiudu vastavalt valemile 3.23:

$$f_{c,90,d} = 0,9 \cdot \frac{2,7}{1,25} = 1,94 \text{ N/mm}^2.$$

Terasplaadi arvutusliku kandevõime, kui arvutuslik survetugevus kontaktpinnal on $3,0f_{c,90,d}$:

$$F_{ax,Rd} = 3,0 \cdot f_{c,90,d} \cdot A = 3,0 \cdot 1,94 \cdot 4646,42 = 27042,16 \text{ N} = 27,04 \text{ kN} > N_{Ed,b} = 13,38 \text{ kN}.$$

Terasplaadi kandevõime on tagatud.

Naagli ja kruvide ühe löike arvutuslik kandevõime

Diagonaali ja sarika vahel on teras-puiduga kahelõikeline õhukeste äärmiste terasplaatidega ühendus. Kuna koormuse mõjumisel töötab ainult ühel pool sarikat olev diagonaal, siis arvutame liidet kui teras-puiduga ühelõikelist õhukese terasplaadiga ühendust.

Kuna sarikas on puiduki ja jõu vaheline nurk $\alpha = 0^\circ$, siis leitakse sarika muljumistugevuse normväärtus naagli korral valemiga 3.45:

$$f_{h,1,g,k} = f_{h,0,g,k} = 0,082(1 - 0,01 \cdot 20) \cdot 380 = 24,93 \text{ N/mm}^2.$$

Muljumistugevuse arvutuslik väärtus vastavalt valemile 3.23:

$$f_{h,1,g,d} = 0,9 \cdot \frac{24,93}{1,25} = 17,95 \text{ N/mm}^2.$$

Naagli voolavuspiirile vastava paindemomendi normväärtus vastavalt valemile 3.46:

$$M_{y,Rk,1} = 0,3 \cdot 510 \cdot 20^{2,6} = 369291,59 \text{ Nmm}.$$

Naagli voolavuspiirile vastava paindemomendi arvutuslik väärtus vastavalt valemile 3.47:

$$M_{y,Rd,1} = \frac{369291,59}{1,1} = 335719,63 \text{ Nmm}.$$

Hammastatud kruvide korral, mille läbimõõt on 6 mm või vähem, kasutatakse põiksuunas koormatud naelte arvutamise meetodikat. [24, lk. 74]

Ilma aukude ettepuurimiseta, naelte ja kruvidele läbimõõduga kuni 8 mm, leitakse puidus ja spoonliimpuidus normatiivne muljumistugevus avaldisega: [24, lk. 61]

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}, \quad \text{kus} \quad (3.59)$$

ρ_k on puidu normtihedus, kg/m^3 ;

d on naela või kruvi läbimõõt, mm.

$$f_{h,2,g,k} = f_{h,0,g,k} = 0,082 \cdot 380 \cdot 5^{-0,3} = 19,23 \text{ N/mm}^2$$

Muljumistugevuse arvutuslik väärtus vastavalt valemile 3.23:

$$f_{h,2,g,d} = 0,9 \cdot \frac{19,23}{1,25} = 13,84 \text{ N/mm}^2.$$

Naela ja kruvi voolavuspiirile vastava paindemomendi normväärtus saadakse avaldisele: [24, lk. 61]

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6}, \quad \text{kus} \quad (3.60)$$

d on naela või kruvi läbimõõt;

f_u on naela või kruvi tõmbetugevus.

$$M_{y,Rk,2} = 0,3 \cdot 600 \cdot 5^{2,6} = 11819,38 \text{ Nmm}$$

Kruvi voolavuspiirile vastava paindemomendi arvutuslik väärtus vastavalt valemile 3.47:

$$M_{y,Rd,2} = \frac{11819,38}{1,1} = 10744,89 \text{ Nmm}.$$

Ühelõikeliste õhukeste terasplaatide korral tuleks võtta arvutuslik kandevõime kruvide ja naaglite ühe kinnituselemendi ühe nihkepinna kohta väikseim väärtus vastavalt valemile 3.56:

-naagel:

$$F_{v,Rd,1} = 0,4 \cdot 17,95 \cdot 160 \cdot 20 = 18307,20 \text{ N} = 18,31 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,1} = 1,15 \sqrt{2 \cdot 335719,63 \cdot 17,95 \cdot 20} = 17854,53 \text{ N} = 17,85 \text{ kN} \rightarrow \text{min},$$

-kruvi:

$$F_{v,Rd,2} = 0,4 \cdot 13,84 \cdot 160 \cdot 5 = 4428,80 \text{ N} = 4,43 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,2} = 1,15 \sqrt{2 \cdot 10744,89 \cdot 13,84 \cdot 5} = 1402,38 \text{ N} = 1,40 \text{ kN} \rightarrow \text{min}.$$

Ühe pikikiudu naela- ja kruvirea korral, kui naelad või kruvid kalduvad pikikiu suunast ristikiudu vähem kui 1d, tuleks kandevõime arvutada efektiivset kinnituselementide arvu n_{ef} kasutades. Kuna kruvid kalduvad pikikiu suunas ristikiudu rohkem kui 1d, siis ei pea efektiivset kinnituselementide arvu leidma. [24, lk. 62]

Leiame naagli ja kuue kruvi löikekandevõime:

$$\sum F_{v,Rd} = F_{v,Rd,1} + 6 \cdot F_{v,Rd,2} = 17,85 + 6 \cdot 1,40 = 26,25 \text{ kN} > N_{Ed,l} = 24,44 \text{ kN}.$$

Löikekandevõime on tagatud.

Kruvide ja naaglite asetust

Kruvide minimaalsed vahekaugused ja kaugused elemendi servast ja otsast vastavalt standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 tabelile 8.2. [24, lk. 65]

Naaglite minimaalsed vahekaugused ja kaugus elemendi servast vastavalt standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 tabelile 8.5. [24, lk. 73]

Vahekaugus pikikiudu:

-naaglid ($\alpha = 0^\circ$)

$$a_1 = (3 + 2|\cos 0^\circ|)20 = 100 \text{ mm}, \text{ valitud } 100 \text{ mm}.$$

Kaugus koormamata servast:

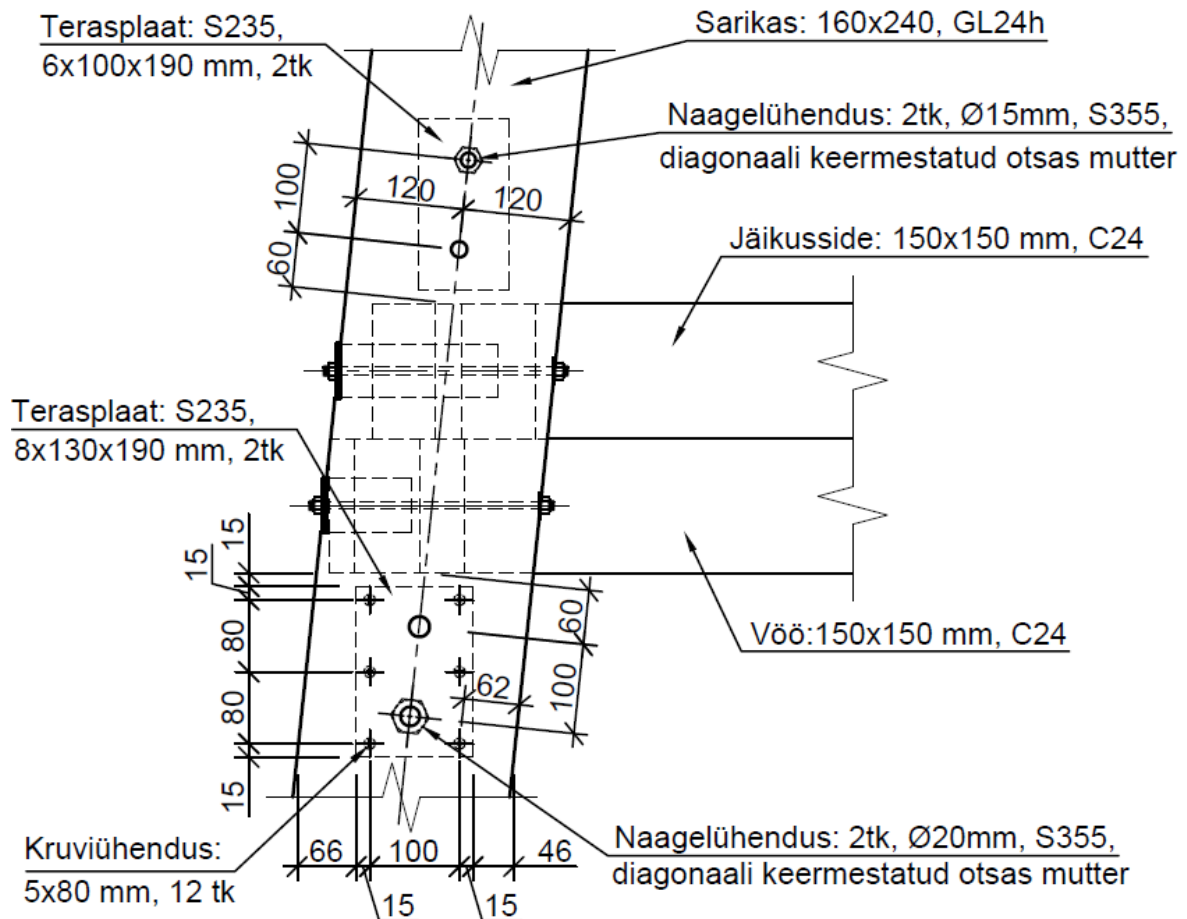
-kruvid

$$a_{4,c} = 5 \cdot 5 = 25 \text{ mm}, \text{ valitud } 62 \text{ mm},$$

-naaglid

$$a_{4,c} = 3 \cdot 5 = 15 \text{ mm, valitud } 120 \text{ mm.}$$

Kruvide ja naaglite asetus on näidatud joonisel 3.19.



Joonis 3.19. Kruvide ja naaglite asetus sõlmes 3

3.5.3. Sõlm 4

Horizontaalse katuseelemendi ja sarika ühendus

Horizontaalse katuseelemendi ja sarika vahel on puit-puiduga kahelõikeline sõlm, mis on näidatud Lisas 2.

Horizontaalse katuseelemendi ja sarika ühendamiseks kasutatakse puidust prusse ristlõikega 50x150 mm, pikkusega 500 mm. Katuselemendid ja ühendusprussid on saematerjalist tuge-

vusklassiga C24, sarikas on liimpuidust tugevusklassiga GL24h. Puitelementide ühendamiseks kasutatakse naelu 5x150 mm. Nii horisontaalse katuseelemendi ja ühendusprusside kui ka sarika ja ühendusprusside ühendamiseks kasutatakse kaheksat naela.

Materjalide omadused:

Saematerjal C24:

Tihedus: $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ [25]

Osavarutegur: $\gamma_M = 1,3$ [24]

Liimpuit GL24h:

Tihedus: $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$ [26]

Osavarutegur: $\gamma_M = 1,25$ [24]

Naelad:

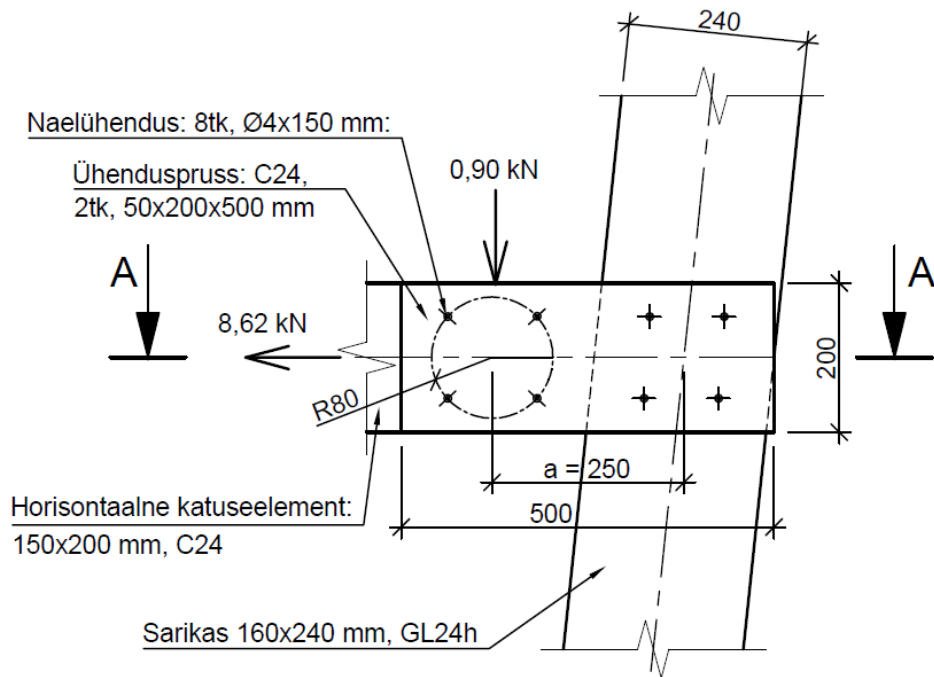
Tõmbetugevus: $f_u = 600 \text{ N/mm}^2$ [24]

Osavarutegur: $\gamma_{M0} = 1,1$ [24]

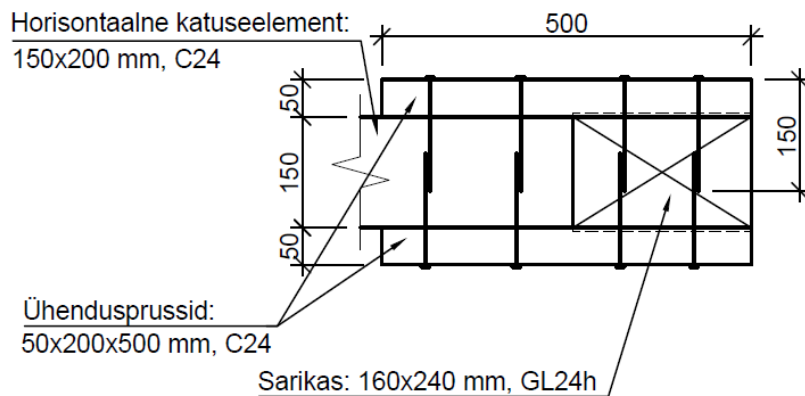
Ühenduses sai määravaks koormuskombinatsioon KK2:

$$1,2 \cdot \text{Omakaal} + 1,5 \cdot (\text{Tuul} + 0,5 \cdot \text{Lumi}).$$

Katuseelemendi ja sarika ühenduses mõjuvad jõud (joonis 3.20) on saadud Autodesk Robotiga.



Lõige A - A



Joonis. 3.20. Sõlmes 4 mõjuvad jõud

Kuna horisontaalne katuseelement ja sarikas on ühendatud külgedelt puidust ühendusprusside abil, siis peab tagama, et horisontaalse katuseelemendi ja ühendusprusside või sarika ja ühendusprusside vahel oleks paindejäik ühendus, sest muidu on sõlmes kaks liigendit. Olgu katuseelemendi ja ühendusprusside vahel jäik ühendus ning sarika ja ühendusprusside vahel liigend.

Leiame põikjõust tekkiva momendi.

$$M_{sd} = V_{sd} \cdot a, \quad \text{kus}$$

V_{sd} on ühenduses mõjuv põikjõud:

a on õla pikkus.

$$M_{sd} = V_{sd} \cdot a = 0,90 \cdot 0,25 = 0,23 \text{ kNm}$$

Leiame sisejõud, mis mõjuvad kinnitile:

-paindemomendist:

$$F_M = \frac{M_{sd}}{n \cdot R}, \quad \text{kus}$$

R on kinnitite asetusele vastav ringjoone raadius;

n kinnitite arv ringis.

$$F_M = \frac{0,23 \cdot 10^6}{8 \cdot 80} = 359,38 \text{ N} = 0,36 \text{ kN}$$

-põikjõust:

$$F_V = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{0,90}{8} = 0,11 \text{ kN},$$

-pikijõust:

$$F_N = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{8,62}{8} = 1,08 \text{ kN}.$$

Leiame arvutusliku resultantjõu kinnititele katusetala ja ühendusprusside vahel:

$$F_{res,1} = \sqrt{(F_M + F_V)^2 + F_N^2} = \sqrt{(0,36 + 0,11)^2 + 1,08^2} = 1,18 \text{ kN}.$$

Leiame arvutusliku resultantjõu kinnititele sarika ja ühendusprusside vahel:

$$F_{res,2} = \sqrt{F_V^2 + F_N^2} = \sqrt{0,11^2 + 1,08^2} = 1,09 \text{ kN}.$$

Kontrollime ühendusprussi paksust

Puitu tuleks augud ette puurida, kui puitelemendi paksus on väiksem kui: [24, lk. 60]

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 7d \\ (13d - 30) \frac{\rho_k}{400} \end{array} \right., \quad \text{kus} \quad (3.61)$$

t on puitelemendi minimaalne paksus, mille puhul ei ole vaja puitu ette puurida, mm;

ρ_k on puidu tihedus, kg/m³;

d on naela läbimõõt, mm.

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 7 \cdot 5 = 35 \text{ mm} \\ (13 \cdot 5 - 30) \cdot \frac{350}{400} = 21,88 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow t = 35 \text{ mm}$$

Ühendusprussi paksus on 50 mm, seega ei ole vaja auke ette puurida.

Naela ühe löike arvutuslik kandevõime

Leiame katusetalase ja ühendusprussis naela normmuljumistugevuse.

Ilma aukude ettepuurimiseta, naelte läbimõõduga kuni 8 mm, leitakse puidus ja spoonliimpuidus normmuljumistugevus vastavalt avaldisele 3.57:

$$f_{h,1,k} = 0,082 \cdot 350 \cdot 5^{-0,3} = 17,71 \text{ N/mm}^2.$$

Muljumistugevuse arvutuslik väärtus horisontaalses katuseelemendis ja ühendusprussis vastavalt valemile 3.23:

$$f_{h,1,d} = f_{h,2,d} = 0,9 \cdot \frac{17,71}{1,3} = 12,26 \text{ N/mm}^2.$$

Leiame sarikas naela normmuljumistugevuse vastavalt valemile 3.57:

$$f_{h,2,g,k} = f_{h,0,k} = 0,082 \cdot 380 \cdot 5^{-0,3} = 19,23 \text{ N/mm}^2.$$

Muljumistugevuse arvutuslik väärtus sarikas vastavalt valemile 3.23:

$$f_{h,2,g,d} = 0,9 \cdot \frac{19,23}{1,25} = 13,85 \text{ N/mm}^2.$$

Siledade ümarnaelte korral, mis on valmistatud terastraadist tõmbetugevusega 600 N/mm², võetakse voolavuspiirile vastava paindemomendi normväärtus vastavalt valemile 3.60:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 600 \cdot 5^{2,6} = 11819,38 \text{ Nmm}.$$

Naela voolavuspiirile vastava paindemomendi arvutuslik väärtus vastavalt valemile 3.47:

$$M_{y,Rd} = \frac{11819,38}{1,1} = 10744,89 \text{ Nmm}.$$

Kuna käsitletavates ühendustes töötab nael kui ühelõikeline kinnituselement, siis naelte kandevõime arvutamisel vaatame liiteid kui puit-puiduga ühelõikelisi ühendusi. Naelte arvutuslik kandevõime ühe kinnituselemendi ühe nihkepinna kohta ühelõikeliste puit-puiduga liidete korral võetakse vähima väärtusena alljärgnevatest valemitest: [24, lk. 57]

$$F_{v,Rd} = f_{h,1,d} \cdot t_1 \cdot d,$$

$$F_{v,Rd} = f_{h,2,d} \cdot t_2 \cdot d,$$

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{h,1,d} \cdot t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right], \quad (3.62)$$

$$F_{v,Rd} = 1,05 \frac{f_{h,1,d} \cdot t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rd}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right],$$

$$F_{v,Rd} = 1,05 \frac{f_{h,1,d} \cdot t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rd}}{f_{h,1,d} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right],$$

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rd} \cdot f_{h,1,d} \cdot d}.$$

Katusetala ja ühendusprussi vaheline ühendus:

$$\beta = \frac{12,26}{12,26} = 1,0,$$

$$F_{v,Rd,1} = 12,26 \cdot 50 \cdot 5 = 3065 \text{ N} = 3,07 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,1} = 12,26 \cdot 150 \cdot 5 = 9195 \text{ N} = 9,20 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,1} = \frac{12,26 \cdot 50 \cdot 5}{1 + 1,0} \left[\sqrt{1,09 + 2 \cdot 1,0^2 \left[1 + \frac{150}{50} + \left(\frac{150}{50} \right)^2 \right] + 1,0^3 \left(\frac{150}{50} \right)^2} - 1,0 \left(1 + \frac{150}{50} \right) \right] = 3065 \text{ N} = 3,07 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,1} = 1,05 \frac{12,26 \cdot 50 \cdot 5}{2 + 1,0} \left[\sqrt{2 \cdot 1,0(1 + 1,0) + \frac{5 \cdot 1,0(2 + 1,0) \cdot 10744,89}{12,26 \cdot 5 \cdot 50^2}} - 1,0 \right] =$$

$$= 1288 \text{ N} = 1,29 \text{ kN} \rightarrow \text{min},$$

$$F_{v,Rd,1} = 1,05 \frac{12,26 \cdot 150 \cdot 5}{1 + 2 \cdot 1,0} \left[\sqrt{2 \cdot 1,0^2(1 + 1,0) + \frac{5 \cdot 1,0(1 + 2 \cdot 1,0) \cdot 10744,89}{12,26 \cdot 5 \cdot 150^2}} - 1,0 \right] = 3293 \text{ N} = 3,29 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,1} = 1,15 \sqrt{\frac{2 \cdot 1,0}{1 + 1,0}} \sqrt{2 \cdot 10744,89 \cdot 12,26 \cdot 5} = 1320 \text{ N} = 1,32 \text{ N}.$$

Katuseelemendi ja ühendusprussi vahelises ühenduses on ühe naela arvutuslik kandevõime ühe nihkepinna kohta $F_{v,Rd,1} = 1,29 \text{ kN}$.

$$F_{v,Rd,1} = 1,29 \text{ kN} > F_{res,1} = 1,18 \text{ kN}$$

Kuna pikikiudu ühel real asetseb kaks naela, siis tuleks kandevõime arvutada efektiivset kinnituselementide arvu n_{ef} kasutades: [24, lk. 62]

$$n_{ef} = n^{k_{ef}}, \quad \text{kus} \tag{3.63}$$

n_{ef} on naelte efektiivne arv reas;

n on naelte arv reas;

k_{ef} tegur, mille saab vastavalt standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 tabelile 8.1:

$$\text{Kuna } a_1 = 120 \text{ mm} > 14d = 14 \cdot 5 = 70 \text{ mm}, \quad \text{siis } k_{ef} = 1.$$

Seega vajalik kinnitite arv ei muutu ja ühenduse kandevõime on tagatud.

Sarika ja ühendusprussi vaheline ühendus vastavalt valemile 3.62:

$$\beta = \frac{f_{h,2,g,d}}{f_{h,1,d}} = \frac{13,85}{12,26} = 1,13,$$

$$F_{v,Rd,2} = 12,26 \cdot 50 \cdot 5 = 3065 \text{ N} = 3,065 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,2} = 13,85 \cdot 150 \cdot 5 = 10384 \text{ N} = 10,38 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,2} = \frac{12,26 \cdot 50 \cdot 5}{1 + 1,13} \left[\sqrt{1,13 + 2 \cdot 1,13^2 \left[1 + \frac{150}{50} + \left(\frac{150}{50} \right)^2 \right]} + 1,13^3 \left(\frac{150}{50} \right)^2 - 1,13 \left(1 + \frac{150}{50} \right) \right] = 3392 \text{ N} = 3,39 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd,2} = 1,05 \frac{12,26 \cdot 50 \cdot 5}{2 + 1,13} \left[\sqrt{2 \cdot 1,13(1 + 1,13) + \frac{5 \cdot 1,13(2 + 1,13) \cdot 6015,0}{12,26 \cdot 5 \cdot 50^2}} - 1,13 \right] = 1316 \text{ N} = 1,32 \text{ kN} \rightarrow \text{min},$$

$$F_{v,Rd,2} = 1,05 \frac{11,98 \cdot 150 \cdot 5}{1 + 2 \cdot 1,13} \left[\sqrt{2 \cdot 1,13^2(1 + 1,13) + \frac{5 \cdot 1,13(1 + 2 \cdot 1,13) \cdot 6015,0}{12,26 \cdot 5 \cdot 150^2}} - 1,13 \right] = 3632 \text{ N} = 3,63 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{\frac{2 \cdot 1,13}{1 + 1,13}} \sqrt{2 \cdot 6015,0 \cdot 12,26 \cdot 5} = 1359 \text{ N} = 1,36 \text{ kN},$$

Sarika ja ühendusprussi vahelises ühenduses on ühe naela arvutuslik kandevõime ühe nihkepinna kohta $F_{v,Rd,2} = 1,32 \text{ kN}$.

$$F_{v,Rd,2} = 1,32 \text{ kN} > F_{res,2} = 1,09 \text{ kN}$$

Kuna pikikiudu reas asetseb kaks naela, siis tuleks kandevõime arvutada efektiivset kinnituselementide arvu n_{ef} kasutades vastavalt valemile 3.63:

$$\text{Kuna } a_1 = 100 \text{ mm} > 14d = 14 \cdot 5 = 70 \text{ mm}, \quad \text{siis } k_{ef} = 1.$$

Seega vajalik kinnitite arv ei muutu ja ühenduse kandevõime on tagatud.

Naelte asetus

Naelte minimaalsed vahekaugused ja kaugused elemendi servast ja otsast vastavalt standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 tabelile 8.2:

Vahekaugus pikikiudu ($\alpha = 0^\circ$):

$$a_1 = (5 + 5|\cos 0^\circ|) \cdot 4 = 40 \text{ mm, valitud } 100 \text{ mm}.$$

Vahekaugus ristikiudu:

$$a_2 = 5 \cdot 4 = 20 \text{ mm, valitud } 110 \text{ mm.}$$

Kaugus koormatud otsast:

$$a_{3,t} = (10 + 5\cos 0^\circ) \cdot 4 = 60 \text{ mm, valitud } 65 \text{ mm.}$$

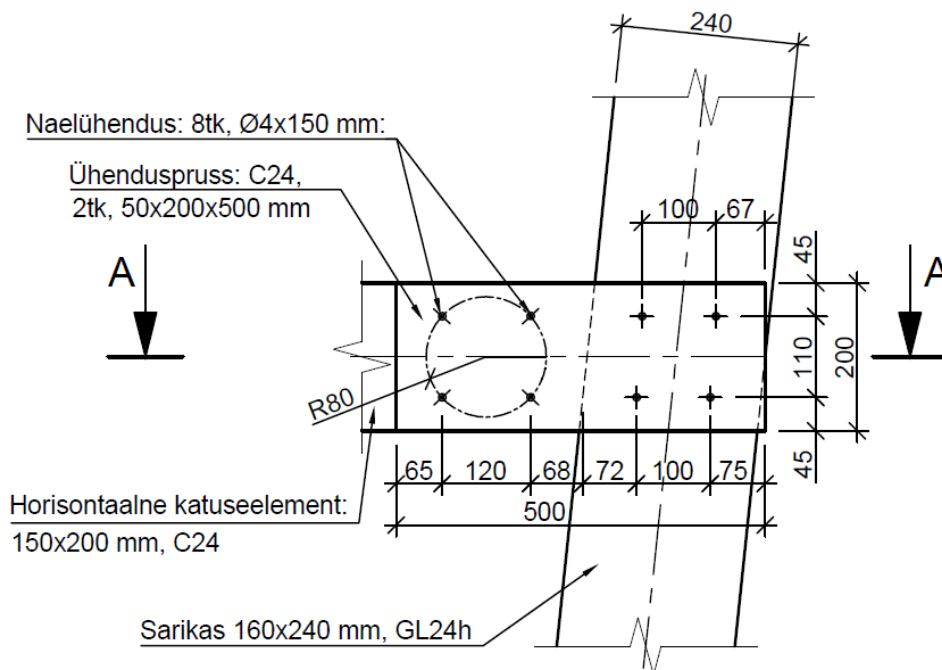
Kaugus koormatud servast:

$$a_{4,t} = (5 + 2\sin 90^\circ) \cdot 4 = 28 \text{ mm, valitud } 45 \text{ mm.}$$

Kaugus koormamata servast:

$$a_{4,c} = 5 \cdot 4 = 20 \text{ mm, valitud } 45 \text{ mm.}$$

Naelte asetus on näidatud joonisel 3.21.



Joonis 3.21. Naelte asetus sõlmes 4

3.5.4. Sõlm 5

Posti ja horisontaalse katuseelemendi ühendus

Posti ja horisontaalse katuseelemendi vahel on puit-puiduga kahelõikeline sõlm, mis on näidatud Lisas 2.

Post ja horisontaalne katusetala on saematerjalist tugevusklassiga C24. Puitelementide ühendamiseks kasutatakse keermelatte M6 tugevusklassiga 8.8. Poldiavad $d = 6$ mm puuritakse ette.

Materjalide omadused:

Saematerjal C24:

Tihedus: $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ [25]

Osavarutegur: $\gamma_M = 1,3$ [24]

Keermelatt 8.8:

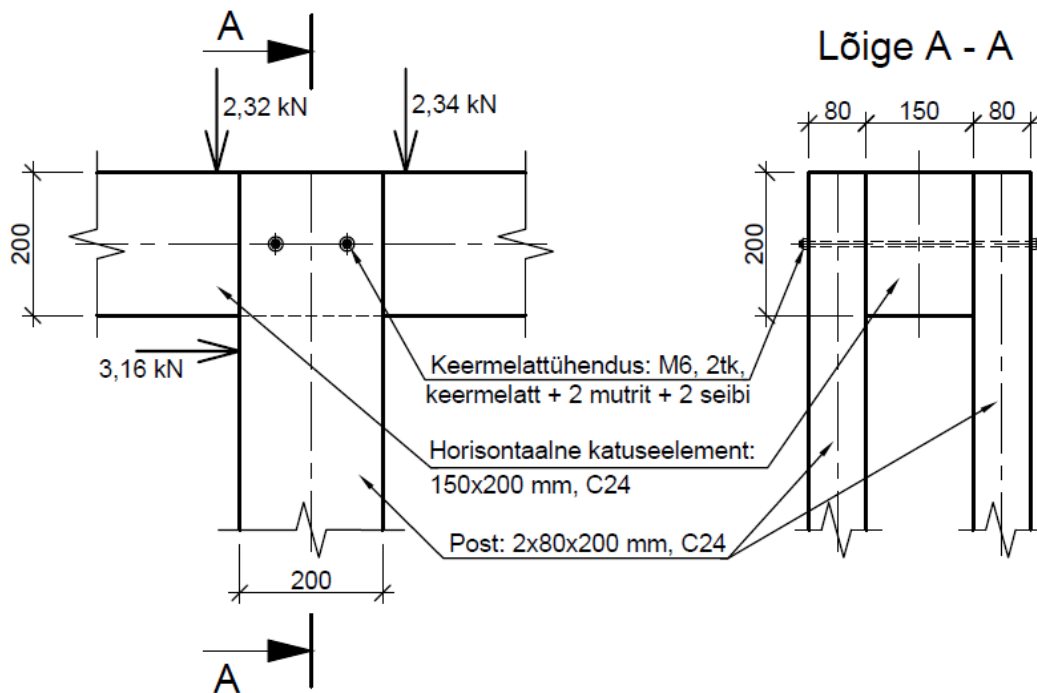
Tõmbetugevus: $f_u = 800 \text{ N/mm}^2$ [24]

Osavarutegur: $\gamma_{M0} = 1,1$ [24]

Ühenduses sai määravaks koormuskombinatsioon KK2:

$$1,2 \cdot \textit{Omakaal} + 1,5 \cdot (\textit{Tuul} + 0,5 \cdot \textit{Lumi})$$

Posti ja horisontaalse katuseelemendi ühenduses mõjuvad jõud (joonis 3.22) on saadud Autodesk Robotiga.



Joonis 3.22. Posti ja horisontaalse katuseelemendi ühenduses mõjuvad jõud

Ühenduses mõjuvad jõud:

Pikijõud postis: $N_{sd,1} = 2,32 + 2,34 = 4,66 \text{ kN}$

Põikjõud postis: $V_{sd,1} = 3,16 \text{ kN}$

Pikijõud horisontaalses katuseelemendis: $N_{sd,2} = 3,16 \text{ kN}$

Liite summaarne põikjõud horisontaalses katuseelemendis $V_{sd,2} = 4,66 \text{ kN}$

Leiame arvutusliku resultantjõu kinnititele:

$$F_{res} = \sqrt{V_{sd,1}^2 + N_{sd,1}^2} = \sqrt{3,16^2 + 4,66^2} = 5,62 \text{ kN}.$$

Kõige kriitilisem nurk puidu pikikiu ja liites mõjuva resultantjõu vahel postis:

$$\tan(\alpha) = \frac{V_{sd,1}}{N_{sd,1}} = \frac{3,16}{4,66} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,14^\circ.$$

Kõige kriitilisem nurk puidu pikikiu ja liites mõjuva resultantjõu vahel horisontaalses katuseelemendis:

$$\tan(\alpha) = \frac{V_{sd,2}}{N_{sd,2}} = \frac{4,66}{3,16} = 1,47 \Rightarrow \alpha = 55,86^\circ.$$

Poldi ühe löike arvutuslik kandevõime

Leiame postis ($\alpha = 34,14^\circ$) poldi muljumistugevuse normväärtuse vastavalt avaldistele 3.44 ja 3.45:

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot 6 = 1,44,$$

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01 \cdot 6) \cdot 350 = 26,98 \text{ N/mm}^2,$$

$$f_{h,1,k} = f_{h,\alpha,k} = \frac{26,98}{1,44 \cdot \sin^2(34,14) + \cos^2(34,14)} = 23,70 \text{ N/mm}^2.$$

Muljumistugevuse arvutuslik väärtus vastavalt valemile 3.23:

$$f_{h,1,d} = 0,9 \cdot \frac{23,69}{1,3} = 16,40 \text{ N/mm}^2.$$

Leiame horisontaalses katuseelemendis ($\alpha = 55,86^\circ$) poldi muljumistugevuse normväärtuse vastavalt avaldisele 3.44:

$$f_{h,2,k} = f_{h,\alpha,k} = \frac{26,98}{1,44 \cdot \sin^2(55,86) + \cos^2(55,86)} = 20,73 \text{ N/mm}^2.$$

Muljumistugevuse arvutuslik väärtus vastavalt valemile 3.23:

$$f_{h,2,d} = 0,9 \cdot \frac{20,73}{1,3} = 14,35 \text{ N/mm}^2.$$

Poldi voolavuspiirile vastava paindemomendi normväärtus vastavalt avaldisele 3.46:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \cdot 6^{2,6} = 25316,55 \text{ Nmm}.$$

Poldi voolavuspiirile vastava paindemomendi arvutuslik väärtus vastavalt valemile 3.47:

$$M_{y,Rd} = \frac{25316,55}{1,1} = 23015,05 \text{ Nmm}.$$

Poltide arvutuslik kandevõime ühe kinnituselemendi kohta võetakse vähima väärtusena kahelehelikeliste puit-puiduga liidete korral vastavalt valemitele 3.49 ja 3.50:

$$\beta = \frac{14,35}{16,40} = 0,875,$$

$$F_{v,Rd} = 16,40 \cdot 80 \cdot 6 = 7872 \text{ N} = 7,87 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot 14,35 \cdot 150 \cdot 6 = 6458 \text{ N} = 6,46 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd} = 1,05 \frac{16,40 \cdot 80 \cdot 6}{2 + 0,875} \left[\sqrt{2 \cdot 0,875(1 + 0,875) + \frac{4 \cdot 0,875(2 + 0,875) \cdot 23015,05}{16,40 \cdot 6 \cdot 80^2}} - 0,875 \right] = 2977 \text{ N} = 2,98 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{\frac{2 \cdot 0,875}{1 + 0,875}} \sqrt{2 \cdot 23015,05 \cdot 16,40 \cdot 6} = 2364 \text{ N} = 2,36 \text{ kN} \rightarrow \text{min.}$$

Ühe kahelõikelise naagli kandevõime on seega:

$$F_{v,Rd} = 2 \cdot 2,36 \text{ kN} = 4,72 \text{ kN}.$$

Pikikiudu ühes reas paikneva n poldi kandevõime pikikiudu tuleks arvutada efektiivse poltide arvuga n_{ef} vastavalt valemile 3.51:

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n = 2 \\ 2^{0,9} \sqrt{\frac{100}{13 \cdot 6}} = 1,99 \text{ tk.} \end{array} \right.$$

Horisontaalses katusetalal on resultantjõu ja pikikiu vaheline nurk $\alpha = 55,86^\circ$. Kuna koormuse mõjumissuuna ja pikikiu vaheline nurk on $0^\circ < \alpha < 90^\circ$, siis määrame n_{ef} lineaarse interpoleerimise teel:

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow n_{ef} = n = 2 \text{ tk},$$

$$\alpha = 0^\circ \Rightarrow n_{ef} = 1,99 \text{ tk},$$

$$\alpha = 55,80^\circ \Rightarrow n_{ef} = 1,99 + \frac{55,80^\circ}{90^\circ} (2 - 1,99) = 2,0 \text{ tk}.$$

Seega on liite kandevõime:

$$\sum F_{v,Rd} = n_{ef} \cdot F_{v,Rd} = 2 \cdot 4,72 = 9,44 \text{ kN} > F_{res} = 5,62 \text{ kN}.$$

Liite kandevõime on tagatud

Poltide asetust

Poltide minimaalsed vahekaugused ja kaugused servast ning otsast vastavalt standardi EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 tabelile 8.4:

Poltide vahekaugus pikikiudu ($\alpha = 55,86^\circ$):

$$a_1 = (4 + |\cos 55,86^\circ|)6 = 27,37 \text{ mm, valitud } 100 \text{ mm.}$$

Poltide vahekaugus ristikiudu:

$$a_2 = 4 \cdot 6 = 24 \text{ mm, valitud } 100 \text{ mm.}$$

Poldi kaugus koormamata otsast ($\alpha = 90 + 34,14 = 124,12^\circ$):

$$a_{3,c} = (1 + 6|\sin 124,14^\circ|)6 = 35,80 \text{ mm, valitud } 100 \text{ mm.}$$

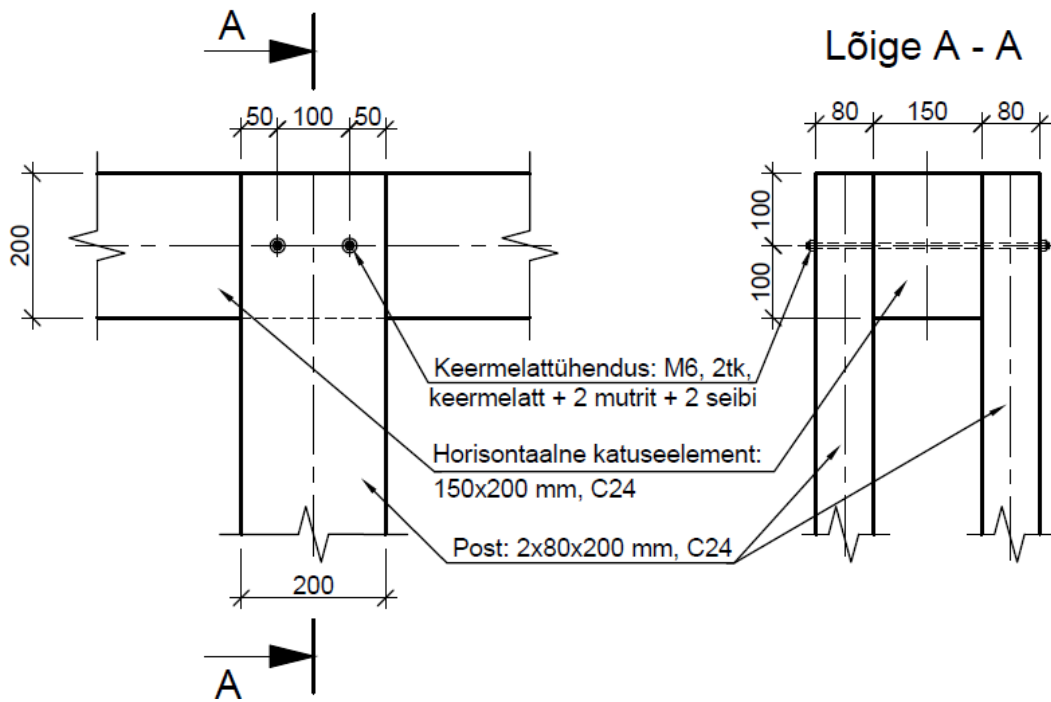
Poldi kaugus koormatud servast ($\alpha = 90 + 34,14 = 124,12^\circ$):

$$a_{4,t} = \max \left\{ \begin{array}{l} (2 + 2 \sin 124,14^\circ) \cdot 6 = 21,93 \text{ mm} \\ 3 \cdot 6 = 18 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow 21,93 \text{ mm, valitud } 50 \text{ mm.}$$

Poldi kaugus koormamata servast:

$$a_{4,c} = 3 \cdot 6 = 18 \text{ mm, valitud } 50 \text{ mm.}$$

Poltide asetuse horisontaalse katuseelemendi ja posti ühenduses on näidatud 3.23.



Joonis. 3.23. Poltide asetus

Kontrollime ühenduses kiudude suhtes nurga all mõjuvaid jõudusid katusetalal

Arvutuslik nihkejõud liites: $F_{v,Ed} = 2,34 \text{ kN}$

Tagatud peab olema tingimus: [24, lk. 56]

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd}, \quad \text{kus} \quad (3.64)$$

$F_{v,Ed}$ on arvutuslik nihkejõud;

$F_{90,Rk}$ on arvutuslik lõhestusjõud.

Okaspuu normlõhestustugevus tuleks leida avaldisega: [24, lk. 56]

$$F_{90,Rk} = 14bw \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}}, \quad \text{kus} \quad (3.65)$$

$F_{90,Rk}$ on normlõhestuskandevõime;

w on teisendustegur, $w = 1$;

h_e on koormatud serva kaugus kõige kaugema kinnituselemendi tsentrilt;

h on puitelemendi kõrgus;

b on elemendi paksus.

$$F_{90,Rk} = 14 \cdot 150 \cdot 1 \sqrt{\frac{100}{\left(1 - \frac{100}{150}\right)}} = 36373,07 \text{ N}$$

Okaspuu arvutuslik lõhestustugevus vastavalt valemile 3.23:

$$F_{90,Rd} = 0,9 \cdot \frac{36373,07}{1,3} = 25181,36 \text{ N} = 25,18 \text{ kN}.$$

Lõhestuskindluse kontroll vastavalt tingimusele 3.64:

$$F_{V,Ed} = 2,34 \text{ kN} < F_{90,Rd} = 25,18 \text{ kN}.$$

Sõlme lõhestuskindlus on tagatud.

3.5.5. Sõlmede tugevusarvutuste tulemused

Magistritöös on teostatud tornikiivri sõlmede tugevusarvutused. Töös on vormistatu tornikiivri sõlmede erinevate ühendustüüpide arvutused, mis on näidatud tabelis 3.5 rasvaselt. Ülejäänud sõlmede arvutused on teostatud töö käigus ja saadud tulemused on esitatud tabelis 3.5. Sõlmede paiknemine ja konstruktsioon on näidatud Lisas 2.

Tabel 3.5.a. Sõlmede tugevusarvutuste koondtabel 1. osa

Sõlm	Ühenduse tüüp	Ühendatavad elemendid	Kinnituselement	Koormuskombinatsioon	Määrav piir seisund	Tugevus-tingimus
Sõlm 1	Neljalõike-line liide	Sarikas - post - terasplaadid	Keermelatt M12, 4 tk	KK 4	Keermelattide lõikekandevõime	0,71 < 1
Sõlm 2	Teras-puiduga ühelõikeline liide	Sarikas - jäikusside I	Polt M8, 1 tk	KK2	Surve ristikiudu	0,26 < 1
		Sarikas - vöö I	Polt M12, 1 tk	KK2	Poldi lõikekandevõime	0,62 < 1
		Sarikas - diagonaal 1	Diagonaal Ø20 + kruvi 5x80, 6 tk	KK2	Diagonaali ja kruvide lõikekandevõime	0,96 < 1

Tabel 3.5.b. Sõlmede tugevusarvutuste koondtabel 2. osa

Sõlm	Ühenduse tüüp	Ühendatavad elemendid	Kinnitus-element	Koormus-kombi-natsioon	Määrav piir seisund	Tugevus-tingimus
Sõlm 3	Teras-puiduga ühelõikeline liide	Sarikas - jäikusside II	Polt M8, 1 tk	KK2	Poldi lõikekandevõime	0,47 < 1
		Sarikas - vöö II	Polt M12, 2 tk	KK2	Poldi lõikekandevõime	0,88 < 1
		Sarikas - diagonaal 1	Diagonaal Ø20 + kruvi 5x80, 6 tk	KK2	Diagonaali ja kruvide lõikekandevõime	0,92 < 1
Sõlm 4	Puit-puiduga kahelõikeline liide	Horisontaalne katuseelement - sarikas	Nael 5x150, 8tk	KK2	Naelte lõikekandevõime	0,84 < 1
Sõlm 5	Puit-puiduga kahelõikeline liide	Horisontaalne katuseelement - post	Poldid M6, 2 tk	KK2	Poltide lõikekandevõime	0,59 < 1
Sõlm 6	Puit-puiduga ühelõikeline liide	Horisontaalne katuseelement - välimine vöö	Nael 4,5x150, 6 tk	KK2	Naelte lõikekandevõime	0,73 < 1
Sõlm 7	Teras-puiduga ühelõikeline liide	Sarikas - jäikusside III	Polt M8, 1 tk	KK3	Poldi lõikekandevõime	0,57 < 1
		Sarikas - vöö III	Polt M6, 1 tk	KK3	Poldi lõikekandevõime	0,38 < 1
		Sarikas - diagonaal 2	Diagonaal Ø15	KK3	Diagonaali lõikekandevõime	0,79 < 1
Sõlm 8	Teras-puiduga ühelõikeline liide	Sarikas - jäikusside IV	Polt M6, 1 tk	KK3	Poldi lõikekandevõime	0,57 < 1
		Sarikas - vöö IV	Polt M6, 1 tk	KK3	Poldi lõikekandevõime	0,49 < 1
		Sarikas - diagonaal 3	Diagonaal Ø15	KK3	Diagonaal lõikekandevõime	0,77 < 1
Sõlm 9	Puit-puiduga kahelõikeline liide	Sarikas - jäikusside V	Nael 4x150, 4tk	KK3	Naelte lõikekandevõime	0,50 < 1
	Teras-puiduga ühelõikeline liide	Sarikas - vöö V	Polt M6, 1 tk	KK3	Poldi lõikekandevõime	0,61 < 1
		Sarikas - diagonaal 4	Diagonaal Ø15	KK3	Diagonaali lõikekandevõime	0,60 < 1

4. KOKKUVÕTE

Magistritöö raames anti ülevaade Tartus Pepleri tänav 1 asuva Tartu Maarja kiriku ajaloost, valiti kiriku tornikiivrile sobiv konstruktiivne lahendus ja teostati konstruktsioonide tugevusarvutused. Tornikiivri mõõdud võeti vastavalt eelprojektile, mille on koostanud KOKO Arhitektid OÜ. Tornikiivri konstruktsioonide arvutused teostati vastavalt Eesti Vabariigi standarditele.

Kuna Tartu Maarja kiriku tornikiiver hävines Teises maailmasõjas ja tornikiivri konstruktiivse lahenduse kohta ei ole säilinud ajaloolisi andmeid, siis uuriti magistritöös Põltsamaa Niguliste, Mustvee, Väike-Maarja ja Maarja-Magdaleena kiriku tornikiivri konstruktiivset lahendust. Vastavalt igale uuritud tornikiivrile tehti Autodesk Roboti programmiga neli Tartu Maarja kiriku tornikiivri mudelit ja võrreldi saadud sisejõudusid. Sobivaimaks osutus Põltsamaa Niguliste kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus.

Tartu Maarja kiriku puitkonstruktsioonidest tornikiiver on 19,8 meetrit kõrge. Kaheksanurkse põhiplaaniga tornikiivri alumine osa on prismakujuline ja ülemine osa püramiidikujuline. Kiiivri alumine osa kaetakse väljast lubikrohviga ja ülemine osa valtsplekiga. Tornikiivri kaheksa liimpuidust sarikat ankurdatakse ankrupoltidega raudbetoonist vahelakke. Kiiivri jäigastamiseks ühendatakse sarikad omavahel puidust jäikussidemete ja vöödega ning ümarterasest diagonaalidega.

Konstruktiivses osas arvutati tornikiivrile mõjuvad koormused, moodustati koormuskombinatsioonid ning teostati konstruktsioonelementide ja sõlmede tugevusarvutused. Töös vormistati peamiste puidust ja terasest konstruktsioonelementide ning sõlmede tugevusarvutused vastavalt kriitilistele ja määravaks osutunud piirseisunditele. Ülejäänud konstruktsioonelementide ja sõlmede arvutused teostati töö käigus ja esitati koondtabelites. Arvutustulemuste põhjal koostati tornikiivri koostejoonised ja sõlmede joonised, mis on esitatud lisas 2.

KASUTATUD KIRJANDUS

1. ERA.5025.2.12092 – Tartu maakond, Tartu linn, Pepleri 1. Maarja kiriku hoone. Muinuskaitse eritingimused hoone taastamiseks kirikuna.
2. Ülevaade Tartu Maarja kiriku ajaloost. EELK Tartu Maarja kogudus. [WWW] <http://tartumaarja.eelk.ee/ajalugu/> (19.04.2015).
3. Maarja kirik. Vanad asjad. [WWW] <https://vanadasjad.wordpress.com/2011/02/25/maarja-kirik/> (19.04.2015).
4. EAA.5452.5.2824a – Ekspertiishinnang Pepleri 1 asuva õigusvastaselt võõrandatud vara EELK Maarja Koguduse kirikuhoone endisel individualiseeritaval kujul säilivuse määra kindlakstegemise kohta.
5. Ranniku, V. Tartu Maarja kiriku hoone. 1961. Kultuurimälestiste riiklik register. [WWW] <http://register.muinas.ee/public.php?menuID=photolibrary&action=view&id=2366> (19.04.2015).
6. Jukk, Ü. Tartu Maarja kiriku hoone, 1836-1842. a. 2012. Kultuurimälestiste riiklik register. 2012 [WWW] <http://register.muinas.ee/public.php?menuID=monument&action=imagegallery&id=7032> (19.04.2015).
7. Toivonen, J. Ideekonkurss Maarja kiriku taastamiseks. EELK Tartu Maarja kogudus. [WWW] <http://tartumaarja.eelk.ee/2015/02/ideekonkurss-maarja-kiriku-taastamiseks/> (19.04.2015).
8. Ajalugu. EELK Põltsamaa Niguliste kogudus. [WWW] <http://www.poltsamaakogudus.ee/?Ajalugu> (19.04.2015).
9. Jukk, Ü. Põltsamaa kirik hoovist. 2010. Kultuurimälestiste riiklik register. [WWW] <http://register.muinas.ee/public.php?menuID=monument&action=imagegallery&id=24003> (19.04.2015).
10. Aia, A. Mustvee kirik. Eesti kirikud läbi sajandite. Tallinn: Tammeraamat, 2009.
11. Jukk, Ü. Mustvee kirik. 2014. Kultuurimälestiste riiklik register. [WWW] <http://register.muinas.ee/public.php?menuID=monument&action=imagegallery&id=23936> (19.04.2015).
12. Kiriku lugu. EELK Väike-Maarja Püha Neitsi Maarja kogudus. [WWW] <https://sites.google.com/site/eelkvaikemaarjakogudus/ajalugu> (19.04.2015).

13. Pakkanen, H. Väike-Maarja kirikutorni tabanud orkaan viiks pooltelt kirikutelt torni-kiivri. Delfi uudised 20. august. 2010. [WWW] <http://eestielu.delfi.ee/laaneviru-maa/elu/vaike-maarja-kirikutorni-tabanud-orkaan-viiks-pooltelt-kirikutelt-torni-kiivri?id=43893687> (19.04.2015).
14. Seeman, R. Väike-Maarja kirik. 2012. Wikimedia Commons. [WWW] http://commons.wikimedia.org/wiki/File:V%C3%A4ike-Maarja_kirik-.JPG (19.04.2015).
15. Maarja-Magdaleena kirik (kirikuhooone). EELK Maarja-Magdaleena Kogudus. [WWW] <http://www.maarjamagdaleena.ee/#!/ajalugu,kirik> (19.04.2015).
16. Valdmann, V. Maarja-Magdaleena kirik suvel. 2012. Wikimedia Commons. [WWW] http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Maarja-Magdaleena_kirik_suvel.jpg (19.04.2015).
17. EVS-EN 1991-1-3:2006 Eurokoodeks 1. Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus. Tallinn: Eesti standardikeskus, 2006.
18. EVS-EN 1991-1-4:2007 Eurokoodeks 1. Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus. Tallinn: Eesti standardikeskus, 2007.
19. Hossain, J., Islam, Q., Ali, M. An Experimental Investigation of Wind Effects and Dynamic Behavior of an Octagonal Cylinder. Department of Mechanical Engineering. Bangladesh University of Engineering & Technology. Bangladesh. 2013. [WWW]: <https://archive.org/details/IJMME053> (19.04.2015).
20. Masso, T. Ehituskonstruktori käsiraamat. Ehitame kirjastus. Tallinn. 2012. 577 lk.
21. Hõre pilliroomatt ehk hõre roomatt. OÜ Roomaja infoleht. [WWW]: <http://roomaja.ee/files/H%C3%95RE%20ROOMATT%20-%20Infoleht%20joonistega.pdf> (19.04.2015).
22. EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused. Tallinn: Eesti standardikeskus, 2002.
23. EVS-EN 1990:2002+NA:2002 Eurokoodeks: Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. Tallinn: Eesti standardikeskus, 2002.
24. EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009 Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. Tallinn : Eesti standardikeskus, 2009.
25. EVS-EN 338:2009 Ehituspuit. Tugevusklassid. Tallinn: Eesti standardikeskus, 2009.

26. EVS-EN 14080:2013 Puitkonstruktsioonid. Lamell-liimpuit ja plankliimpuit. Nõuded. Tallinn: Eesti standardikeskus, 2013.
27. EVS-EN 1993-1-1:2005+NA:2006; Eurokoodeks 3: Teraskonstruktsioonide projekteerimine Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. Tallinn: Eesti standardikeskus, 2006.
28. EVS-EN 1993-1-8:2005+NA:2006 Eurokoodeks 3: Teraskonstruktsioonide projekteerimine Osa 1-8: Liidete projekteerimine: Tallinn: Eesti standardikeskus, 2006.
29. Burton, T., Jenkins, N., Sharpe, D., Bossanyi, E. Wind Energy Handbook, Second Edition. 2011. [WWW]: http://books.google.ee/books?id=qVjtDxyN-http://books.google.ee/books?id=dip2LwCRCscC&printsec=frontcover&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false (19.04.2015).

LISA 1. Konstruksioonitegur

Konstruksioonitegur $c_s c_d$ saab määrata avaldisega: [18, lk. 28]

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p \cdot I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}, \quad \text{kus} \quad (\text{L.1})$$

z_s on arvutuskõrgus konstruksiooniteguri määramisel

k_p on tiputegur, mis on määratud kui vaste pulseeriva komponendi maksimumväärtuse ja standardhälbe suhe

I_v on turbulenti intensiivsus

B on taustvastupanutegur, mis võtab arvesse, et rõhk ehitise pinna erinevate punktide vahel ei ole täielikus korrelatsioonis

R on resonantsvastupanutegur, mis võtab arvesse võnkevormiga resonantsis oleva turbulentsi mõju.

Arvutuskõrguse määrame valemiga: [18, lk. 30]

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2}, \quad \text{kus} \quad (\text{L.2})$$

h_1 on kirikutorni alumise kivist osa kõrgus;

h on tornikiivri kõrgus.

$$z_s = 33,4 + \frac{18,6}{2} = 42,7 \text{ m}$$

Turbulentsi intensiivsus, kõrgusel $z_s = 42,7$ meetrit, vastavalt avaldisele 3.9:

$$I_v(z_s) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{42,7}{0,3}\right)} = 0,202.$$

Taustvastupanu tegur B^2 :

Võttes $B^2 = 1$ saadakse tulemus tagavaru kasuks. [18, lk. 101]

Sumbuvuse logaritmiline dekrement

Esimese paindevõnkevormi sumbuuse logaritmiline dekrement saadakse avaldisest: [18, lk. 140]

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d, \quad \text{kus} \quad (\text{L.3})$$

δ_s on konstruktsiooni sumbuuse logaritmiline dekrement;

δ_a on esimesele võnkevormile vastav aerodünaamilise sumbuuse logaritmiline dekrement;

δ_d on spetsiaalsete seadmete poolt tekitatud sumbuuse logaritmiline dekrement, kuna spetsiaalseid seadmeid ei ole, siis $\delta_d = 0$.

Konstruktsiooni sumbuuse logaritmilise dekrementi δ_s ligikaudne väärtus on 0,01. [29, lk. 249]

Esimesele võnkevormile vastava aerodünaamilise sumbuuse logaritmilise dekrementi saab avaldisest: [18, lk. 140]

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e}, \quad \text{kus} \quad (\text{L.4})$$

c_f on tuulesuunaline tuulekoormuse jõutegur, $c_f = 0,94$ (leitud avaldisega 11);

n_1 on esimene omavõnkesagedus;

b on hoone laius, 2750 mm (laius geomeetrilises raskuskeskmes);

m_e on ekvivalentmass.

Ekvivalentmass

Muutuva massijaotusega konsoolsetele konstruktsioonidele võib m_e ligikaudselt asendada väärtusega m (ühikpikkuse massiga), mis on keskmine väärtus konstruktsiooni ülemise kolmandiku ulatuses.

Ühikpikkuse mass ülemise kolmandiku raskuskeskmes:

Kaheksa sarikat ristlõikega 100x200 mm:

Puidu (mänd, kuusk) mahukaal $\gamma_p = 5 \text{ kN/m}^3$. [20]

$$m_s = 8 \cdot b \cdot h \cdot \gamma_p = 8 \cdot 0,2 \cdot 0,1 \cdot 5 = 0,80 \text{ kN/m}$$

Täisroovitus paksusega 32 mm ja pikkusega 3,30 m vaadeldavas lõikes.

$$m_r = b \cdot l \cdot \gamma_p = 0,032 \cdot 3,30 \cdot 5 = 0,413 \text{ kN/m}$$

Valtsplekk pikkusega 3,30 m vaadeldavas lõikes.

Valtsitud silepleki omakaal $\gamma = 75 \text{ N/m}^2 = 0,075 \text{ kN/m}^2$. [20]

$$m_p = l \cdot \gamma = 3,30 \cdot 0,075 = 0,248 \text{ kN/m}$$

Ühikpikkuse mass kokku:

$$m = m_e = m_s + m_r + m_p = 0,80 + 0,413 + 0,248 = 1,46 \text{ kN/m}$$

Karedustegur kõrgusel $z_s = 42,7 \text{ m}$ vastavalt valemile 3.7:

$$c_r(z_s) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{42,7}{0,3}\right) = 1,07.$$

Keskmine tuulekiirus kõrgusel $z_s = 42,7 \text{ m}$ vastavalt valemile 3.8:

$$v_m(z_s) = 1,07 \cdot 1 \cdot 21,80 = 23,33.$$

Esimese omavõnkesageduse, kui hooneosa kõrgus $h = 18,6$ meetrit, saame avaldisest: [18, lk. 133]

$$n_1 = \frac{46}{h} = \frac{46}{18,6} = 2,47 \text{ Hz.} \quad (\text{L.5})$$

Esimesele võnkevormile vastava aerodünaamilise sumbuvuse logaritmiline dekrement vastavalt avaldisele L.4:

$$\delta_a = \frac{0,94 \cdot 1,25 \cdot 2,75 \cdot 23,33}{2 \cdot 2,47 \cdot 1,46} = 10,45.$$

Esimese paindevõnkevormi sumbuvuse logaritmiline dekrement vastavalt avaldisele L.3:

$$\delta = 0,05 + 10,56 + 0 = 10,50.$$

Tuule turbulents

Turbulentsi pikkusmõõt alla 200 m kõrgusele hoonele määratakse avaldisest: [18, lk. 100]

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha \quad \text{kui } z \geq z_{min}, \quad \text{kus} \quad (\text{L.6})$$

z_t on arvutuskõrgus, võetakse $z_t = 200$ m;

L_t on arvutuslik pikkusmõõt, võetakse $L_t = 300$ m;

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \ln(0,3) = 0,61$$

$$L(z) = 300 \cdot \left(\frac{52}{200}\right)^{0,61} = 131,903$$

Dimensioonita sagedus määratakse avaldisest: [18, lk. 100]

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)}, \quad \text{kus} \quad (\text{L.7})$$

n on konstruktsiooni omavõnkesagedus $n = n_1$

$v_m(z)$ keskmine kiirus kõrgusel $z = 52$ m.

$$f_L(z, n) = \frac{2,47 \cdot 131,903}{24,16} = 13,485$$

Energeetilise spektri tihedusfunktsioon määratakse avaldisest: [18, lk. 100]

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{\frac{5}{3}}} = \frac{6,8 \cdot 13,485}{(1 + 10,2 \cdot 13,485)^{\frac{5}{3}}} = 0,025. \quad (\text{L.8})$$

Tiputegur

Aerodünaamilise vastuvõtlikkuse funktsioonid R_h , ja R_b esimesele võnkevormile määrame avaldistest: [2, lk. 103]

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_h}), \quad (\text{L.9})$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_b}), \quad \text{kus} \quad (\text{L.10})$$

$$\eta_h = \frac{4,6h}{L(z_e)} \cdot f_L(z_e, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 18,6}{131,903} \cdot 13,485 = 8,747, \quad (\text{L.11})$$

$$\eta_b = \frac{4,6b}{L(z_e)} \cdot f_L(z_e, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 2,75}{131,903} \cdot 13,485 = 1,293. \quad (\text{L.12})$$

Aerodünaamilise vastuvõtlikkuse funktsioonid vastavalt avaldistele L.9 ja L.10:

$$R_h = \frac{1}{8,747} - \frac{1}{2 \cdot 8,747^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 8,747}) = 0,108,$$

$$R_b = \frac{1}{1,293} - \frac{1}{2 \cdot 1,293^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,293}) = 0,497.$$

Resonantsvastupanu tegur R^2 määratakse avaldisest: [18, lk. 102]

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \cdot S_L(z_e, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) = \frac{\pi^2}{2 \cdot 10,50} \cdot 0,025 \cdot 0,108 \cdot 0,497 = 0,000631.$$

Ootesageduse ν määrame avaldisest: [18, lk. 102]

$$\nu = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; \nu \geq 0,08 \text{ Hz},$$

$$\nu = 2,47 \sqrt{\frac{0,000631}{1 + 0,000631}} = 0,062.$$

Tiputegur k_p leitakse avaldisest: [18, lk. 102]

$$k_p = \sqrt{2 \ln(\nu T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(\nu T)}} \text{ või } k_p = 3 \text{ (valitakse, kumb on suurem), kus} \quad (\text{L.13})$$

T on aeg, mille jooksul on määratud tuulekiiruse keskmine väärtus, $T = 600$ sekundit.

$$k_p = \sqrt{2 \ln(0,062 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(0,062 \cdot 600)}} = 2,91$$

Valime $k_p = 3$.

Konstruksioonitegur $c_s c_d$ vastavalt avaldisele L.1:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot 3 \cdot 0,202 \sqrt{1 + 0,00062}}{1 + 7 \cdot 0,202} = 0,92.$$

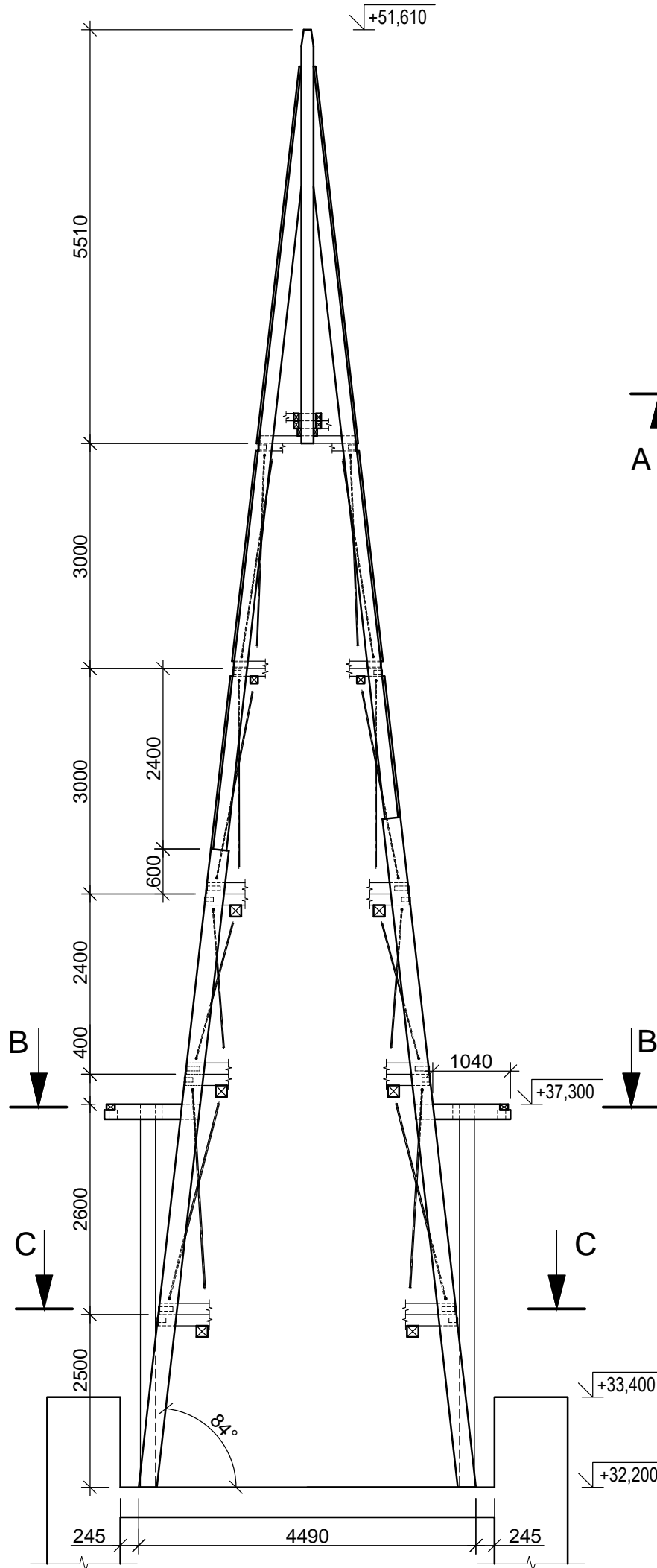
Arvutustes võtame tagavara kasuks konstruksiooniteguri $c_s c_d = 1$.

LISA 2. Graafiline osa

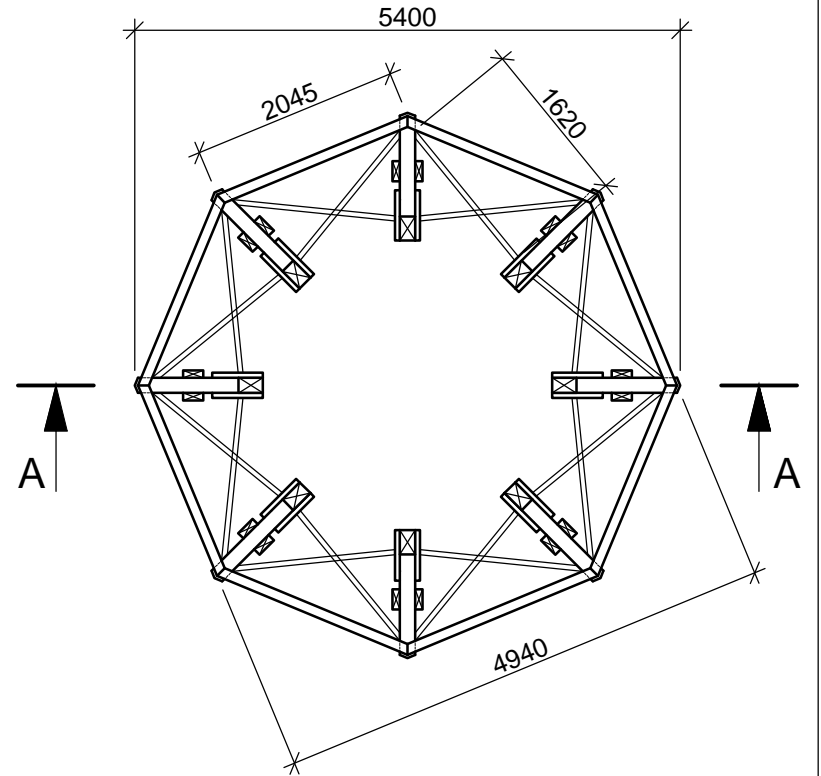
Leht 1.	Tornikiivri gabariidid	M: 1:75
Leht 2.	Tornikiivri elemendid ja sõlmed	M: 1:75
Leht 3.	Sõlm 1	M: 1:10
Leht 4.	Sõlm 2	M: 1:10
Leht 5.	Sõlm 3	M: 1:10
Leht 6.	Sõlm 4	M: 1:10
Leht 7.	Sõlm 5	M: 1:10
Leht 8.	Sõlm 6	M: 1:10
Leht 9.	Sõlm 7	M: 1:10
Leht 10	Sõlm 8	M: 1:10
Leht 11.	Sõlm 9	M: 1:10
Leht 12.	Sõlm 10	M: 1:10
Leht 13.	Sõlm 11	M: 1:10
Leht 14.	Sõlm 12	M: 1:20
Leht 15.	Elementide spetsifikatsioonid	

Tornikiivri gabariidid

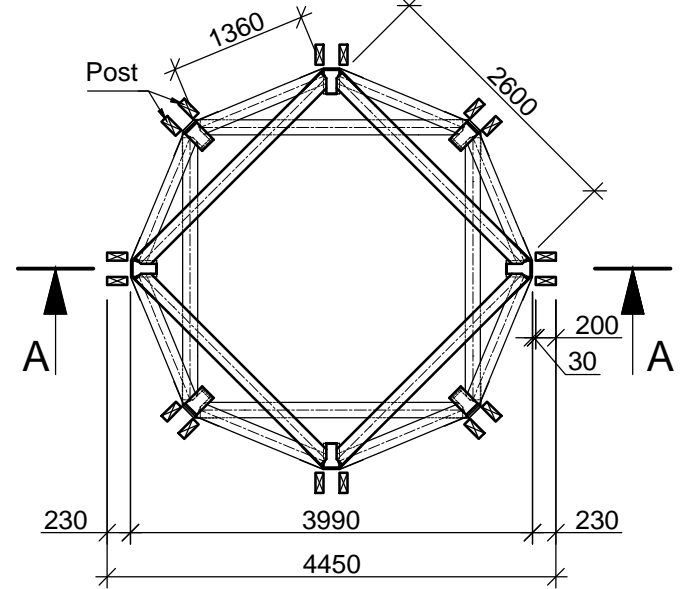
Lõige A - A



Lõige B - B



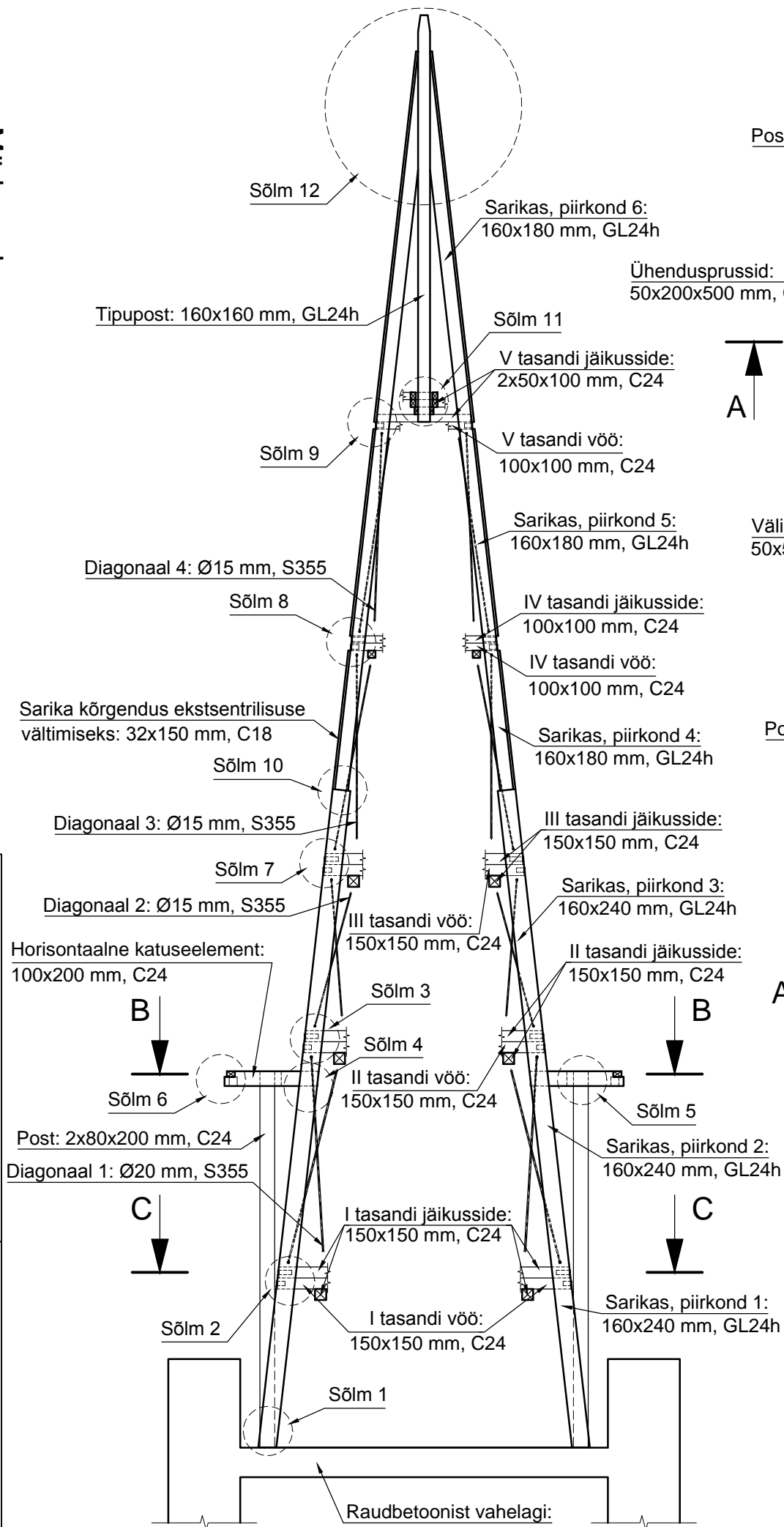
Lõige C - C



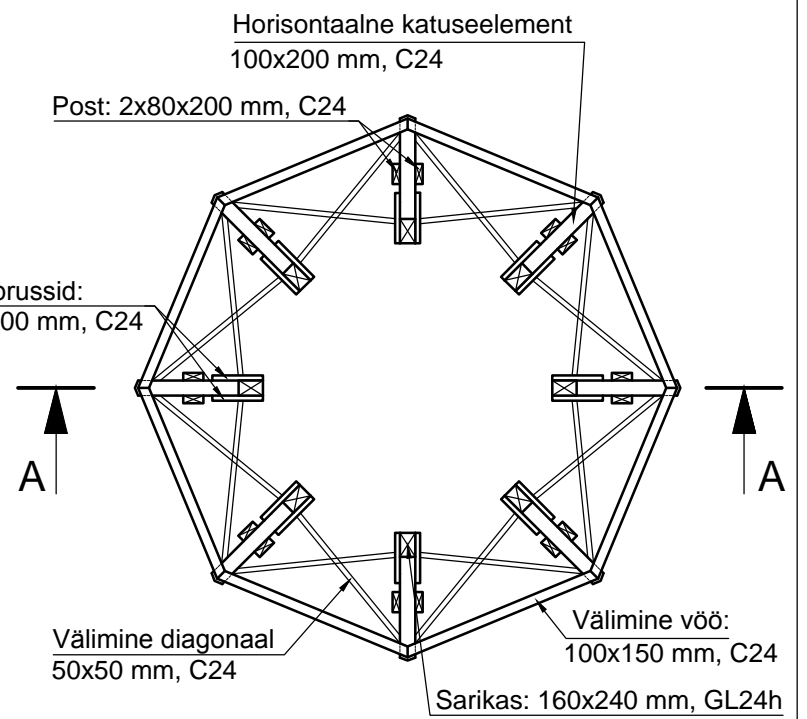
<p>1918 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TARTU KOLEEDŽ</p>		<p>Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus</p>	
<p>Koostas Mihkel Siimon</p>		<p>Joonise nimetus: Tornikiivri gabariidid</p>	
<p>Juhendas Ilmar Kalk</p>		<p>Kuupäev: 15.05.2015</p>	
<p>Säästva tehnoloogia õppetool</p>		<p>Formaat: A3</p>	
		<p>Mõõtkava: 1:75</p>	
		<p>Leht: 1/15</p>	

Tornikiivri elemendid ja sõlmed

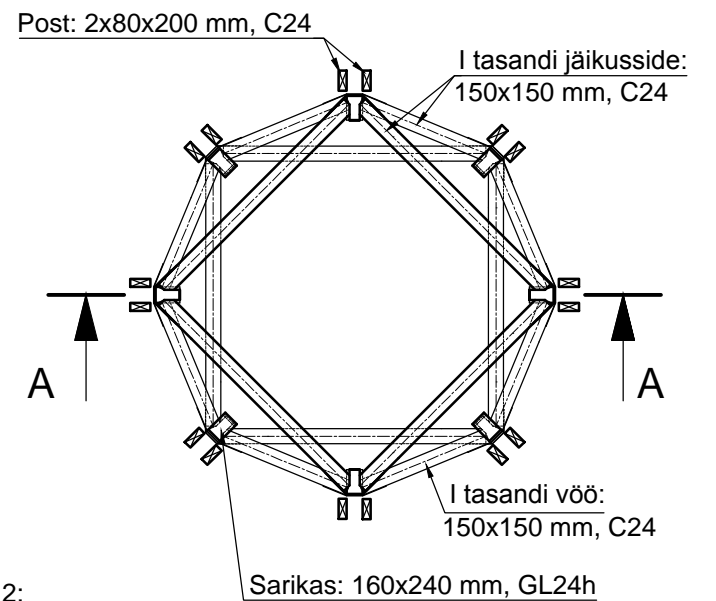
Lõige A - A



Lõige B - B



Lõige C - C



Märkused:

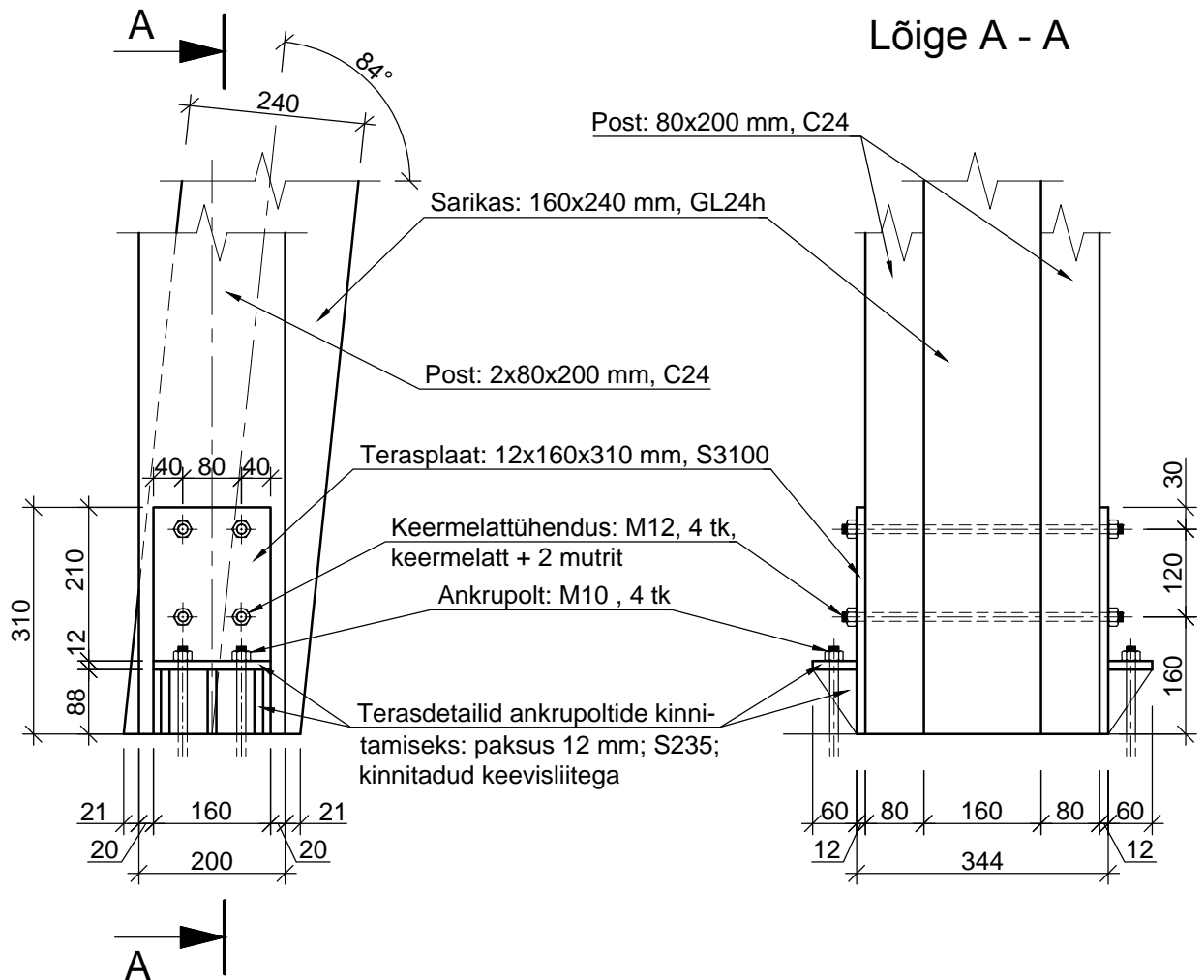
1. Liidetes on kasutatud terasest kinnituselemente vastavalt sõlmede joonistele.
2. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).
3. Betooni ja puidu vahele tuleb paigaldada hüdroisoleeriv materjal.

Säästva tehnoloogia õppetool	Juhendas	Ilmar Kalk	Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus
	Koostas	Mihkel Siimon	
Säästva tehnoloogia õppetool	Kuupäev:	15.05.2015	Tornikiivri elemendid ja sõlmed
	Formaat:	A3	
	Mõõtkava:	1:75	Leht:
			2/15



Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus

Sõlm 1

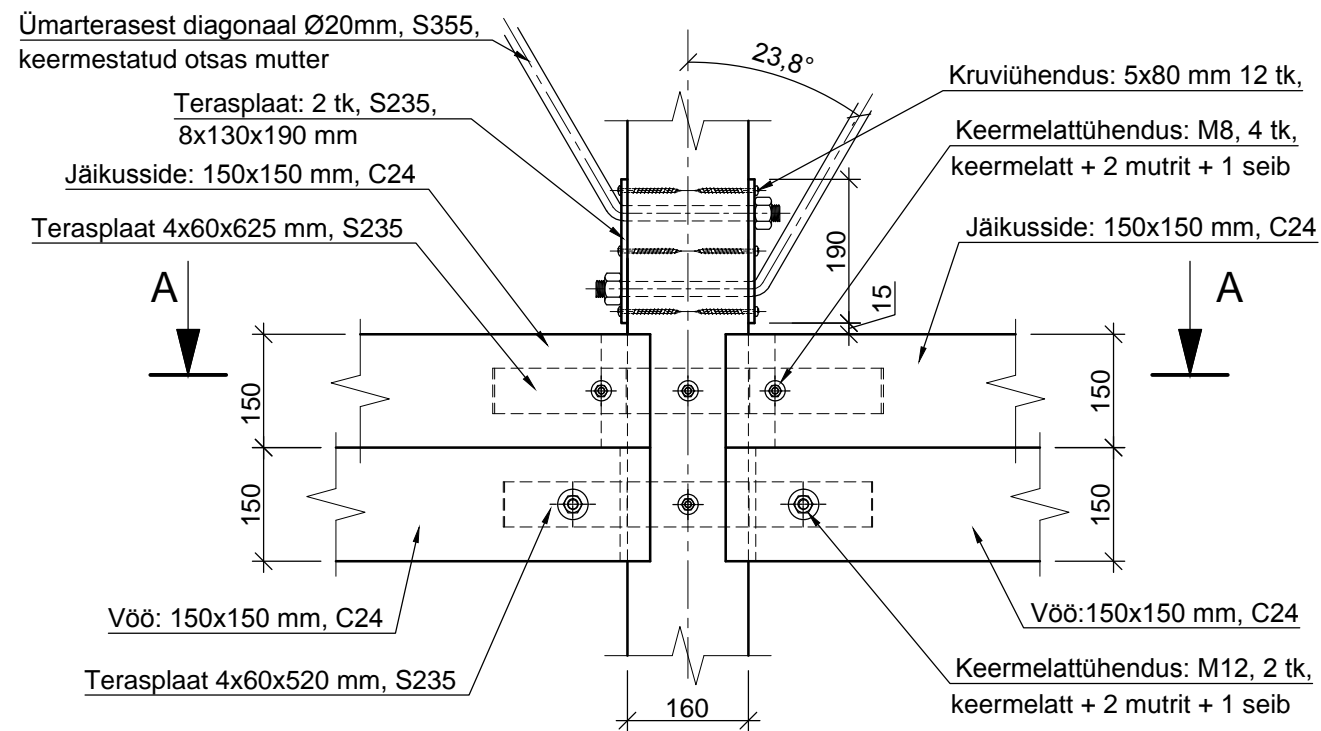


Märkused:

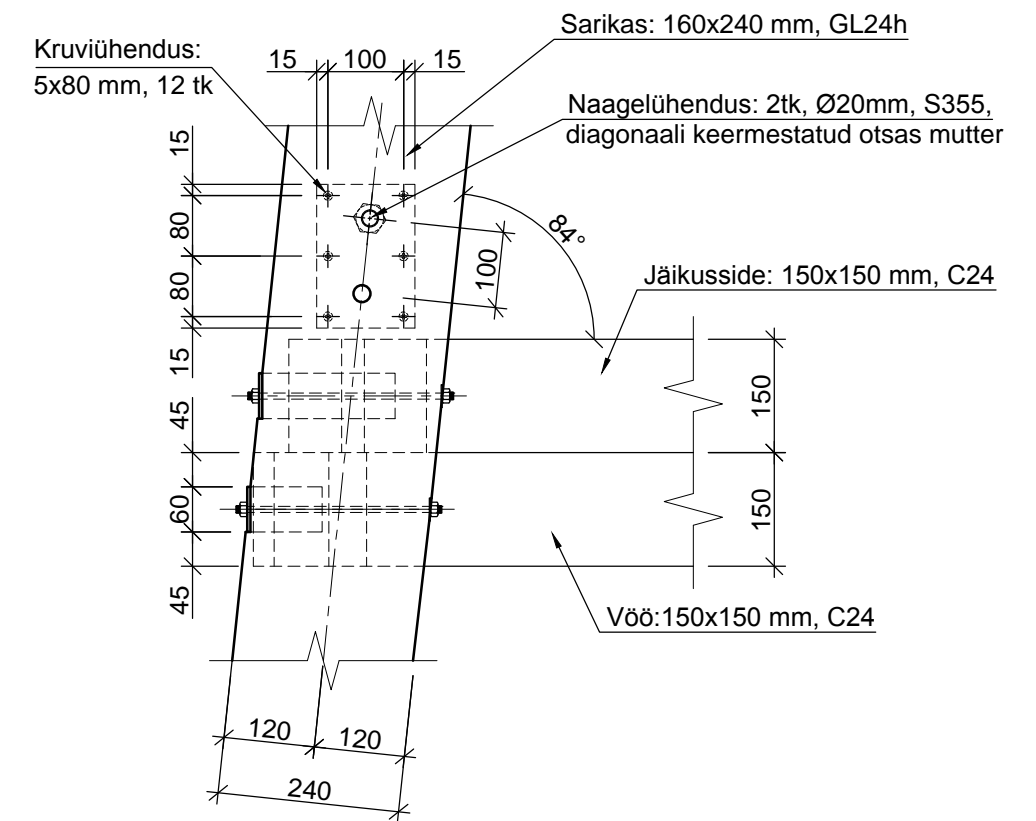
1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Keermelati, poldi ja mutri tugevusklass on 8.8.
3. Kinnitusdetailid peavad olema tsingitud (Zn).
4. Pärast kinnitite kinni keeramist tuleb vigastada keermelatt otsa nii, et ei oleks võimalik mutreid lahti keerata.
5. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus		
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 1		
Juhendas	Illimar Kalk			
Säästva tehnoloogia õppetool		Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A4	Mõõtkava: 1:10
				Leht: 3/15

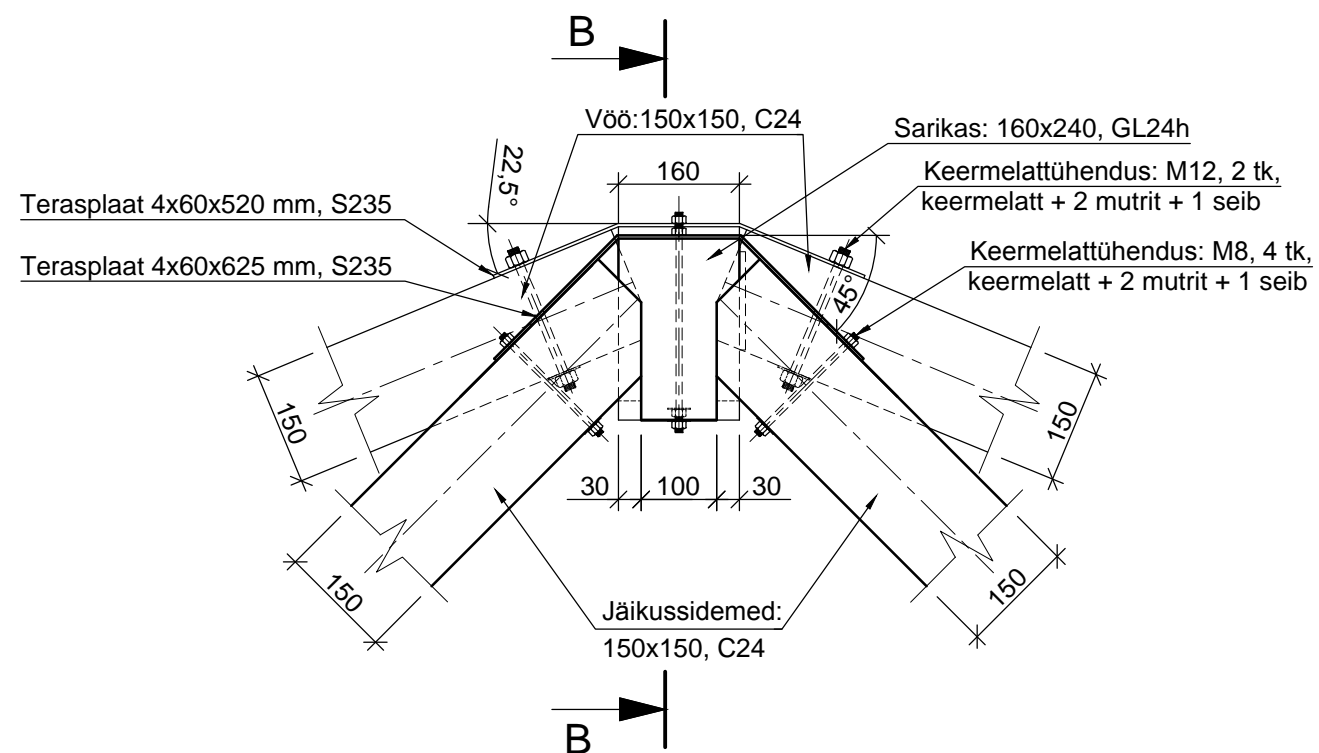
Sõlm 2



Lõige B - B




Lõige A - A

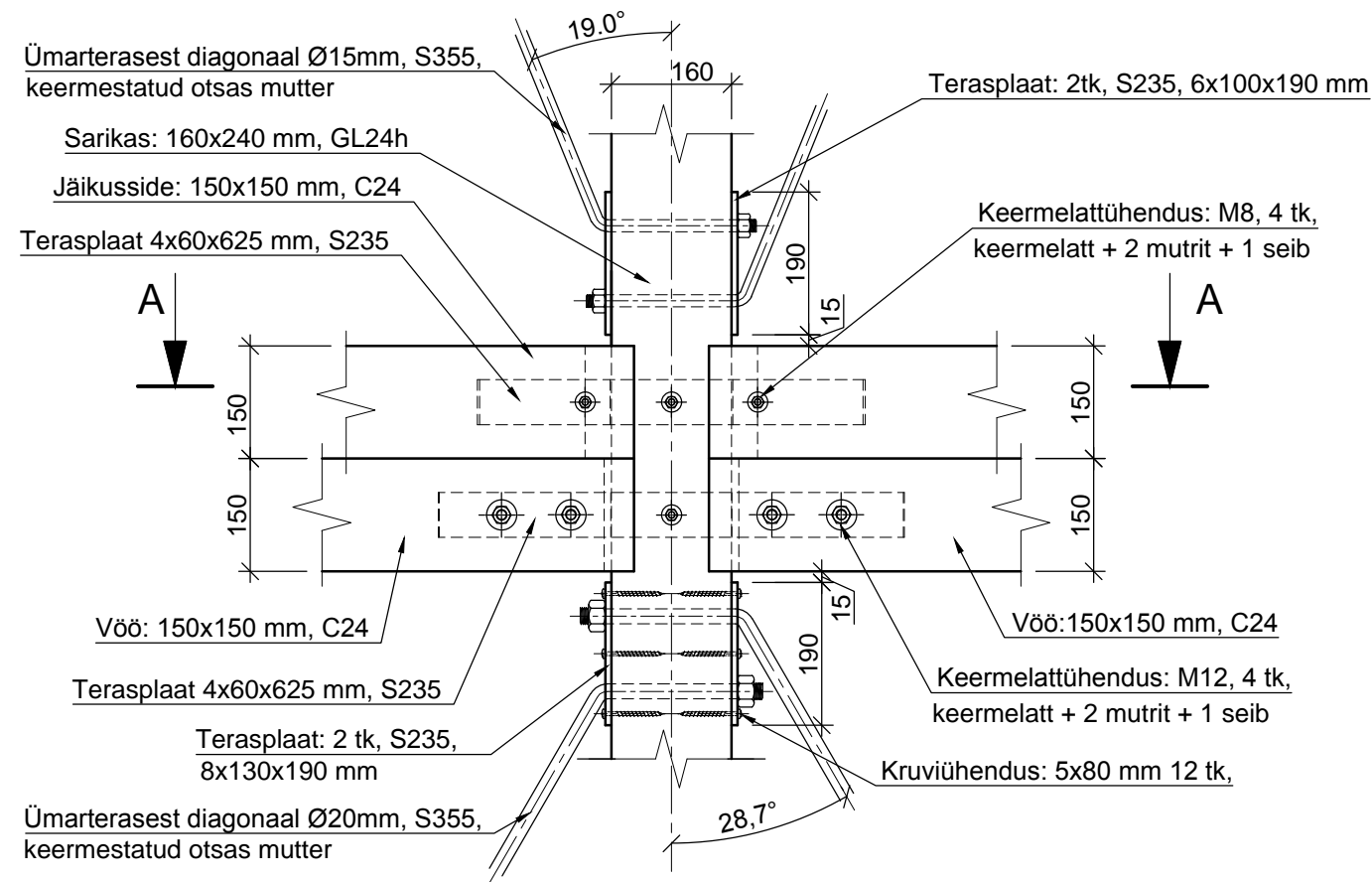


Märkused:

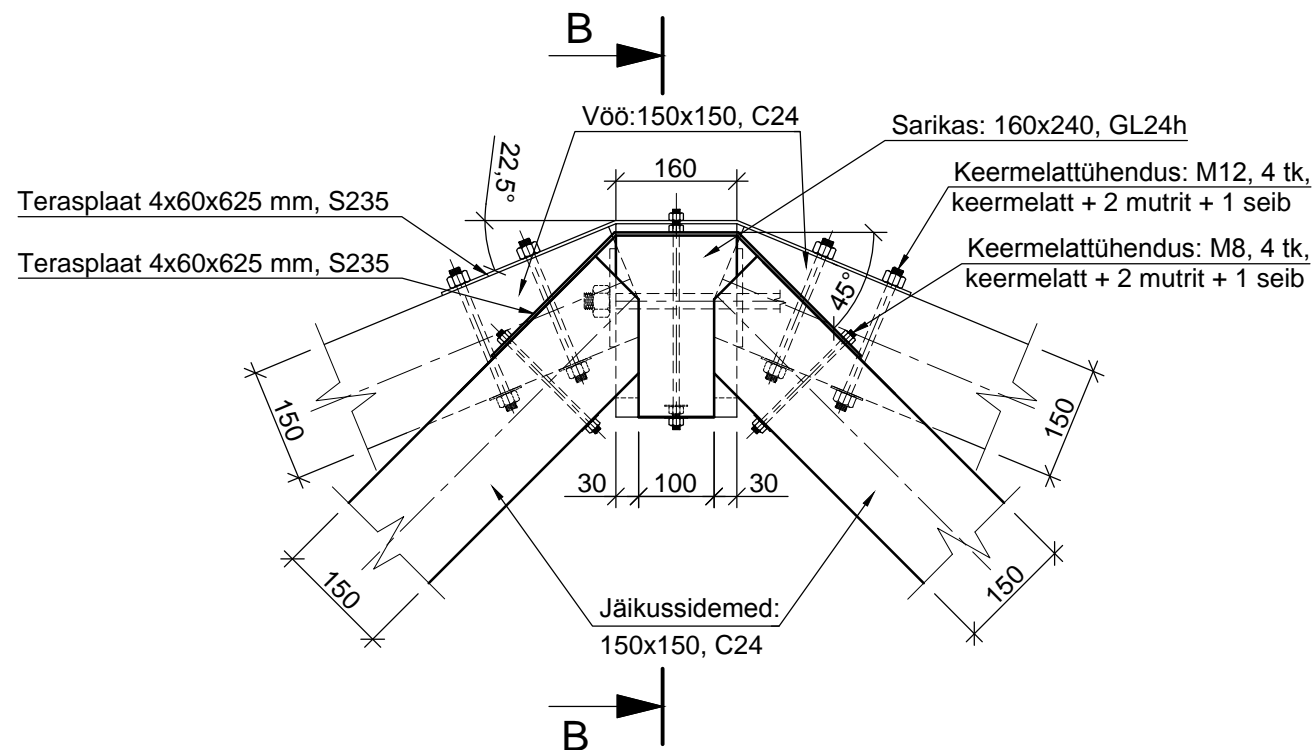
1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Keermelati ja mutri tugevusklass on 8.8.
3. Kruvid on tõmbetugevusega 600 N/mm².
4. Kinnitusdetailid peavad olema tsingitud (Zn).
5. Pärast kinnitite kinni keeramist tuleb vigastada keermelatt otsa nii, et ei oleks võimalik mutreid lahti keerata.
6. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus		
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 2		
Juhendas	Illimar Kalk			
Säästva tehnoloogia õppetool		Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A3	Möötkava: 1:10
				Leht: 4/15

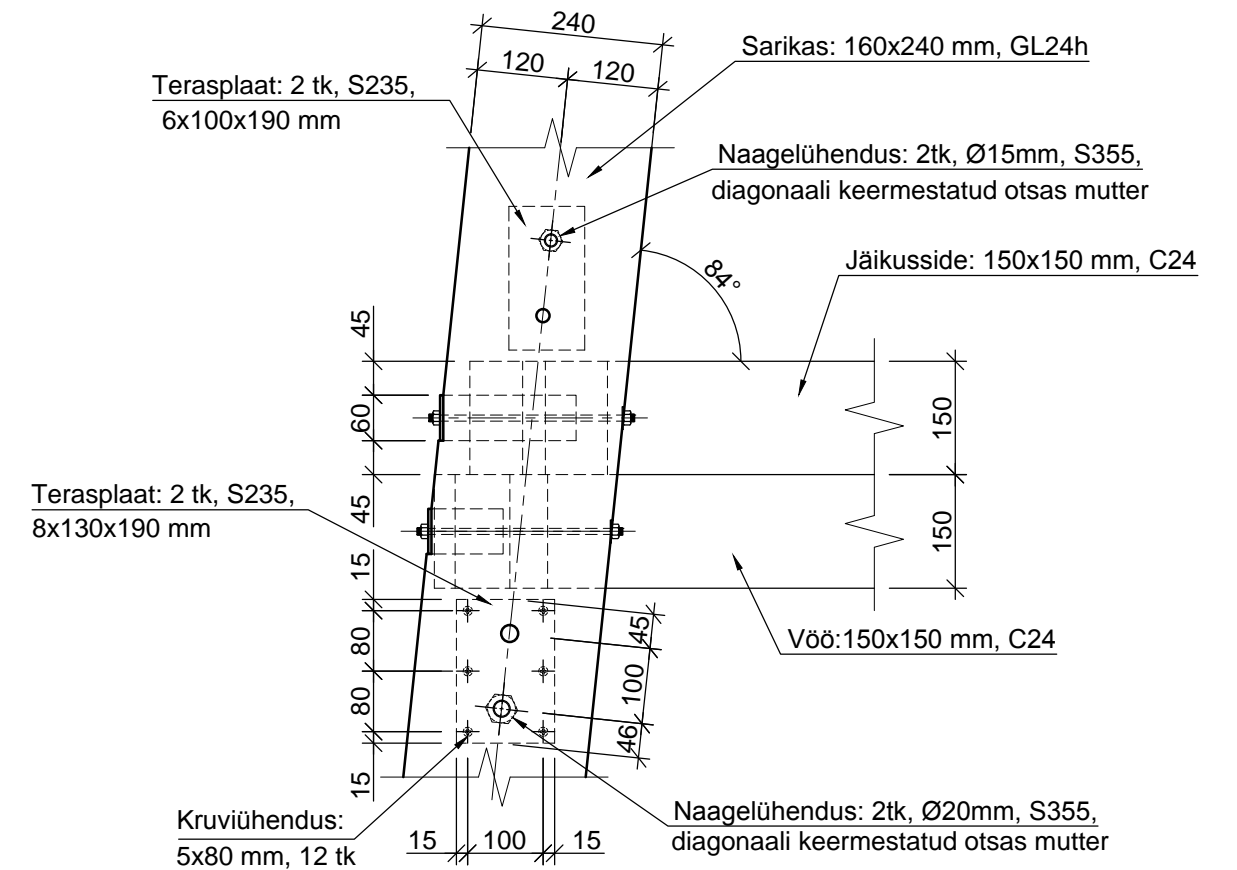
Sõlm 3



Lõige A - A



Lõige B - B

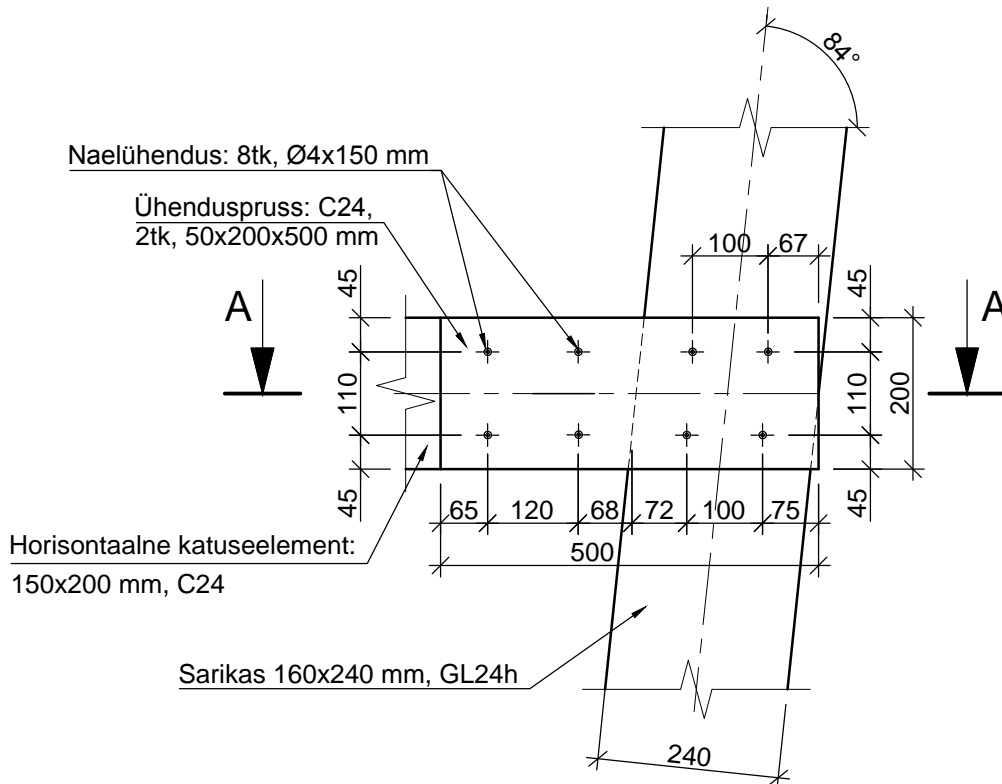


Märkused:

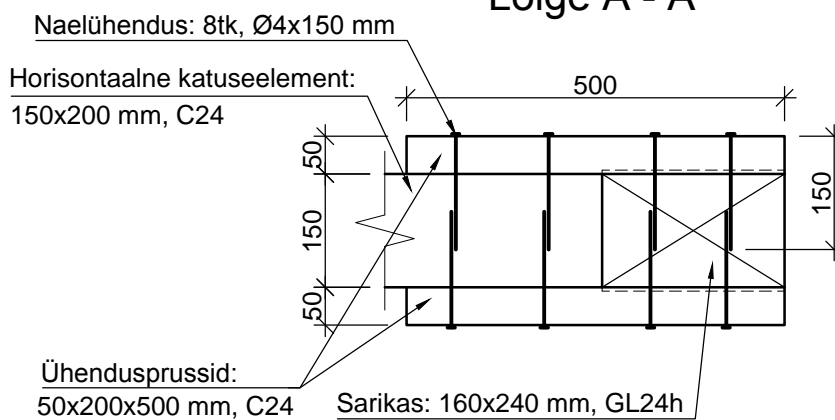
1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Keermelati ja mutri tugevusklass on 8.8.
3. Kruvid on tõmbetugevusega 600 N/mm².
4. Kinnitusdetailid peavad olema tsingitud (Zn).
5. Pärast kinnitite kinni keeramist tuleb vigastada keermestatud otsa nii, et ei oleks võimalik mutreid lahti keerata.
6. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus		
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 3		
Juhendas	Illimar Kalk			
Säästva tehnoloogia õppetool		Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A3	Möötkava: 1:10
				Leht: 5/15

Sõlm 4



Lõige A - A

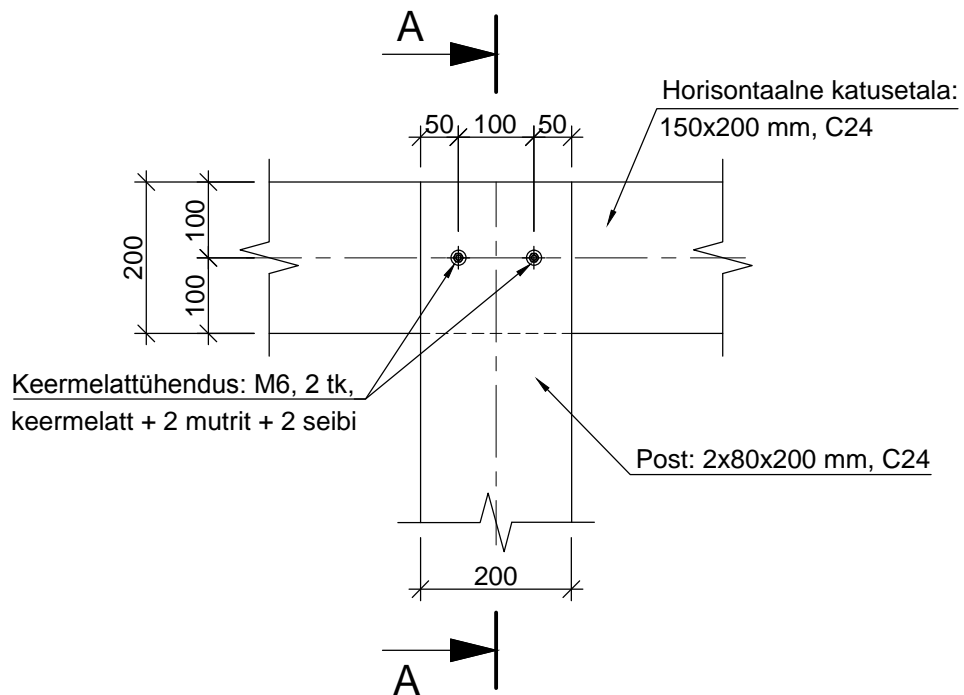


Märkused:

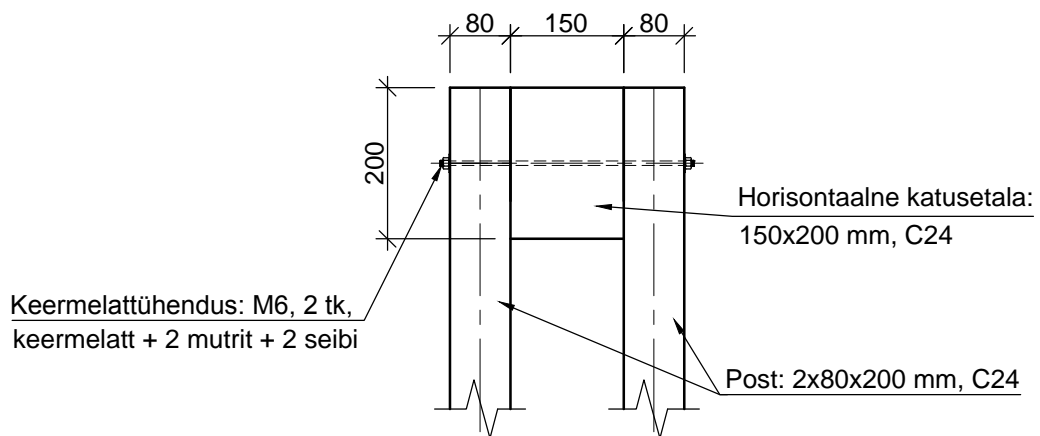
1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Nael on tõmbetugevusega 600 N/mm².
3. Kinnitusdetailid peavad olema tsingitud (Zn).
4. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus		
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 4		
Juhendas	Illimar Kalk			
Säästva tehnoloogia õppetool		Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A4	Möötkava: 1:10
				Leht: 6/15

Sõlm 5



Lõige A - A

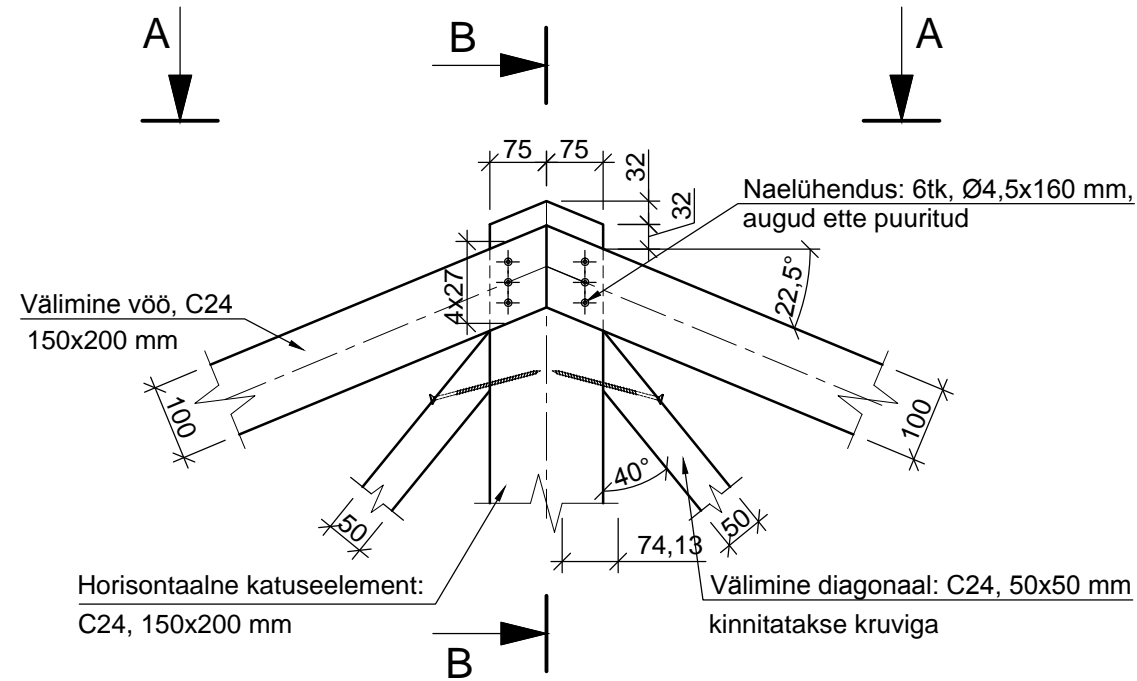


Märkused:

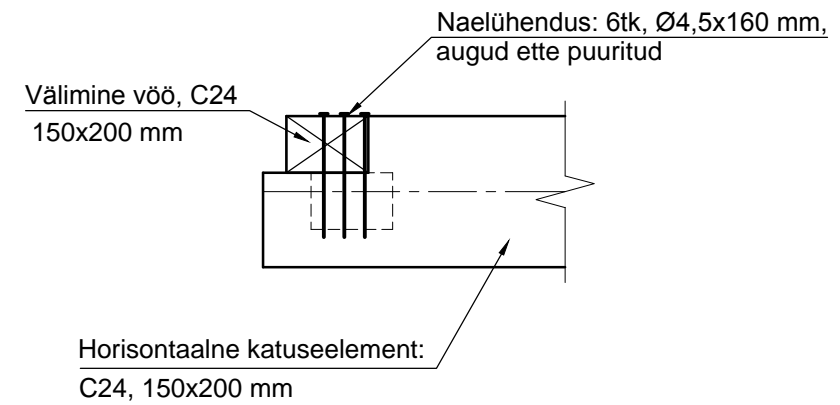
1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Keermelati ja mutri tugevusklass on 8.8.
3. Kinnitusdetailid peavad olema tsingitud (Zn).
4. Pärast kinnitite kinni keeramist tuleb vigastada keermelatsa nii, et ei oleks võimalik mutreid lahti keerata.
5. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus			
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 5			
Juhendas	Illimar Kalk				
Säästva tehnoloogia õppetool		Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A4	Mõõtkava: 1:10	Leht: 7/15

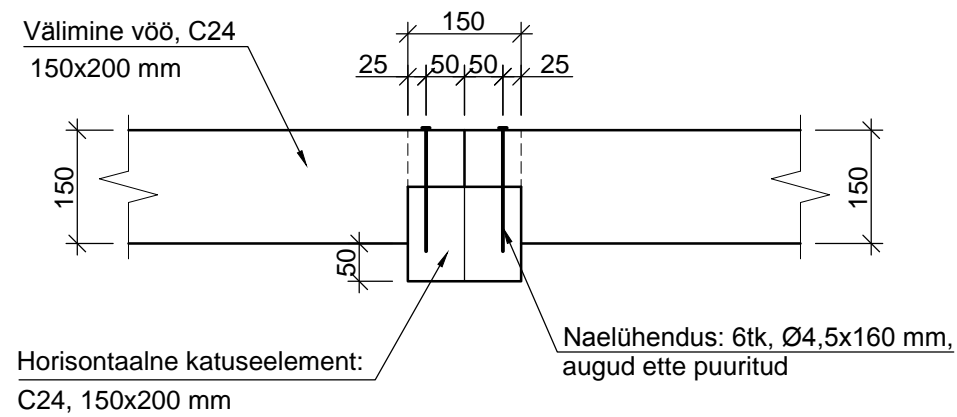
Sõlm 6



Lõige B - B



Vaade A - A

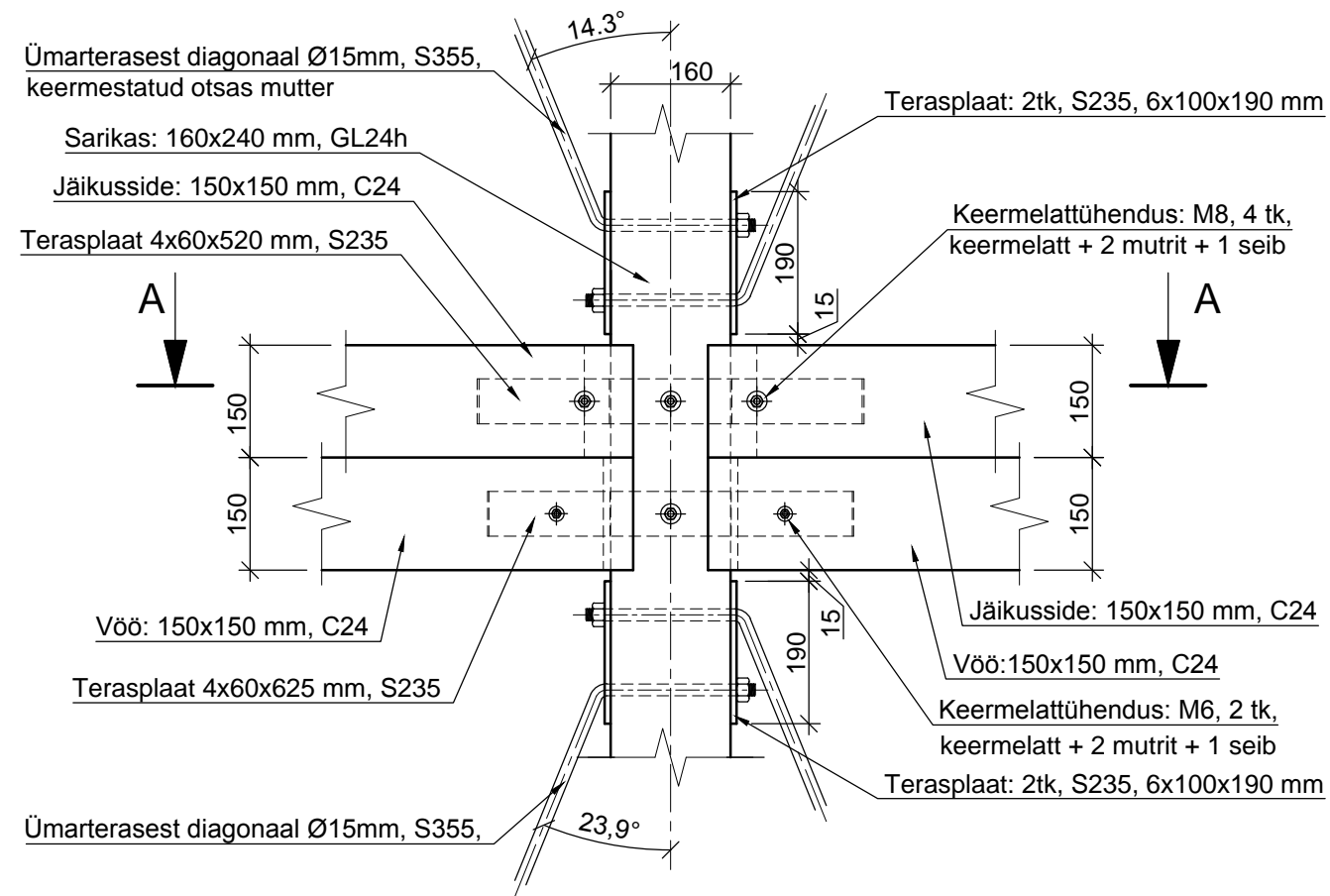


Märkused:

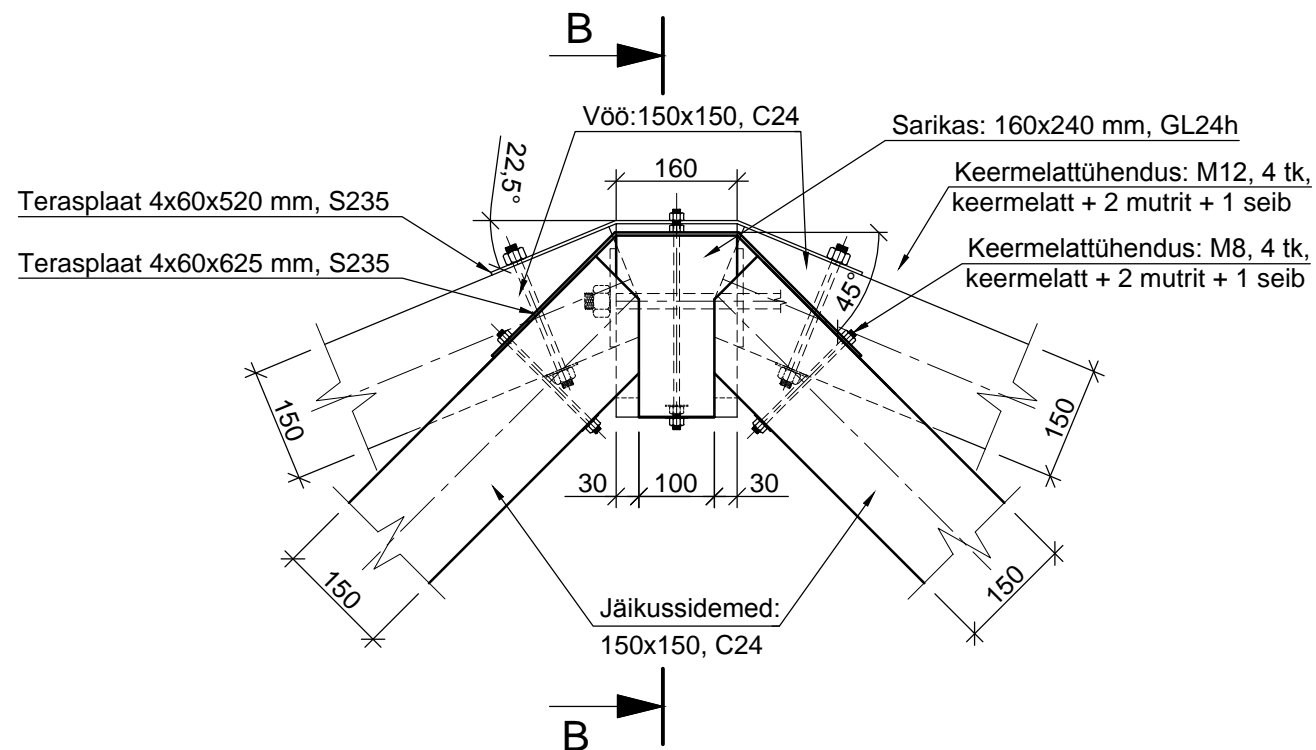
1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Nael on tõmbetugevusega 600 N/mm².
3. Kinnitusdetailid peavad olema tsiingitud (Zn).
4. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus		
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 6		
Juhendas	Illimar Kalk			
Säästva tehnoloogia õppetool	Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A3	Möötkava: 1:10	Leht: 8/15

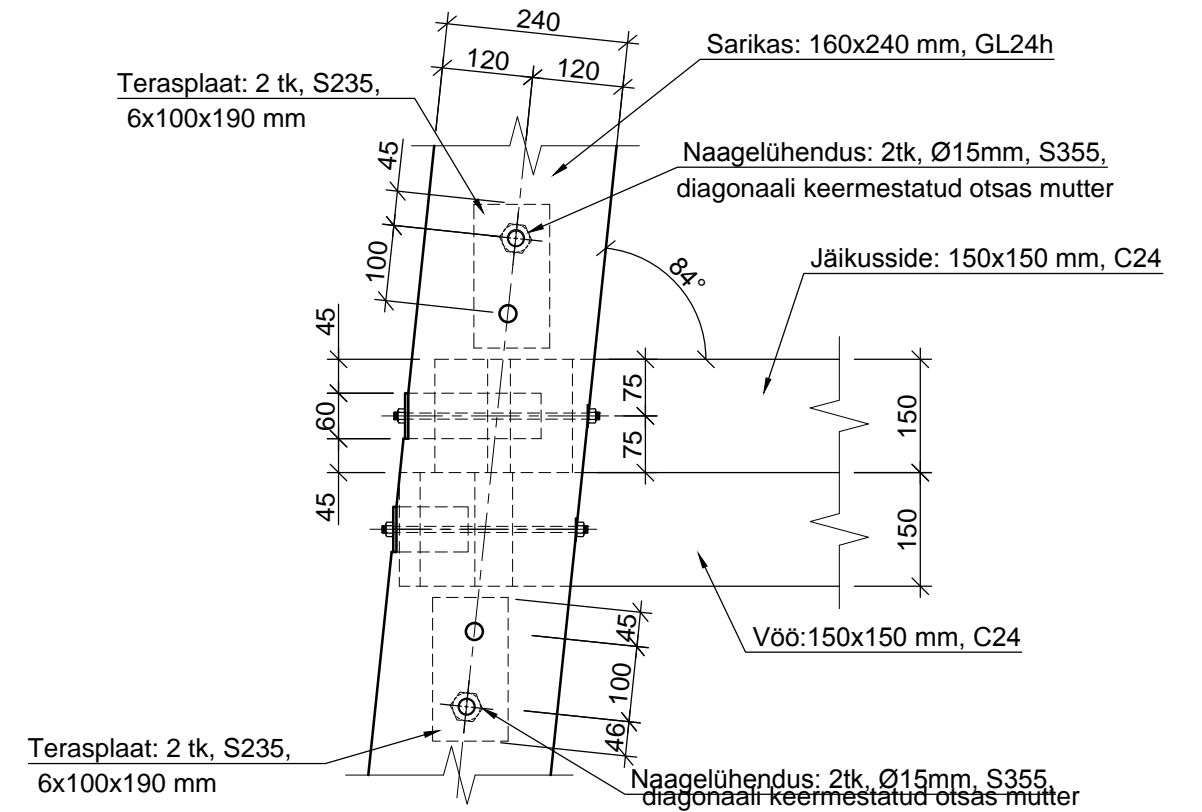
Sõlm 7



Lõige A - A



Lõige B - B

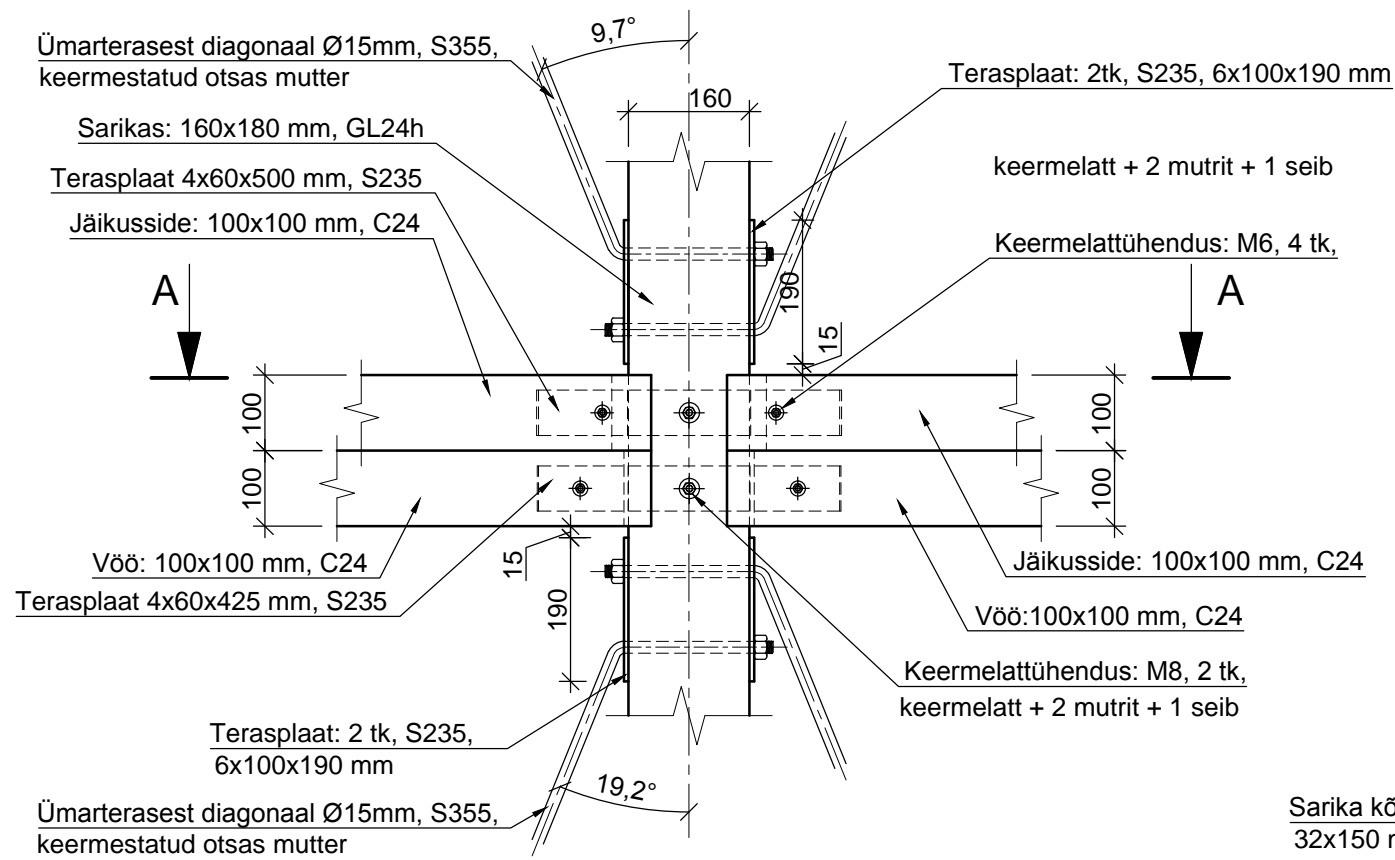


Märkused:

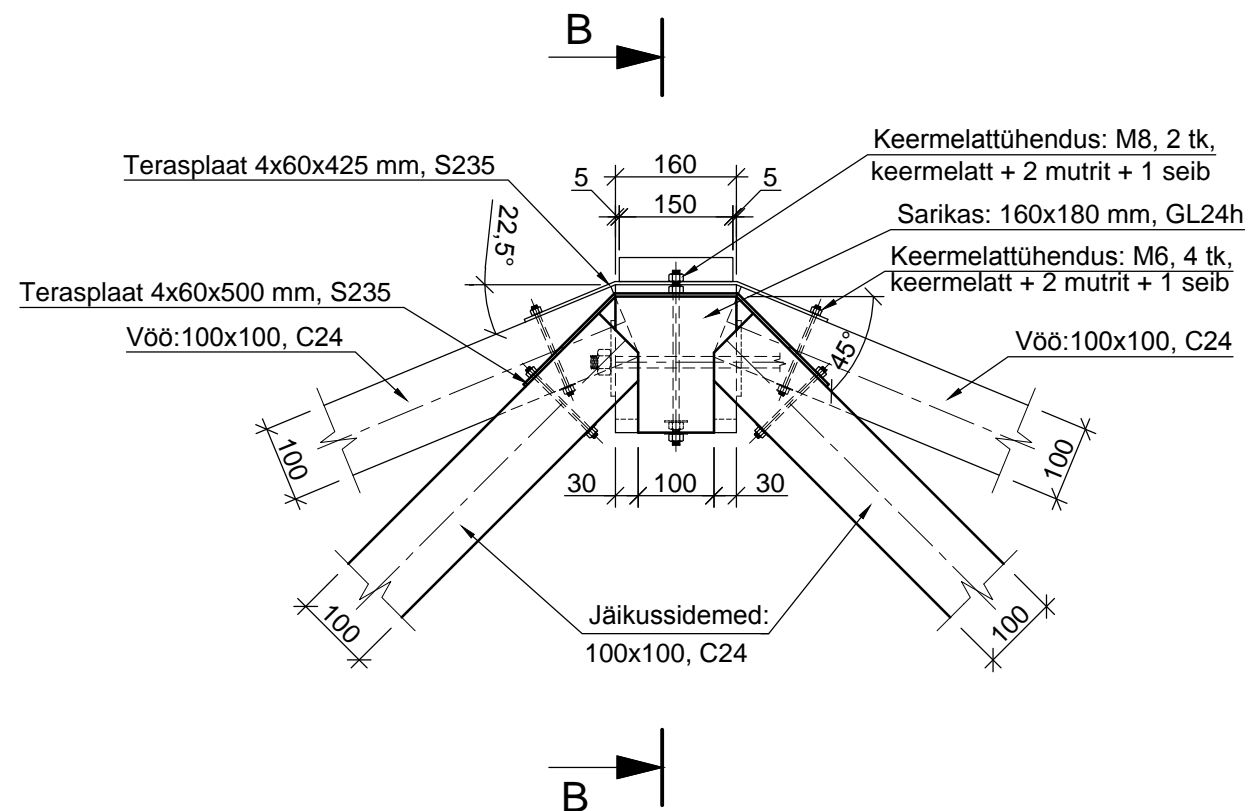
1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Keermelati ja mutri tugevusklass on 8.8.
3. Kinnitusdetailid peavad olema tsingitud (Zn).
4. Pärast kinnitite kinni keeramist tuleb vigastada keermelatt otsa nii, et ei oleks võimalik mutreid lahti keerata.
5. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus			
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 7			
Juhendas	Illimar Kalk				
Säästva tehnoloogia õppetool		Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A3	Möötkava: 1:10	Leht: 9/15

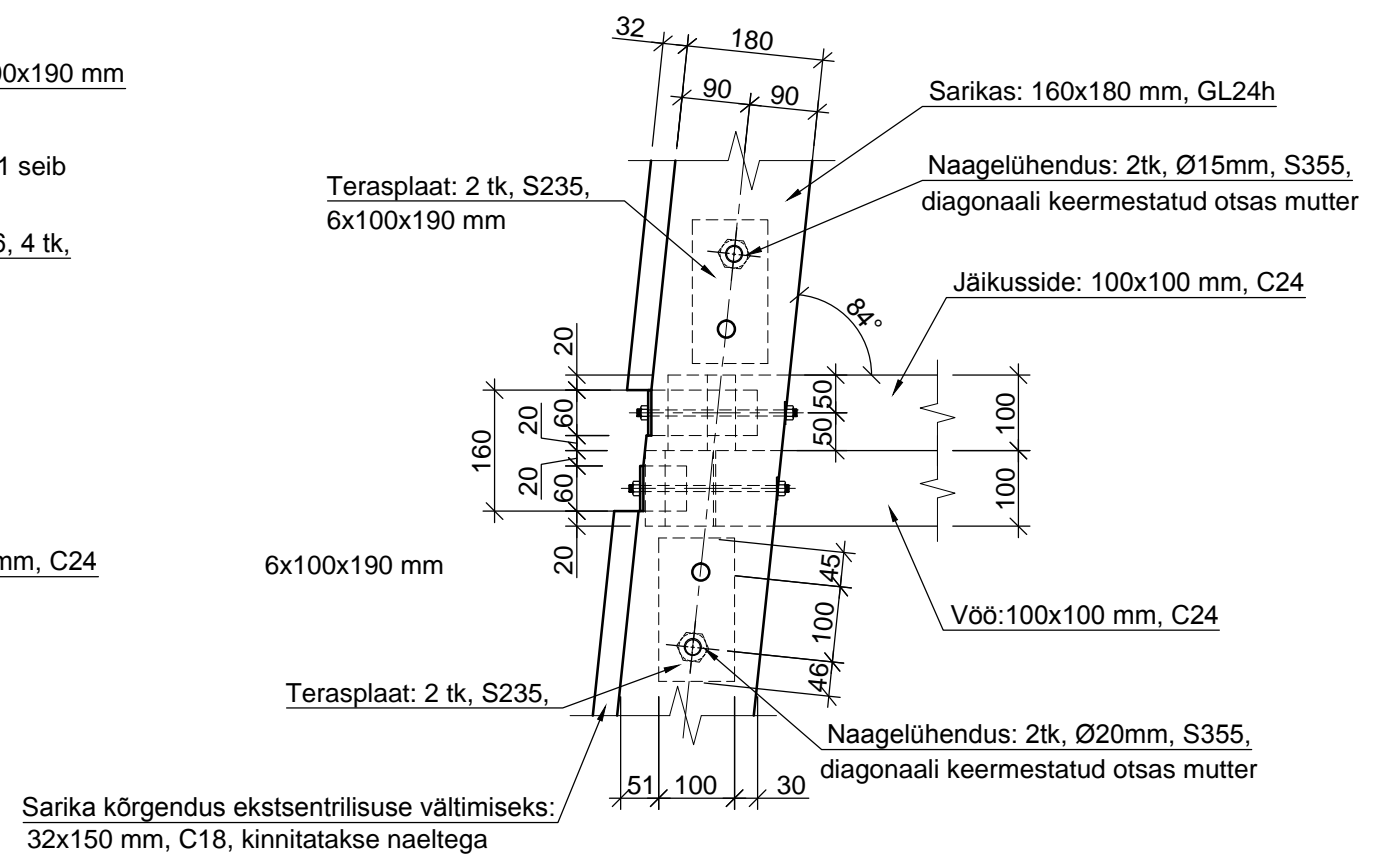
Sõlm 8



Lõige A - A




Lõige B - B

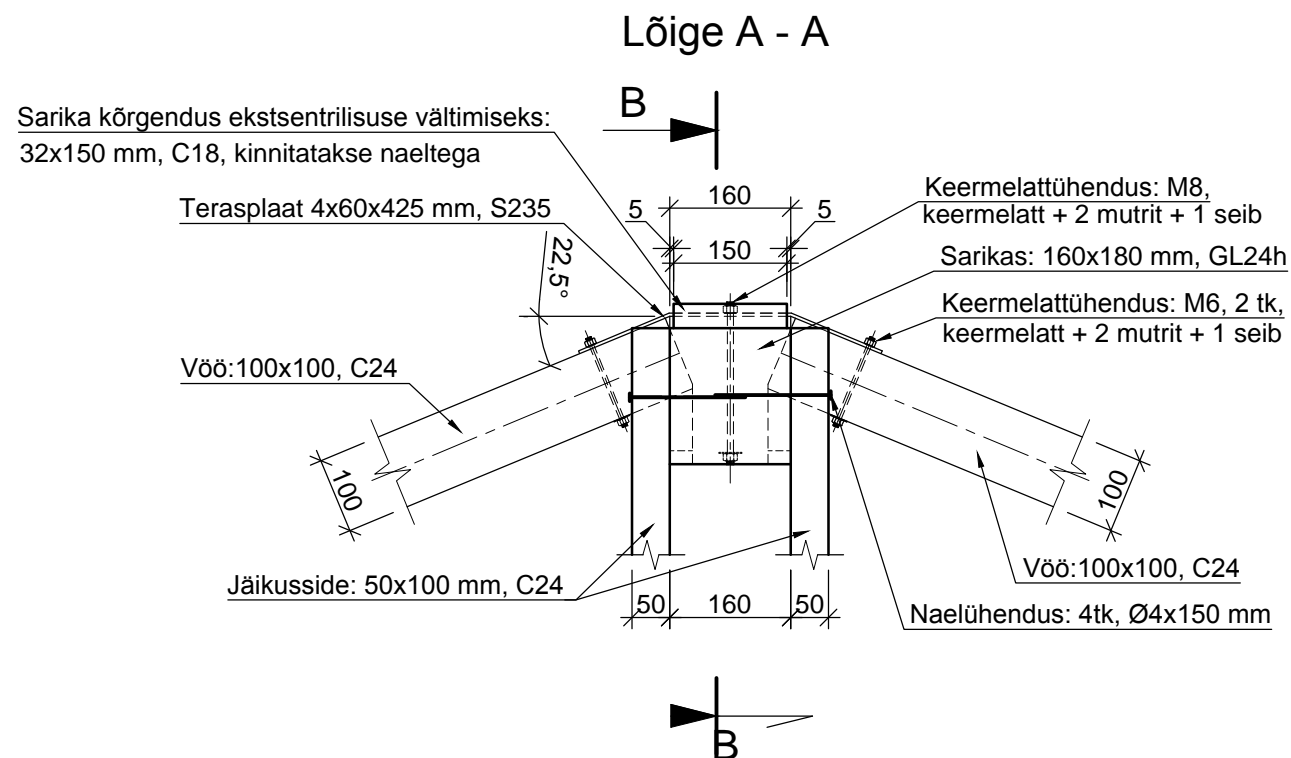
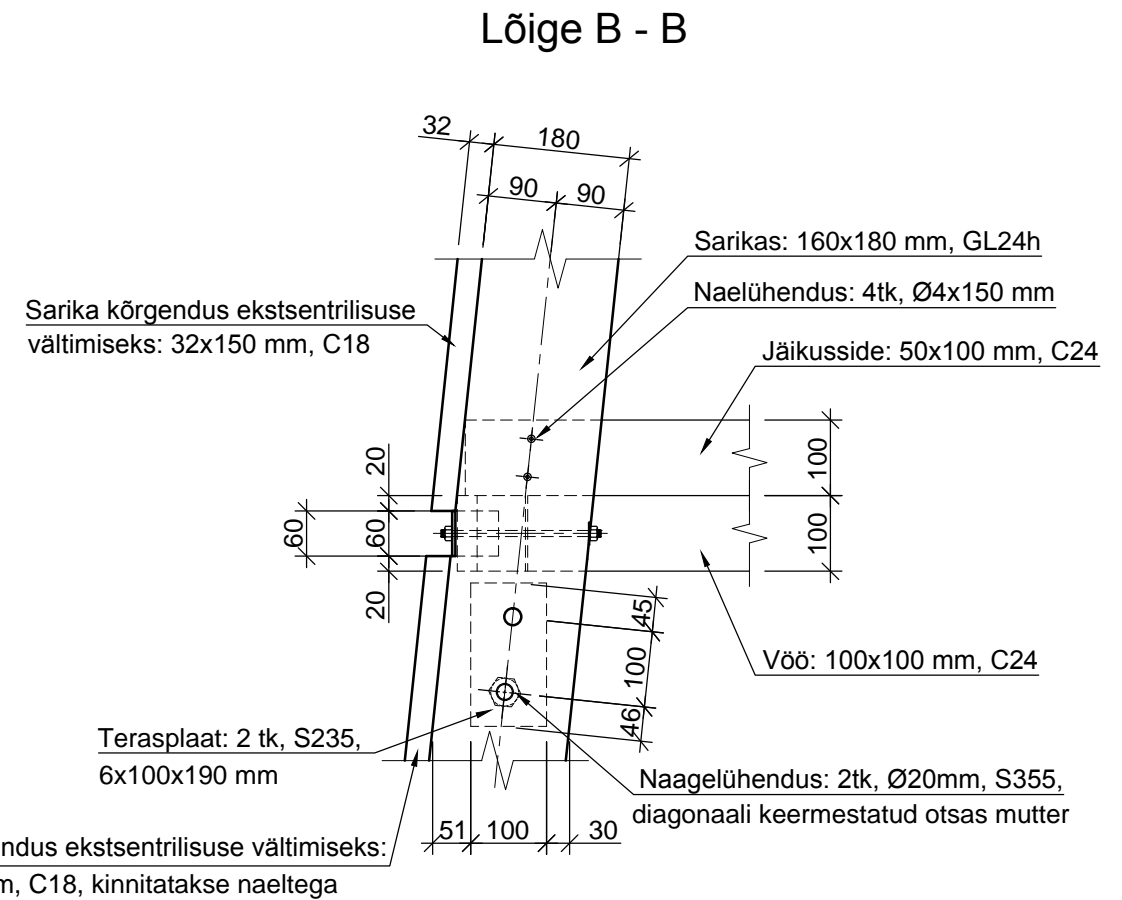
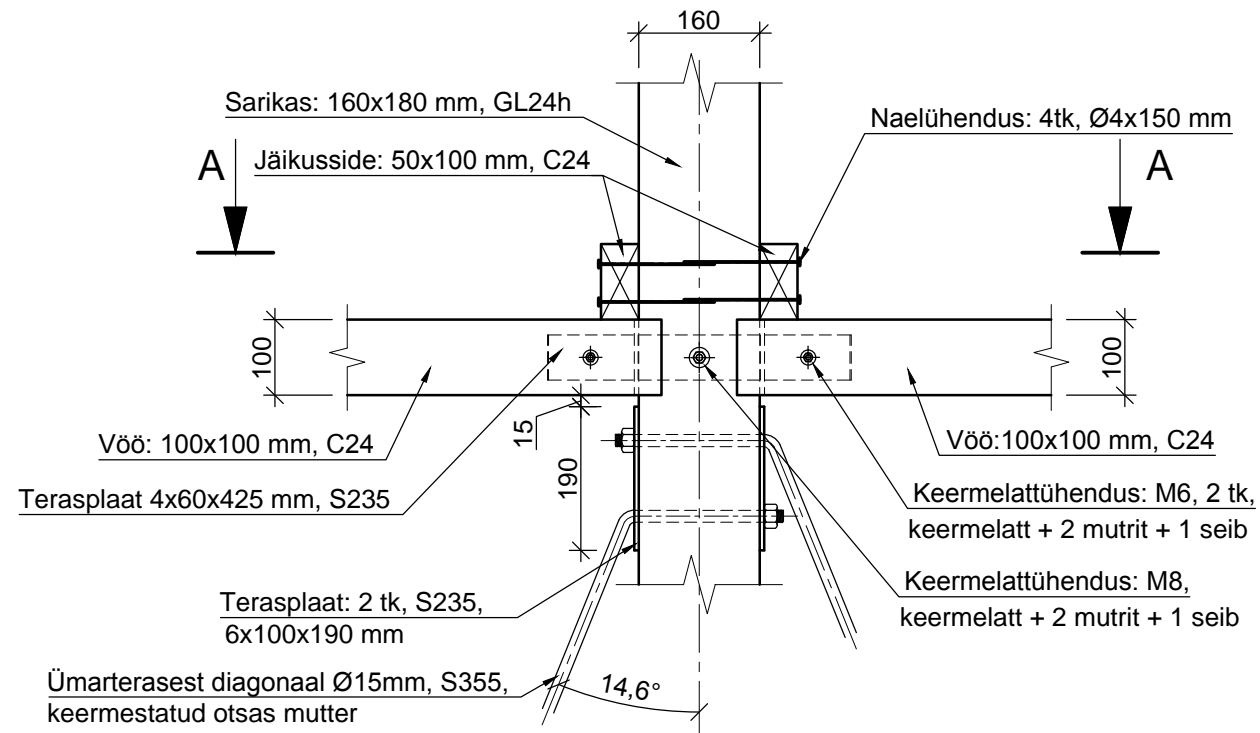


Märkused:

1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Keermelati ja mutri tugevusklass on 8.8.
3. Kinnitusdetailid peavad olema tsingitud (Zn).
4. Pärast kinnitite kinni keeramist tuleb vigastada keermelatt otsa nii, et ei oleks võimalik mutreid lahti keerata.
5. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus		
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 8		
Juhendas	Illimar Kalk			
Säästva tehnoloogia õppetool	Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A3	Möötkava: 1:10	Leht: 10/15

Sõlm 9

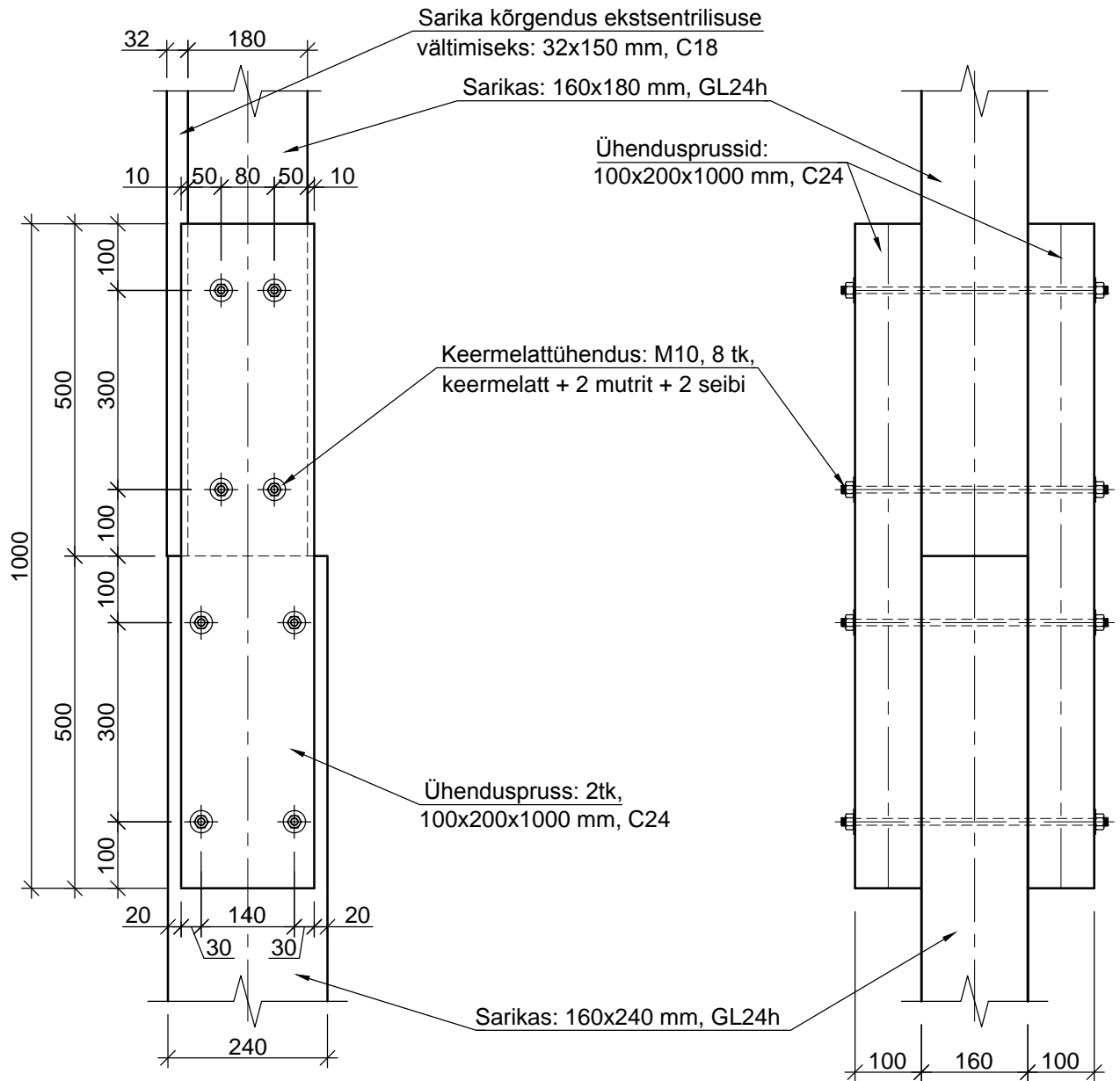


Märkused:

1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Keermelati ja mutri tugevusklass on 8.8.
3. Nael on tõmbetugevusega 600 N/mm².
4. Kinnitusdetailid peavad olema tsiingitud (Zn).
5. Pärast kinnitite kinni keeramist tuleb vigastada keermelata otsa nii, et ei oleks võimalik mutreid lahti keerata.
6. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus		
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 9		
Juhendas	Illimar Kalk			
Säästva tehnoloogia õppetool		Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A3	Möötkava: 1:10
				Leht: 11/15

Sõlm 10

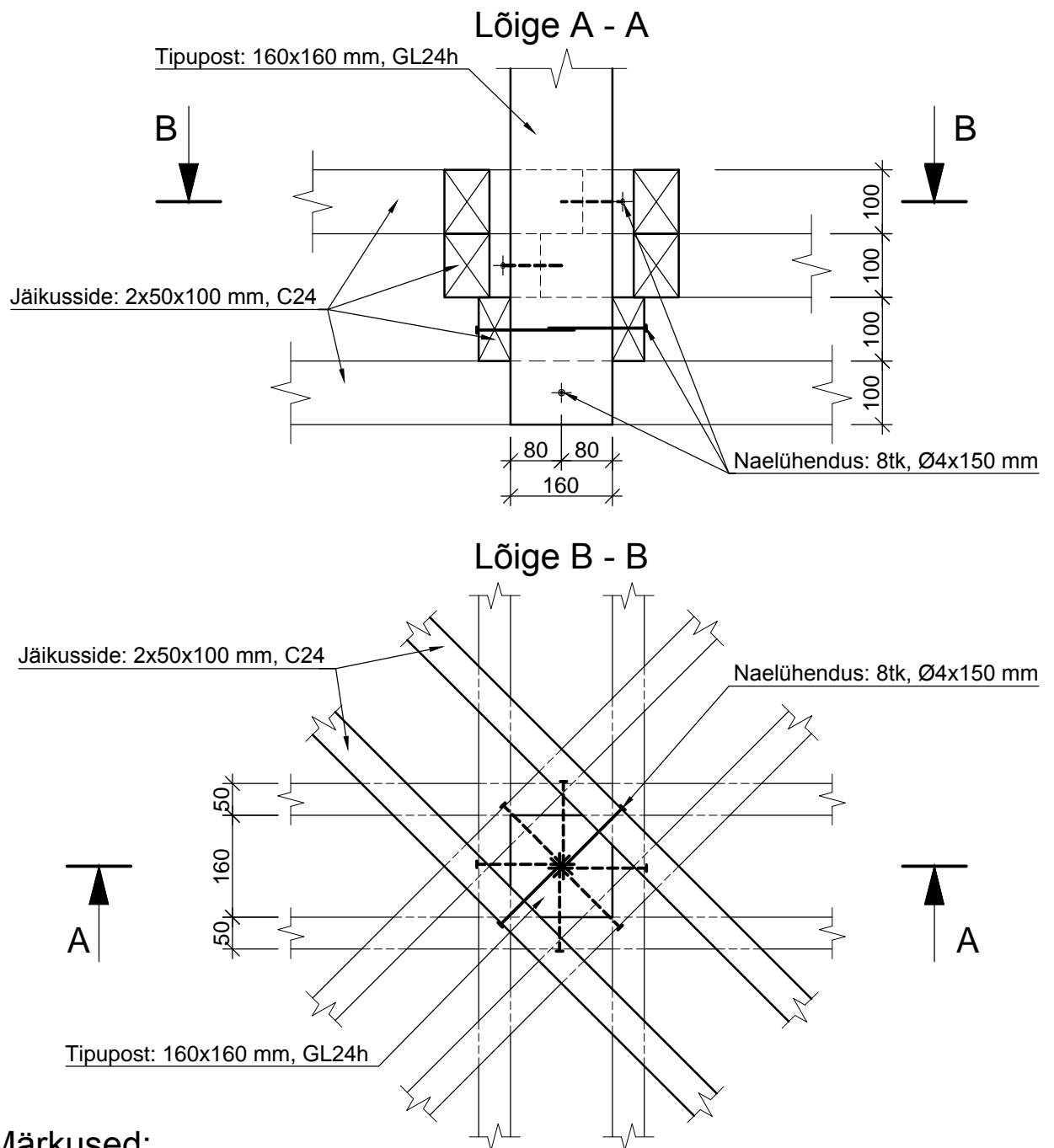


Märkused:

1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Keermelati ja mutri tugevusklass on 8.8.
3. Kinnitusdetailid peavad olema tsingitud (Zn).
4. Pärast kinnitite kinni keeramist tuleb vigastada keermelatti otsa nii, et ei oleks võimalik mutreid lahti keerata.
5. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus		
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 10		
Juhendas	Illimar Kalk			
Säästva tehnoloogia õppetool		Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A4	Möötkava: 1:10
				Leht: 12/15

Sõlm 11

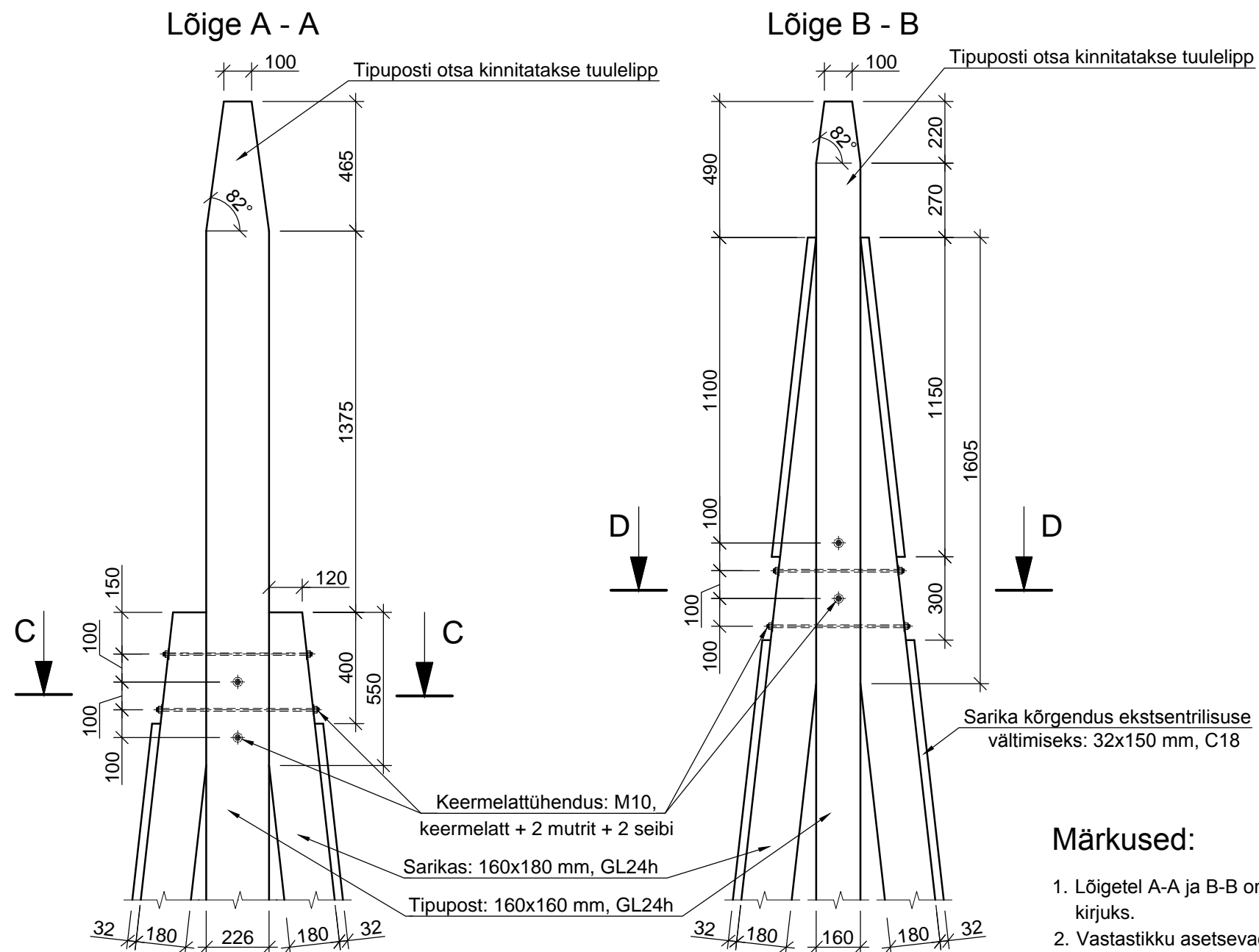


Märkused:

1. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
2. Nael on tõmbetugevusega 600 N/mm².
3. Kinnitusdetailid peavad olema tsingitud (Zn).
4. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).

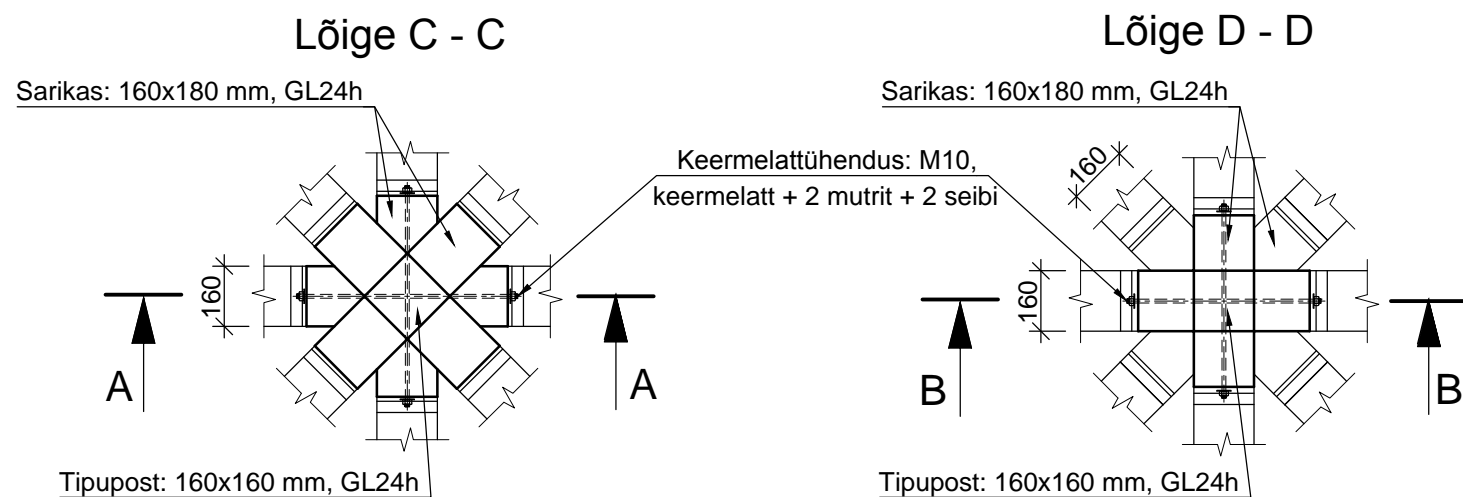
<p>1918 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TARTU KOLLEDŽ</p>		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus		
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 11		
Juhendas	Illimar Kalk	Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A4	Möötkava: 1:10
Säästva tehnoloogia õppetool				Leht: 13/15

Sõlm 12



Märkused:


1. Lõigetel A-A ja B-B on näidatud ainult lõikesse jäävaid elemente, kuna muidu muutuks joonis liiga kirjuks.
2. Vastastikku asetsevad sarikad ühendatakse kahe keermelatiga, seega kasutatakse sõlmes kaheksat keermelatti.
3. Sõlme asukoht on näidatud joonisel "Tornikiivri elemendid ja sõlmed" (leht 2).
4. Keermelati ja mutri tugevusklass on 8.8.
5. Kinnitusdetailid peavad olema tsingitud (Zn).
6. Pärast kinnitite kinni keeramist tuleb vigastada keermelatti otsa nii, et ei oleks võimalik mutreid lahti keerata.
7. Elementide koondspetsifikatsioon on näidatud joonisel "Elementide spetsifikatsioonid" (leht 15).



		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus		
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Sõlm 12		
Juhendas	Illimar Kalk			
Säästva tehnoloogia õppetool		Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A3	Möötkava: 1:20
				Leht: 14/15

Elementide spetsifikatsioonid

Element	Tugevusklass	Ristlõige (mm)	Pikkus (mm)	Kogus (tk)	Pikkus kokku (m)
Sarikas (alumise osa)	GL24h	160x240	8560	8	68,48
Sarikas (ülemine osa)	GL24h	160x180	10490	8	83,92
Tipupost	GL24h	160x160	5500	1	5,50
Post	C24	80x200	5100	16	81,6
I tasandi jäikusside	C24	150x150	2600	8	20,80
II tasandi jäikusside	C24	150x150	2100	8	18,80
III tasandi jäikusside	C24	150x150	1750	8	14,00
IV tasandi jäikusside	C24	100x100	1290	8	10,32
V tasandi jäikusside	C24	50x100	1260	8	10,08
I tasandi vöö	C24	150x150	1360	8	10,88
II tasandi vöö	C24	150x150	1080	8	8,64
III tasandi vöö	C24	150x150	850	8	6,80
IV tasandi vöö	C24	100x100	580	8	4,64
V tasandi vöö	C24	100x100	350	8	2,80
Välimine vöö	C24	100x150	2050	8	16,40
Horisontaalne katuseelement	C24	150x200	1040	8	8,32
Välimised diagonaalid	C24	50x50	1620	16	25,92
Diagonaal 1	S355	Ø 20	3350	16	53,60
Diagonaal 2	S355	Ø 15	2720	16	43,52
Diagonaal 3	S355	Ø 15	3210	16	51,36
Diagonaal 4	S355	Ø 15	3150	16	50,40

		Töö nimetus: Tartu Maarja kiriku tornikiivri konstruktiivne lahendus			
Koostas	Mihkel Siimon	Joonise nimetus: Elementide spetsifikatsioonid			
Juhendas	Illimar Kalk				
Säästva tehnoloogia õppetool		Kuupäev: 15.05.2015	Formaat: A4	Mõõtkava: -	Leht: 15/15