



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND
Ehituse ja arhitektuuri instituut

**SAVIKALDA LAAGRIKOMPLEKSI HOONE
TERASEST JA PUIDUST KONSTRUKTIIVNE
LAHENDUS JA MAKSUMUSTE VÕRDLUS**

**STEEL AND WOOD CONSTRUCTIVE SOLUTION AND
COST COMPARISON OF THE SAVIKALDA CAMP
COMPLEX BUILDING**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Milena Gerasimova

Üliõpilaskood: 182403EAEI

Juhendaja: Lehar Leetsaar

Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort

AUTORIDEKLARATSIOON

(trükitakse tiitellehe pöördele)

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

Lõputöö alusel ei ole varem kutse- või teaduskraadi või inseneridiplomit taotletud.

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

11. jaanuar 2024

Autor: Milena Gerasimova
/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele.

"....." 20.....

Juhendaja:
/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

".....".20... .

Kaitsmiskomisjoni esimees:

.....
/ nimi ja allkiri /

LIHTLITSENTS LÕPUTÖÖ REPRODUTSEERIMISEKS JA LÕPUTÖÖ ÜLDSUSELE KÄTTESAADAVAKS TEGEMISEKS

Mina, Milena Gerasimova,

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose **Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus,**

mille juhendaja on Lehar Leetsaar ja kaasjuhendaja Ragnar Pabort

- 1.1 reprodutseerimiseks lõputöö säilitamise ja elektroonse avaldamise eesmärgil, sh Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogusse lisamise eesmärgil kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;
 - 1.2 üldsusele kättesaadavaks tegemiseks Tallinna Tehnikaülikooli veebikeskkonna kaudu, sealhulgas Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogu kaudu kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni.
2. Olen teadlik, et käesoleva lihtlitsentsi punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile.
 3. Kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest ning muudest õigusaktidest tulenevaid õigusi.
-

11. jaanuar 2024

Üliõpilane: **MILENA GERASIMOVA**

Üliõpilaskood **182403**
EAEI

Õppekava: **EAEI02 Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine**

Peeriala: Ehitiste projekteerimine

Lõputöö teema:

**SAVIKALDA LAAGRIKOMPLEKSI HOONE TERASEST JA PUIDUST
KONSTRUKTIIVNE LAHENDUS JA MAKSUMUSTE VÕRDlus**

Steel and wood constructive solution and cost comparison of the Savikalda camp complex building

Juhendaja: **Lehar Leetsaar**
Kaasjuhendaja: **Ragnar Pabort**

Lehar.leetsaar@ttu.ee
ragnar.pabort@gmail.com

Lõputöö konsultandid:

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Projekteerida laagri sööklahoone.
2. Teostada puit- ja teraskonstruksiooni tugevusarvutused.
3. Võrrelda materjali hinda.

Töö keel: eesti keel

Lõputöö etapid ja ajakava:

Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1. Sööklahoone mudeli koostamine.	10.10.2023
2. Ehitise tugevusarvutuste teostamine.	20.11.2023
3. Puidu ja terase maksumuse võrdlus	11.12.2023
4. Sööklahoone joonised	02.01.2024
5. Töö vormistamine ja esitamine.	11.01.2024

Lõputöö esitamise tähtaeg:

11. jaanuar 2023

Lõputöö ülesanne välja
antud: 01.09.2023

Juhendaja: Lehar Leetsaar
Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort

Ülesande vastu võtnud:

Avalikustamise
piirangu puuduvad
tingimused:

SISUKORD

EESSÕNA	9
LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU.....	10
SISSEJUHATUS	14
1. SÖÖKLAHOONE KIRJELDUS	16
1.1 Asukoht.....	16
1.2 Arhitektuurne üldlahendus.....	16
1.2.1 Hoone tehnilised andmed.....	16
1.2.2 Vundament ja põrand.....	16
1.2.3 Välisseinad	17
1.2.4 Sisesein ja siseviimistlus.....	17
1.2.5 Katus	17
1.2.6 Terrass ja varikatus	17
1.2.7 Vihmavee äravool.....	18
1.2.8 Avatäited	18
1.2.9 Veevarustus ja kanalisatsioon.....	18
1.2.10 Elekter.....	18
1.2.11 Tuleohutus	18
1.2.12 Energiatõhusus	19
2. KOORMUSED	20
2.1 Konstruktsiooni arvutuse põhimõtted	20
2.2 Koormuskombinatsioonid	20
2.3 Alaliskoormused	21
2.3.1 Tüüpkonstruktsioonide omakaal.....	21
2.4 Muutuvkoormused	22
2.4.1 Lumekoormus.....	22
2.4.2 Tuulekoormus.....	25
2.4.2.1 Tuulekoormus seintele	28
2.4.2.2 Tuulekoormus katusel	31
3. VARIANT 1 – PUIDUST KONSTRUKTSIOONI ARVUTUSED	33
3.1 Liimpuitkonstruktsioonis esinevate sisejõudude epüürid	35
3.2 Liimpuidust katuseroov	43

3.2.1	Katuseroovi arvutus	44
3.2.1.1	Roovidele mõjuvad koormused:	45
3.2.1.2	6 m pikkuse sildega roovi arvutus	46
3.2.1.3	Kiive kontroll	47
3.2.1.4	Läbipainde kontroll	49
3.3	Liimpuidust talade arvutused	51
3.3.1	Konstruksiooni kirjeldus.....	51
3.3.2	Liimpuittalade kandevõime kontroll	52
3.3.2.1	Liimpuidust teljel B kandva raami tala ristlõikega 160x360 mm arvutus	53
3.3.2.2	Liimpuidust otsaseina kandvaraami tala ristlõikega 120x320 mm arvutus	59
3.4	Liimpuidust postide arvutused.....	65
3.4.1	Konstruksiooni kirjeldus.....	65
3.4.2	Liimpuitposti kandevõime kontroll	65
3.4.2.1	Liimpuidust telje B kandva raami välimise posti ristlõikega 160x160 mm arvutus	66
3.4.2.2	Liimpuidust telje B kandva raami sisemise posti ristlõikega 120x160 mm arvutus	69
3.4.2.3	Liimpuidust otsaseina kandv raami välimise posti ristlõikega 100x120 mm arvutus	73
3.4.2.4	Liimpuidust otsaseina kandva raami keskmise posti ristlõikega 140x140 mm arvutus	75
4.	VARIANT 2 – TERASEST KONSTRUKTSIOONI ARVUTUSED	77
4.1	Teraskonstruksioonis esinevate sisejõudude epüürid.....	79
4.2	Terastest Z katuseroovid – kergtalad	87
4.3	Terastest talade arvutused	87
4.3.1	Konstruksiooni kirjeldus.....	87
4.3.2	Terastalade kandevõime kontroll.....	88
4.3.2.1	Teljel B kandva raami terastala RRHS 150x250x5 kandevõime kontroll	88
4.3.2.2	Otsaseina kandva raami terastala RRHS 100x180x5 kandevõime kontroll	94
4.4	Terastest postide arvutus	97
4.4.1	Konstruksiooni kirjeldus.....	97
4.4.2	Terastpostide kandevõimekontroll	98

4.4.2.1 Telje B kandva raami välimise terasposti RRHS 150x150x4 kandevõime kontroll	98
4.4.2.2 Telje B kandva raami sisemise terasposti RRHS 100x100x4 kandevõime kontroll	101
4.4.2.3 Otsaseina kandva raami välimise terasposti RRHS 100x100x4 kandevõime kontroll	106
4.4.2.4 Otsaseina kandva raami keskmise terasposti RRHS 100x100x4 kandevõime kontroll	108
5. KONSTRUKTSIOONIDE MAKSUMUS	111
KOKKUVÕTE	113
abstract	115
KASUTATUD KIRJANDUS.....	117
LISAD	119
Lisa 1 Ruukki kergtalade arvutused	120
Lisa 2 Graafiline osa	121

EESSÕNA

Magistritöö teema valik tulenes vajadusest ehitada laagrikompleks Narva ja Sillamäe vahelisele krundile. Juhendajateks olid Tallinna Tehnikaülikooli õppejõud Lehar Leetsaar ja kaasjuhendaja Ragnar Pabort. Autor soovib väljendada sügavat tänu mõlemale juhendajale, kes olid abiks lõputöö koostamisel.

Käesolev projekt keskendub peamiselt projekteeritava ehitise üldkirjeldusele, puit- ja teraskonstruktsioonide roovide, talade ning postide tugevusarvutustele ja konstruktsioonimaterjalide maksumuse võrdlusele. Töö koostamisel juhinduti peamiselt standardite andmetest. Eesmärgiks on pakkuda tellijale kõige kuluefektiivsemat konstruktsioonilahendust.

Võtmesõnad: puitkonstruktsioon, teraskonstruktsioon, tugevusarvutus, maksumus, magistritöö.

LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU

Ladina suurtähed:

A – ristlõike pindala

A_v – ristlõike lõikepindala

C_e – avatustegur

C_{my} – ekvivalentse paindemomendi tegur

C_t – soojustegur

E – elastsusmoodul (teras)

$E_{0,05}$ – elastsusmoodul 5% pikikiudu (lpuut)

$E_{0,g,mean}$ – elastsusmoodul pikikiudu (puut)

$E_{0,g,05}$ – elastsusmoodul 5% pikikiudu (puut)

$E_{90,g,mean}$ – elastsusmoodul ristikiudu (lpuut)

$E_{90,g,05}$ – elastsusmoodul ristikiudu 5% (puut)

G_k – alaliskoormuse normatiivne väärtus

I_y – ristlõike inertsimoment y telje suhtes

L – tugede vahekaugus

L_{cr} – nõtkepikkus

M_{Ed} – arvutuslik paindemoment

$M_{c,Rd}$ – arvutuslik paindekandevõime

M_h – paindemomendi väärtus

M_s – paindemomendi väärtus

$M_{y,d}$ – arvutuslik paindemoment

N_{Ed} – elemendi arvutuslik pikijõud

$N_{c,Rd}$ – surve kandevõime

$N_{x,d}$ – arvutuslik normaaljõud

Q_k – muutuvkoormuse normatiivne väärtus

$R_{c,0,d}$ – arvutuslik muljumistugevus

V_{Ed} – arvutuslik põikjõud

$V_{pl,Rd}$ – ristlõike plastne põikjõukandevõime

V_{res} – arvutuslik nihkejõud

W_y – vastupanumoment

Ladina väiketähed:

a_n – kõrgusest sõltuv vähendustegur

b – ristlõike laius

b_{ef} – ristlõike efektiivlaius

c – ristlõike arvutuslik kõrgus

c_0 – pinnavormitegur

c_e – ekspositsioonitegur

c_{pe} – välisrõhu rõhutegur

c_r – maapinna karedustegur

e – ekstsentrilisus

$f_{c,0,d}$ – arvutuslik survetugevus pikikiudu (puit)

$f_{c,0,g,k}$ – normatiivne survetugevus pikikiudu (puit)

$f_{c,90,g,k}$ – normatiivne tõmbetugevus ristikiudu (puit)

$f_{m,y,d}$ – arvutuslik paindetugevus (puit)

$f_{m,g,k}$ – normatiivne paindetugevus (puit)

$f_{v,d}$ – arvutuslik nihketugevus (puit)

$f_{v,g,k}$ – normatiivne nihketugevus (puit)

$f_{t,0,g,k}$ – normatiivne tõmbetugevus pikikiudu (puit)

g_k – normatiivne omakaalukoormus (joon- või pinnakoormus)

h – ristlõike kõrgus

h_w – ristlõike arvutuslik kõrgus

i_y – inertsiraadius

k_1 – turbulentsitegur

k_{cr} – pragunemistegur

k_{crit} – kiivetegur

$k_{c,y}$ – ebastabiilsust arvestav tegur

k_{def} – niiskusest ja roomest põhjustatud deformatsioone arvestav tegur

k_n – normtugevuste suurendus tegur

k_m – puidust kandetarindite stabiilsuskontolli tegur, mis täisnurkse ristlõike puhul 0,7 ja muudel juhtudel 1,0

k_{mod} – koormuse ja kestuse ja konstruktsiooni niiskuse mõju arvestav tugevusparameetri modifikatsioonitegur

k_r – maastikutüübitegur sõltuvalt karedusmõõdust z_0

k_y – nõtketegur (teras)

k_{yy} – koosmõjutegur (puit)

l_{ef} – tala efektiivpikkus

l_v – turbulentsi intensiivsus

p_d – arvutuslik alaline koormus

q_b – keskmine tuule baaskiirusrõhk

q_d – arvutuslik muutuvkoormus

q_k –normatiivne omakaalukoormus muutuvkoormusel

$q_p(z_e)$ – tippkiirusrõhk

s – vahekaugus, samm

s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal

z – hoone kõrgus maapinnast

z_0 – karedusmõõt sõltuvalt maastikutüübist

z_e – välisrõhu arvutuskõrgus

z_{max} – maksimumkõrgus

z_{min} – miinimumkõrgus

v_b – tuule baaskiirus

w_e – konstruktsiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk

w_{fin} – lõplik läbipaine

w_{inst} – hetkeline läbipaine

$w_{net,fin}$ – lõplik netoläbipaine

w_{res} – lõplik läbipaine

Kreeka suurtähed:

ϕ_y – nõtkekõverast sõltuv abisuurus

χ_y – nõtketegur

$\Psi_{0,1,2}$ – koormuse kombinatsioonitegurid

Kreeka väiketähed:

β_c – sirgust arvestav tegur

γ_M – materjali osavarutegur

ε – voolavuspiirist f_y sõltuv ristlõike tugevustegur

η – nõtketegur

$\lambda_{rel,m}$ – suhteline saledus paindel

λ_y – varda saledus

$\bar{\lambda}_y$ – varda tingsaledus

μ_i – lumekoormuse kujutegur,

ρ – õhu tihedus (kg/m³)

$\sigma_{c,0,d}$ – arvutuslik survepinge pikikiudu

$\sigma_{m,y,d}$ – arvutuslik paindepinge

$\sigma_{m,crit}$ – kriitiline paindepinge

τ_d – arvutuslik nihkepinge

SISSEJUHATUS

Käesolevas magistritöös on suvise laagrikompleksi sööklahoone projekteerimise väljakutse, mille teema valik tekkis seetõttu, et laagrikompleksi omanik pakkus koostajale võimalust osaleda kompleksi projekteerimises. Koostaja leidis selle väljakutse huvitavana ning otsustas keskenduda sööklahoone ehituskonstruksioonidele. Tellija poolt saadud lähteülesanne nägi ette, et sööklahoone kandvaks tarindiks on teraspostidest; -taladest ning roovidest koosnev karkass, mis on täielikult kaetud, ilma viimistluseta, sandwich-paneelidega. Sellise väikse hoone puhul võib selline lahendus olla liiga kulukas, seetõttu analüüsitakse antud töös kahte erinevat konstruktsiooni: liimpuit- ja teraskonstruktsiooni. Vastavalt töö eesmärk on teostada tugevusarvutused liimpuit- ja teraskonstruktsioonidele – täpsemalt nende kadvatele postidele, taladele ja roovidele – ning võrrelda nende konstruktsioonide maksumust.

Hoone asub Ida-Virumaal, mere lähedal. Hoone rajatakse plaatvundamendile, mis kogu koormuse maapinnale edasi kannab. Konstruktsiooni kandvateks elementideks on postid, postidele toetuvad talad ja taladele toetuvad roovid. Hoone välisseinad kaetakse kergpaneelidega. Koostaja otsustas, et viimistluseta kergpaneeli kasutamine laagrikompleksi jaoks on elutu ning valis fassaadi viimistluseks Cedrali tootevalikusse kuuluva kiudtsemplaadi tooniga C06 (Grey Green). Katusele paigaldatakse roovide külge samuti kergpaneelid tooniga RAL9006.

Magistritöö põhiosa jaotub viieks peatükiks. Esimene peatükk hõlmab projekteeritava hoone lühidat ülevaadet, kus on kirjeldatud hoone asukoht, arhitektuurset kontseptsiooni ja tuleohutuse osa. Teises peatükis kirjeldatakse alalis- ja muutuvkoormusi, mille hulka kuuluvad konstruktsiooni omakaal, lumekoormus ja tuulekoormus. Kolmandas ja neljandas peatükis on käsitletud enim koormatud kandva raami ja otsaseina raami liimpuitroovide, -talade ja -postide arvutusi, kus kontrollitakse elementide stabiilsust ning roovide ja talade puhul ka läbipainet. Viiendas peatükis on võrreldud liimpuitkonstruktsiooni ja teraskonstruktsiooni maksumust. Töö kõige lõpus on lisadena välja toodud terasroovide arvutused Ruukki programmi abil ning sööklahoone joonised koos tüüplõigete ja sõlmjoonistega.

Käesolevas töös ei kajastata vundamendi, sõlmede ja jäikussidemete arvutust. Samuti ei keskendu antud töö katuse, katuseroovide ning seinapaneelide kinnitite arvutustele. Kõik sõlmed on ideeliselt lahendatud, kuid vajavad põhjalikumat lähenemist.

Lõputöö koostamisel on autor kasutanud mitmeid programme, sealhulgas Autodesk Robot Structural Analysis tugevusarvutuste jaoks ja sisejõudude leidmiseks ning programme AutoCAD

ja Revit jooniste koostamiseks. Samuti on Ruukki PurCalc olnud abiks terasroovide arvutamisel. Need tarkvaralised vahendid on andnud olulise panuse uurimistöö täpsusesse.

1. SÖÖKLAHOONE KIRJELDUS

1.1 Asukoht

Projekteeritav laagrikompleksi sööklahoone hakkab paiknema Ida-Viru maakonnas, Perjatsi külas, mis paikneb Narva-Jõesuu lähedal Soome lahe kaldal. Kompleksi geograafiline asukoht on Narvast umbes 22 km kaugusel ning Sillamäest ligikaudu 6 km kaugusel.

1.2 Arhitektuurne üldlahendus

1.2.1 Hoone tehnilised andmed

Tabel 1.1 Hoone tehnilised andmed

Kasutusotstarve	12139 – muu toitlustushoone
Ehitusalune pind	325 m ²
Korruselisus	1
Kõrgus	4,82 m
Hoone pikkus	30,58 m
Hoone laius	10,64 m
Hoone suletud brutopind	304,52 m ²
Hoone suletud netopind	284,44 m ²
Terrassi pindala	21,28 m ²
Maapealse osa maht	989,69 m ²

1.2.2 Vundament ja põrand

Hoone projekteeritakse plaatvundamendile. Vundament ehitatakse Bendersi L-elementidest, soojustatakse EPS120 plaatidega ning betoonplaat on 120 mm paks ning armeeritud kahes kihis. Betooni tugevusklass on C25/30.

Põrandad on kaetud pruuni värvi puitlauaga.

Vundamendi lahendust antud töös ei käsitleta.

1.2.3 Välisseinad

Välisseina kandekonstruksiooni moodustavad vastavalt projektile kas liimpuidust või terasest nelikantpostid. Postid on paigutatud sammudega 6, 4 ja 2 m. Postide vahel paiknevad puitprussid sammuga 600 mm. Prusside peale kinnitatakse kaks kihti kipsplaati (Gyproc 4 PRO 12,5 mm), mida viimistletakse pahtli ja värviga. Kergpaneelid, paksusega 160 mm, toetuvad vastu kandvaid liimpuit-/terasposte. Kergpaneelidele paigaldatakse vertikaalselt puitprussid sammuga 600 mm, millele kinnitatakse kiudtsementlauad tooniga C06 (*Grey Green*).

1.2.4 Sisesein ja siseviimistlus

Sisesein ehitatakse metallkarkassil paksusega 66 mm. Soojustuseks on klaasvill Isover Standard 35 paksusega 70 mm. Ühelt poolt kaetakse sein kahes kihis kipsplaadiga Gyproc 4 PRO 12,5 mm ning viimistletakse pahtli ja valge värviga. Teiselt poolt sein on ühes kihis eritugev kipsplaat 12,5 mm ja teises kihis Gyproc 4 PRO 12,5 mm ning viimistletakse pahtli ja valge värviga.

1.2.5 Katus

Hoone kahekaldelise katuse, mille kalle on 17°, kandev osa on vastavalt projektile, kas liimpuitladest või terasest nelikanttaladest sammuga 6, 4 ja 2 meetrit. Katuse kandvale osale kinnitatakse vastavalt projektile, kas liimpuit- või Z-terasroovid sammuga 1740 mm. Roovidele kinnitatakse kergpaneelid SP2C tooniga RAL9006. Seestpoolt, talade vahel, roovidele kinnitatakse puitprussid sammuga 400 mm ning külge kinnitatud kahes kihis kipsplaat Gyproc 4 PRO 12,5 mm. Lagi viimistletakse pahtli ja valge värviga.

1.2.6 Terrass ja varikatus

Hoone peasissepääs on läbi terrassi, pindalaga 21,28 m². Terrassi kohal on varikatus, mis on toetatud liimpuidust või terasest roovidele. Varikatus on kaetud kergpaneeliga SP2C, toon RAL9006. Nii varikatuse kui ka terrassi konstruktsioonid on halli värvi, valmistatud vastavalt kas liimpuidust või terasest nelikanttorudest. Terrassi ääristab halli värvi teraspiire.

Terrass viimistletakse termotöödeldud terrassilauaga, tagades vastupidavuse ja esteetilise välimuse.

1.2.7 Vihmavee äravool

Hoonele on lahendatud välimine vihmavee äravool. Vihmavesi valgub katusele vihmaveerenni ning sealt mööda vesi jookseb vihmaveetorst maapinda.

1.2.8 Avatäited

Kõik ukSED on puidust ja värvitud pruuni värviga. Hoone aknad on 2x klaaspaketiga PVC-st pruuni värvi viimistlusega. Igal aknal seest on valge aknalaud ja väljast tumehallid RR23 aknaplekid.

1.2.9 Veevarustus ja kanalisatsioon

Käesolevas projektis ei ole hoonesse sisse toodud veevarustuse ja kanalisatsiooni süsteeme. Tellija poolse soovi tekkimisel on võimalik hoone varustada veega ning reovesi suunata hoonest välja.

1.2.10 Elekter

Igasse ruumi on ette nähtud pistikupesad, lülitid ja valgustid.

Antud töös elektri osa ei ole lahendatud.

1.2.11 Tuleohutus

Projekteeritav hoone peab järgima EVS 812-7:2018 „Ehitiste tuleohutus. Osa 7: Ehitistele esitatavad tuleohutusnõuded“ sätestatud tuleohutusnõudeid. ’

Projekteeritav ühekorruseline sööklahoone, kasutusotstarbega 12139 – muu toitlustushoone, on IV kasutusviisiga ning kuulub TP3 tugevusklassi. Kasutatavaid ruume on kaks. Põlemiskoormus antud hoone puhul jääb alla 600 MJ/m².

Hoone tervikuna moodustab ühe tuletõkkeseptsiooni. Ehitise kaugus teistest hoonetest peab olema vähemalt kaheksa meetrit.

Tuletõkkekonstruktsioonide tulepüsivus peab olema EI30. Välimised aknad ja ukсед peavad olema samuti tulepüsivusega EI30.

Siseseinte ja lagede minimaalne nõutud tuletundlikkus peab olema D-s2,d2. Põranda puhul tuletundlikkust pole nõutud.

Hoones ei ole ettenähtud tulekahujusignalisatsioonisüsteemi. Suitsueemaldus toimub uste ja akende kaudu. Kõik aknad on avatavad. Hoones peab olema vähemalt üks 6 kg pulberkustuti.

Projekteeritavas hoones piksekaitset ei paigaldata.

Evakuatsioon hoonest toimub läbi välisukse. Äärmisel juhul võib evakueeruda läbi akende.

Päästemeeskonna lähim veevõtukoht on ca 100 meetri kaugusel läänesuunas Pimestiku ojast.

1.2.12 Energiatõhusus

Energitõhususe nõudeid ei esitata.

2. KOORMUSED

2.1 Konstruksiooni arvutuse põhimõtted

Konstruksioon tuleb projekteerida ja ehitada nii, et see suudaks ettenähtud kasutusea jooksul vastu pidada kõikidele ehitus- ja kasutusaegsetele koormustele ning mõjudele, tagades vajaliku töökindluse ja säilitades kasutuskõlblikkuse säästlikult. Konstruksioon peab vastama nõuetele kandevõime, kasutuskõlblikkuse ja kestvuse osas. [10]

Konstruksiooni arvutuse põhimõtte seisneb selles, et kontrollitakse, et piiriseisundi tingimusi ei ületataks. Kõiki võimalikke arvutusolukordi ja neile vastavaid koormusjuhte tuleb hoolikalt kontrollida. Kandepiiriseisundid on seotud inimeste ohutuse ja konstruksiooni üldise ohutusega, mis hõlmab purunemise, staatilise tasakaalu kaotuse, stabiilsuse kaotuse või muude kahjustuste vältimist. Kasutuspiiriseisundid on seotud normaalse konstruksiooni kasutuse nõuetega, inimeste mugavusega ja ehitise esteetikaga, hõlmates deformatsioone, vibratsioone ja mittekandvate elementide kahjustusi. Piiriseisundi ületamisel tuleb eristada selle taastuvust ja taastumatust. [10]

Käesolevas töös liigitatakse konstruksiooni arvutustes koormused alaliskoormusteks (G) – konstruksiooni omakaal ning muutuvkoormusteks (Q) – seal hulgas kasus-, tuule- ja lumekoormust. Arvutused viiakse läbi arvutusväärtustega, mis saadakse normväärtuste korrutamisel osavaruteguriga, arvestades võimalikku koormuse ebasoodsat kõrvalekallet normväärtusest. Kandepiiriseisundi alalises arvutusolukorras on osavarutegur $\gamma_G = 1,2$, samas kui muutuvkoormuse ebasoodsa mõju korral on osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$. [10]

2.2 Koormuskombinatsioonid

Koormuskombinatsioone kasutatakse konstruksioonide tugevusarvutustes. Kombinatsioonid võimaldavad arvesse võtta erinevate koormuste samaaegset toimet konstruksioonile, kuna erinevad koormused võivad esineda korraga. Koormuskombinatsioonid on olulised, et tagada konstruksiooni piisav vastupidavus ja ohutus erinevate koormuste ja mõjude korral.

Käesolevas töös kasutatavad koormuskombinatsioonid on esitatud Tabelis 2.1 vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 „Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasukoormused.“ Koormuskombinatsioonide abil tuuakse esile suurimad konstruksioonis esinevad sisejõud. Koormuskombinatsioonide arvutamisel tuleb arvestada teguritega, mis võtavad arvesse erinevate koormuste

samaaegset toimet konstruktsioonile ehk kombinatsiooniteguritega. Kombinatsioonitegurid on esitatud Tabelis 2.2.

Tabel 2.1 Koormuskombinatsioonid

Tähis	Kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonid	Koormuskombinatsioonid
KK1	Omakaal	$1,35G_k$
KK2	Omakaal + dom. lumi + suruv tuul	$1,2G_k + 1,5Q_{k,s} + 1,5 \cdot 0,6Q_{k,w}$
KK3	Omakaal + lumi + dom. suruv tuul	$1,2G_k + 1,5 \cdot 0,5Q_{k,s} + 1,5Q_{k,w}$
Kasutuspiiriseisundi koormuskombinatsioonid		
KK4	Omakaal + dom. lumi + suruv tuul	$1,0G_k + 1,0Q_{k,s} + 1,0 \cdot 0,6Q_{k,w}$
KK5	Omakaal + lumi + dom. suruv tuul	$1,0G_k + 1,0 \cdot 0,5Q_{k,s} + 1,0Q_{k,w}$

“dom.” – domineeriv

Tabel 2.2 Kombinatsioonitegurid

Koormuse liik	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kasuskoormus klass A	0,7	0,5	0,3
Lumekoormus	0,5	0,2	0
Tuulekoormus	0,6	0,2	0

2.3 Alaliskoormused

Alaliskoormused on olulised konstruktsioonide tugevusarvutustes, kuna need mõjutavad oluliselt struktuuri staatilist tasakaalu. Alaliskoormus on konstruktsioonile püsivalt mõjuv koormus, mis ei muutu oluliselt aja jooksul. Alaliskoormusete hulka kuulub konstruktsiooni omakaal ja teised püsivad koormused, mis tulenevad konstruktsiooni tavapärasest kasutamisest, nt: kohtkindlate seadmete omakaal. [4]

2.3.1 Tüüpkonstruktsioonide omakaal

Projekteeritava hoone kandvale konstruktsioonile avaldab kõige suuremat mõju katuse koormused. Liimpuit- ja teraskatuse omakaalukoormuse arvutuste tulemused on esitatud Tabelites 2.3 ja 2.4 hoone liimpuitkatusele ja teraskatusele. Normatiivse pinnakoormuse leidmiseks on arvestatud materjalide mõõtmetega, paksustega, sammudega ja mahukaaluga.

Antud töös hoone konstruktsioonimaterjalide mahukaalud on vastavalt standardist EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 Eurokoodeks 1: „Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused“ ja materjali tootjate kodulehtedelt.

Tabel 2.3 KL-P-01 puitkatuse omakaal

KL-P-01						
Materjal	Kõrgus (mm)	Laius (mm)	Paksus (mm)	Samm (mm)	Mahukaal (kN/m³)	Normatiivne pinnakoormus (kN/m²)
Kergpaneel SP2C E-PIR 160/120			160			0,13
Liimpuittroov GL28h 120x320 mm		120	320	1740	4,00	0,09
Liimpuittala GL28h 160x360 mm	360	160		5000	4,00	0,05
Distantssliist 100x22 s. 400 mm		100	22	400	5,00	0,03
Kipsplaat Gyproc 4 PRO 2x			12,5		8	0,20
Viimistlus						0,10
Riputuskoormus						0,20
						0,80

Tabel 2.4 KL-T-01 teraskatuse omakaal

KL-T-01						
Materjal	Kõrgus (mm)	Laius (mm)	Paksus (mm)	Samm (mm)	Mahukaal (kN/m³)	Normatiivne pinnakoormus (kN/m²)
Kergpaneel SP2C E-PIR 160/120			160			0,13
Kergtalad LP-Z200	200			1740		0,05
Kanttoru 150x250x5	250	150	5	5000	77	0,01
Distantssliist 22x100 mm s.400 mm		100	22	400	5	0,03
Kipsplaat Gyproc 4 PRO 2x			12,5		8	0,20
Viimistlus						0,10
Riputuskoormus						0,20
						0,72

2.4 Muutuvkoormused

Muutuvkoormus on koormus, mis ei mõju konstruktsioonile kogu selle arvutusolukorra vältel või koormus, mille mõju võib aja jooksul oluliselt muutuda. Muutuvkoormused võivad hõlmata erinevaid dünaamilisi mõjusid, nagu kasuskoormus, lumekoormus, tuulekoormus ning muud ajas muutuvad tegurid.

Käesolevas töös on konstruktsioonide tugevusarvutustes arvestatud lume- ja tuulekoormusega. Hoone konstruktsioonile ei avalda kasuskoormus olulist mõju, seetõttu on kasuskoormuse arvutused tööst välja jäetud. Arvutuste tegemisel on kasutatud standardeid [5] ja [6].

2.4.1 Lumekoormus

Lumekoormuse arvutused on teostatud standardi [5] järgi.

Lumekoormuse hindamisel on võetud arvesse katuse kuju ning lume võimalikku paiknemist katusel nii tuulevaikse kui ka tuulise ilmaga. Arvestatud on ka lumekihi sees või all olevat vett ja jääd. [1]

Lumekoormuse normsuuruse leidmiseks tuleb arvestada lumekoormuse kujuteguriga, soojusteguriga, avatusteguriga ja maapinna normatiivse lumekoormusega.

kujutegur leitakse katuse kuju ja kallet arvestades standardi EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016 andmete põhjal. Projekti järgi on tegemist kahekaldelise katusega, mille kaldenurk jääb alla 30°. Teblis 2.5 on välja toodud sõltuvalt kaldenurgast kujuteguri väärtused. Sööklaahoone lumekoormuse kujutegur tabeli järgi on 0,8.

Tabel 2.5 Lumekoormuse kujutegurid ja koormusvariandid

Katuse kaldenurk α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–

Avatustegur leitakse vastavalt standardi EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016 juhendile. Tabelis 2.6 on esitatud avatusteguri väärtused vastavalt maastikule.

Käesolevas töös arvestatakse tavalise maastikuga, seega tegur C_e on 1,0. Kuna katus on tavaline ega edasta tugevalt soojust, siis soojustegur on vastavalt standardile [5] 1,0.

Tabel 2.6 C_e soovitatav väärtus erinevate maastikutingimuste puhul

Maastik	C_e
Tuulele avatud ^a	0,8
Tavaline ^b	1,0
Varjatud ^c	1,2

^a Tuulele avatud maastik: tasane takistusteta ala, mis on igast küljest avatud; mõningast varju võivad pakkuda pinnavormid, kõrgemad ehitised või puud.

^b Tavaline maastik: ala, tuul ehitiselt oluliselt lund ei eemalda, kuna seda takistavad pinnavormid, kõrgemad ehitised või puud.

^c Varjatud maastik: ala, kus vaadeldav ehitis on oluliselt madalam kui ümbritsevad pinnavormid või on ümbritsetud suurtest puudest ja/või kõrgematest ehitistest.

Normatiivne lumekoormus maapinnal määratakse standardi EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016 joonise NA.4.1 (Eesti ehituslik lumekkormuste kaart) põhjal (antud

töös Joonis 2.1). Objekt asub Narva ja Sillamäe vahel, seega normatiivne lumekoormus maapinnal on 1,5 kN/m².



Joonis 2.1 Eesti ehituslik lumekoormuste kaart [5]

Katuse lumekoormuse normsuurus määratakse valemiga:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

kus s – lumekoormuse normsuurus, kN/m²,

μ_i – lumekoormuse kujutegur,

C_e – avatustegur, tabelist 2.6

C_t – soojustegur,

s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal kN/m².

Vastavalt valemile (2.1) normatiivne lumekoormus:

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

2.4.2 Tuulekoormus

Tuulekoormuse arvutused on teostatud standardi [5] järgi.

Tuulekoormus on konstruktsioonile mõjuvate staatiliste rõhkude või jõudude kombinatsioon, tavaliselt väljendatuna rõhuna või jõuna, mis mõjub konstruktsioonile tuule suunast risti.[1] Tuulekoormust arvutatakse, võttes arvesse konstruktsiooni kõrgust, kuju ja tuulekiirust vastavalt standarditele ja normidele.

Projektis hoone kõrgus on 4,0 m. Ehitis asub Narva ja Sillamäe vahel. Krunt on mere lähedal, seega Tabeli 2.7 andmetel maastikutüübiks on 0. Maastikutübile vastavalt on karedusmõõt $z_0=0,003$, $z_{min}=1$ m, $z_{max}=200$ m. Eestis tuule baaskiirus on $v_b=21$ m/s ja soovituslik õhu tihedus $\rho=1,25$ kg/m³

Tabel 2.7 Maastikutüübid ja maastiku parameetrid

	Maastikutüüp	z_0 m	z_{min} m
0	Meri või kaldapiirkond, mis on avatud merele	0,003	1
I	Järved või tasane horisontaalne maastik ilma olulise taimkatteta ja ilma takistusteta	0,01	1
II	Maastik madala taimkattega (nagu rohi) ja üksikute takistustega (puud, hooned), mille vaheline kaugus võrdub vähemalt 20-kordse kõrgusega	0,05	2
III	Maastik, mis on kaetud ühtlase taimkatte või ehitistega või üksikute takistustega, mille vaheline kaugus ei ole suurem 20-kordsest kõrgusest (nagu maa-asulad, äärelinnapiirkond, ühtlaselt metsaga kaetud alad)	0,3	5
IV	Maastik, kus vähemalt 15 % pinnast on kaetud hoonetega, mille keskmine kõrgus ületab 15 m	1,0	10

Konstruksiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk arvutatakse valemiga:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (2.2)$$

kus $q_p(z_e)$ – tippkiirusrõhk,

z_e – välisrõhu arvutuskõrgus,

c_{pe} – välisrõhu rõhutegur.

Tippkiirusrõhk määratakse valemiga:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b, \quad (2.3)$$

kus c_e – ekspositsioonitegur;

q_b – keskmine tuule baaskiirusrõhk (kN/m²).

Keskmine tuule baaskiirusrõhk arvutatakse valemiga:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2, \quad (2.4)$$

kus ρ – õhu tihedus (kg/m³)

v_b – tuule baaskiirus (m/s)

Ekspositsioonitegur arvutatakse valemiga:

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_0^2(z) \cdot [1 + 7 \cdot l_v(z)], \quad (2.5)$$

kus c_r – maapinna karedustegur,

c_0 – pinnavormitegur, soovituslik väärtus 1,0,

l_v – turbulentsi intensiivsus.

Karedustegur arvutatakse valemiga:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad (2.6)$$

kus k_r – maastikutüübitegur sõltuvalt karedusmõõdust z_0 ,

z – hoone kõrgus maapinnast, mis on 4 m.

z_0 – karedusmõõt sõltuvalt maastikutüübist.

Turbulentsi intensiivsus arvutatakse valemiga:

$$l_v = k_1/c_0(z) \cdot c_0^2(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad (2.7)$$

kus k_1 – turbulentsitegur. Teguri soovituslik väärtus Eestis on 1,0.

c_0 – pinnavormitegur, soovituslik väärtus 1,0,

z_0 – karedusmõõt sõltuvalt maastikutüübist.

Maastikutüübitegur arvutatakse valemiga

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}, \quad (2.8)$$

kus $z_{0,II}$ – 0,05 (maastikutüüp II)

Valemite abil arvutatakse vastavad suurused.

Keskmine tuule baaskiirus vastavalt valemile (2.4)

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 21^2 = 0,276 \frac{kN}{m^2}$$

Maapinna karedustegur vastavalt valemile (2.6)

$$c_r(z) = 0,156 \cdot \ln\left(\frac{4}{0,003}\right) = 1,123$$

Maastikutüübi väärtus vastavalt valemile (2.8)

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,003}{0,05}\right)^{0,07} = 0,156$$

Turbulentsi intensiivsus vastavalt valemile (2.7)

$$l_v = \frac{1,0}{1,0} \cdot \ln\left(\frac{4}{0,003}\right) = 0,139$$

Ekspositsioonitegur vastavalt valemile (2.5)

$$c_e(z) = 1,123^2 \cdot 1,0^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0,139] = 2,487$$

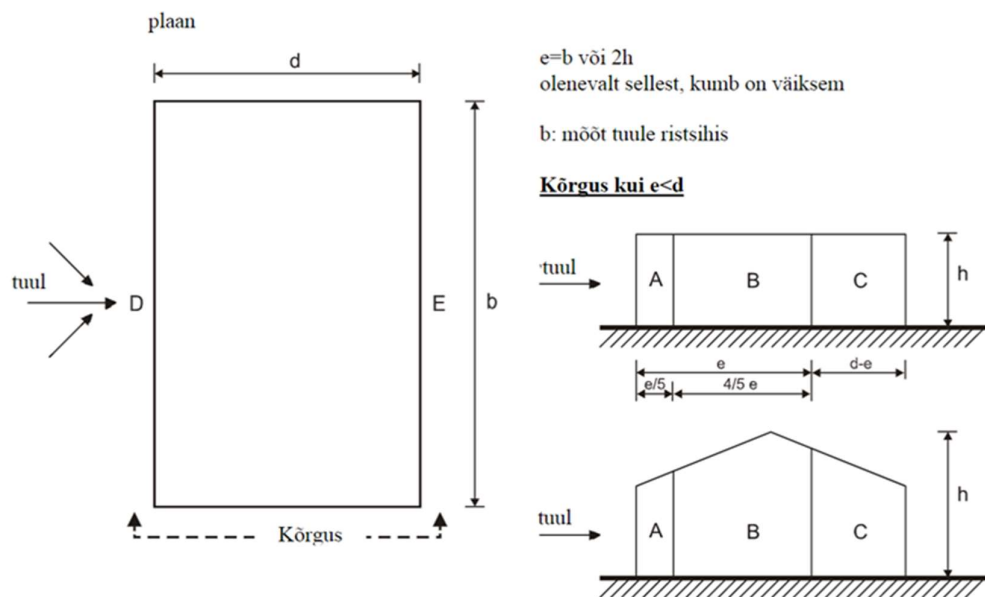
Tippkiirusrõhk vastavalt valemile (2.3)

$$q_p(z) = 2,487 \cdot 0,276 = 0,685 \frac{kN}{m^2}$$

2.4.2.1 Tuulekoormus seintele

Tuulekoormus seinale sõltub oluliselt tuule kiirusest, välisrõhuteguritest ja ekspositsioonitegurist. Seinapindalast, millele mõjub koormav tuul, sõltub rõhuteguri väärtus c_p . [6]

Antud töös ristkülikukujulise põhiplaaniga hoone kõrgus on tuulele avatud külje laiusest väiksem, mistõttu arvutuste puhul tuleb ehitist vaadelda üheosalisena. Kuna tuulega koormatud seinte pindalad on suuremad kui 10 m², siis tuleks tuulekoormuse arvutamisel arvestada $c_{pe,10}$ välisrõhuteguriga.



Joonis 2.2 Ehitise püstseinte koormustsoonid

Joonisel 2.2 on näidatud tuulekoormuse mõjust põhjustatud erinevaid tsoone hoone pikimale küljele. Arvestades tuule mõju seina ja sellest tulenevaid tsoone, on läbi viidud arvutused nii hoone lühema külje kui ka hoone pikima külje jaoks.

Tabel 2.8 Ristkülikpõhiplaani hoone seinte tuulerõhutegurid

Tsoon	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Tuule mõju hoone lühemale küljele

$b = 30 \text{ m},$

$e = b$ või $2h$, arvestama peab, sellega kumb väiksem, seega $e = 2h = 2 \cdot 4 = 8 \text{ m},$

$d = 10 \text{ m},$

$$\frac{h}{d} = \frac{4}{10} = 0,4 \text{ m.}$$

Lühemale küljele mõjuva tuule tsoonide tuulerõhu väärtused on saadud valemiga (2.2) ning on esitatud Tabelis 2.9. Välisrõhuteguri $c_{pe,10}$ väärtused on vastavalt Tabelile 2.8. D ja E tsoonide välisrõhuteguri leidmiseks on kasutatud interpoleerimist.

Tabel 2.9 Välisrõhutegurid ja välispinnale mõjuv tuulerõhk kui tuul mõjub lühemale küljele

Tsoon	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,72	-0,34
$w_e \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	-0,8	-0,55	-0,34	0,49	-0,23

Tuule mõju hoone pikemale küljele

$$b = 10 \text{ m,}$$

$$e = b \text{ või } 2h, \text{ arvestama peab, sellega kumb väiksem, seega } e = 2h = 2 \cdot 4 = 8 \text{ m,}$$

$$d = 30 \text{ m,}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{4}{30} = 0,133 \text{ m.}$$

Pikemale küljele mõjuva tuule tsoonide tuulerõhu väärtused on saadud valemiga (2.2) ning on esitatud Tabelis 2.10. Välisrõhuteguri $c_{pe,10}$ väärtused on vastavalt Tabelile 2.8 ning D ja E tsoonide välisrõhuteguri leidmiseks on kasutatud interpoleerimist.

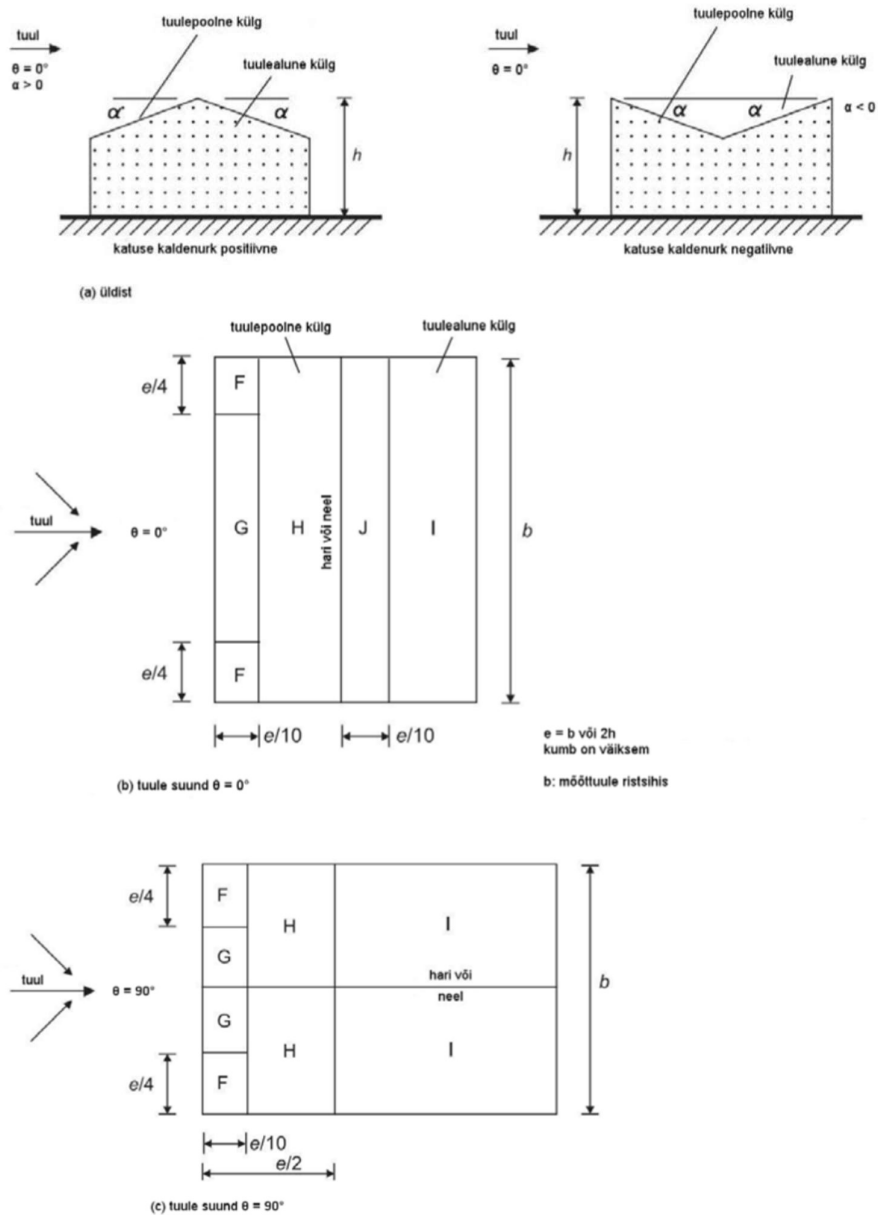
Tabel 2.10 Välisrõhutegurid ja välispinnale mõjuv tuulerõhk, kui tuul mõjub pikemale hoone küljele.

Tsoon	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,69	-0,27
$w_e \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	-0,8	-0,55	-0,34	0,47	-0,19

Tsoonis D on suurim normatiivne suruva tuulerõhu väärtus ning tsoonis A on suurim normatiivne imeva tuulerõhu väärtus.

2.4.2.2 Tuulekoormus katusel

Projekteeritav katus on kahekaldeline. Mõjuvad tuulekoormused arvutatakse samal põhimõttel nagu seinte tuulekoormused. Joonisel 2.3 on esitatud, vastavalt tuule mõjule, tsoonide jaotus katusel ning interpoleerimise käigus on leitud igale tsoonile oma välisrõhuteguri c_{pe} väärtused.



Joonis 2.3 Kahekaldelise katuse koormustsoonid ja arvutuskõrgused.

Kuna tuulega koormatud katusetahkude pindalad on suuremad kui 10 m², siis tuleks tuulekoormuse arvutamisel arvestada $c_{pe,10}$ välisrõhuteguriga. Välisrõhuteguri väärtused olenevad katuse kujust ja tuule mõjumise suunast. Välisrõhutegurid on välja toodud Tabelis 2.11.

Tabel 2.11 Kahekaldelise katuse tuulerõhutegurid, kui tuule suund on 0°.

Katuse kaldenurk α	Tsoonid tuule suunale $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	0,2		0,2		0,2		0		0	
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0		0	
17	-0,847	-1,933	-0,76	-1,5	-0,29		-0,4		-0,93	
	0,27		0,27		0,23		0		0	

Katusele mõjuva tuule tsoonide tuulerõhu väärtused on saadud valemiga (2.2) ning on esitatud Tabelis 2.12. Antud töös on arvestatud ainult suruva tuulega, sest imeva tuule mõju, võrreldes katuse omakaalu koormusega, on väiksem.

Tabel 2.12 Välisrõhutegurid ja katusele mõjuv tuulerõhk suruvast tuulest

Tsoon	F	G	H	I	J
$c_{pe,10}$	0,27	0,27	0,23	0	0
$w_e \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	0,183	0,183	0,156	0	0

Tsoonis F ja G on suurim normatiivne suruva tuulerõhu väärtus.

3. VARIANT 1 – PUIDUST KONSTRUKTSIOONI ARVUTUSED

Antud peatükk keskendub lahendusele, kus hoone kandevkonstruktsioonid on liimpuitelementidest. Postide ja talade dimensioneerimiseks kasutati programmi Robot Structural Analysis. Arvutuskeemile mõjuvad koormused, nagu konstruktsiooni omakaal, lumekoormus ja tuulekoormus, on eelnevalt välja arvuatud ning välja toodud peatükis (2. Koormused). Leitud koormused rakendatakse programmis koostatud arvutuskeemile, mille järel koostatakse käsitsi või automaatselt koormuskombinatsioonid nii kande- kui kasutuspiirsesundis. Igale elemendile määratakse ristlõige ja selle materjal. Robotis peab samuti määrama, mis tüüpi elementidega on tegemist ja mis on selle toetingimused. Seejärel Robot arvutab elementide kandevõimed ning selgitab välja, kas tala või post suudab vastu võtta neile rakenduvad koormused. Kõik kandvad liimpuitkonstruktsioonelemendid on tugevusklassiga GL28h.

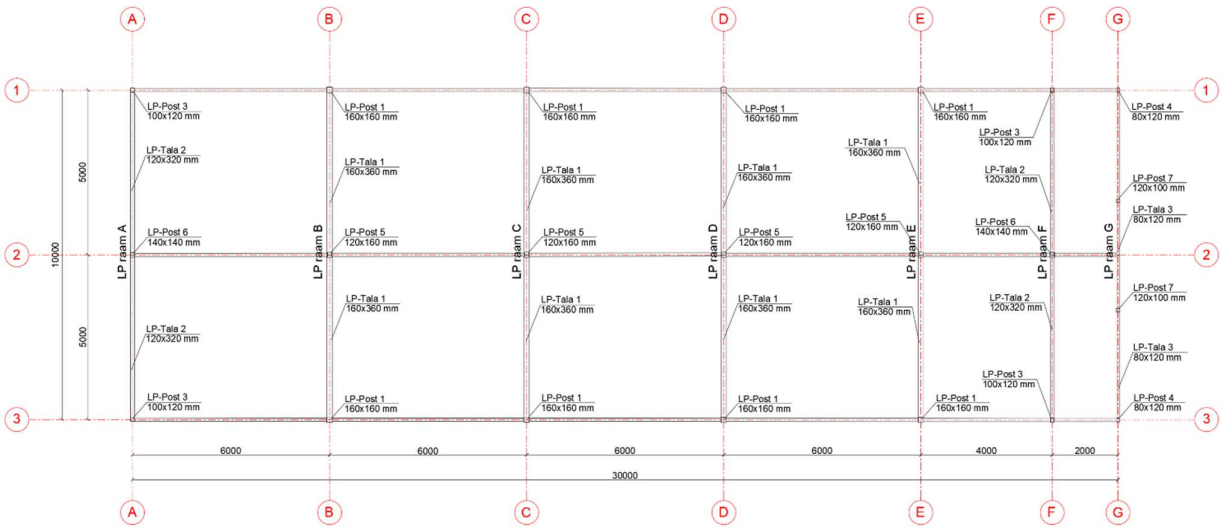
Joonisel 3.1 on esitatud kandvate raamide plaaniline skeem. Raamide sammuks on valitud 6, 4 ja 2 m.

Arvutuskeemide koostamisel on eeldatud, et karkassi kujukindlus tagatakse katuse ja seinte tasapinnas olevate jäikussidemetega, mida aga antud töös ei kajastata.

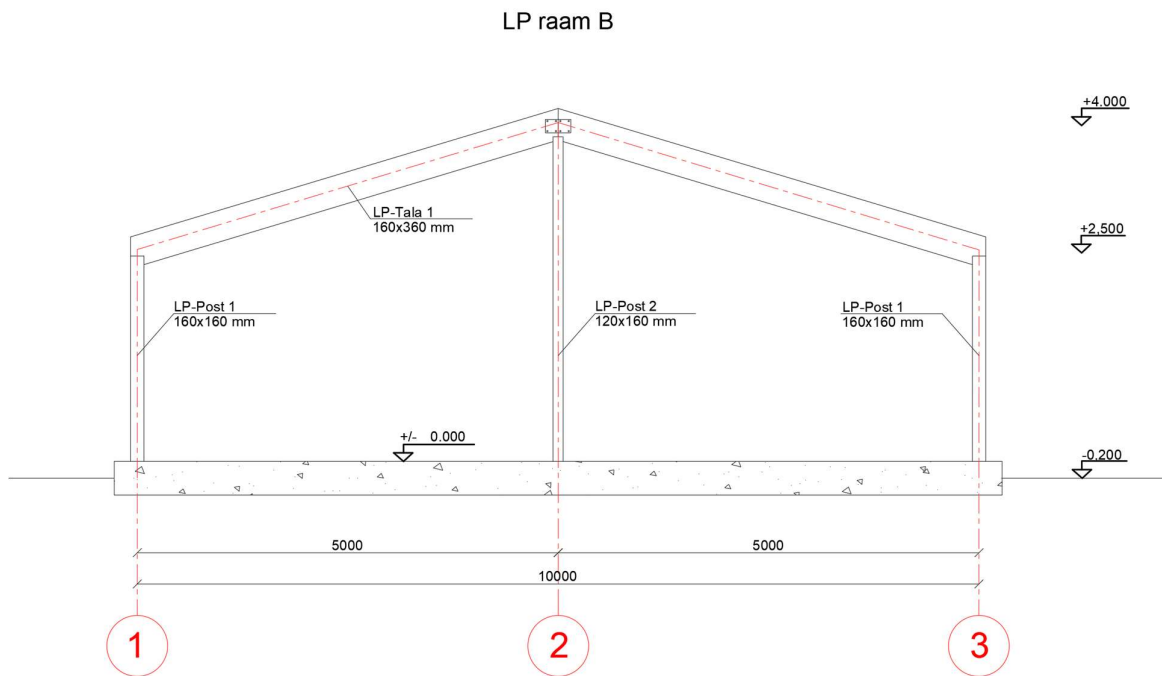
Postide toed ja post-tala ühendused on lahendatud liigendühendustena ehk konstruktsioonelemendid on võimelised üksteise suhtes liikuma. Liigendühendused on vajalikud selleks, et võimaldada konstruktsioonide termilisi paisumisi, deformatsioone või muutusi ning säilitades samal ajal konstruktsiooni terviklikkus ja stabiilsus. Käesolevas töös ühenduste ehk sõlmede tugevusarvutusi ei kajastata.

Enim koormatud raam paikneb teljel B. Joonisel 3.2 on esitatud lõige teljel B paiknevast kandvast raamist.

Edaspidi käsitletakse töös raame, mis asetsevad telgedel A ja B.



Joonis 3.1 Liimpuidust raamide plaaniline skeem



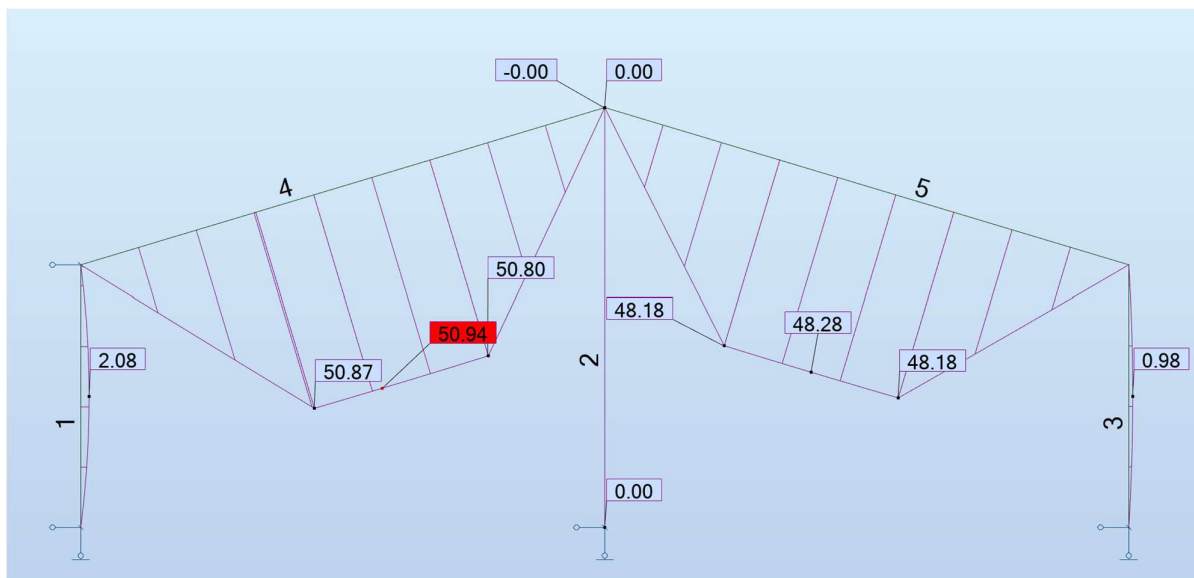
Joonis 3.2 Hoone liimpuidust kandva raami lõige teljel B.

3.1 Liimpuitkonstruktsioonis esinevate sisejõudude epüürid

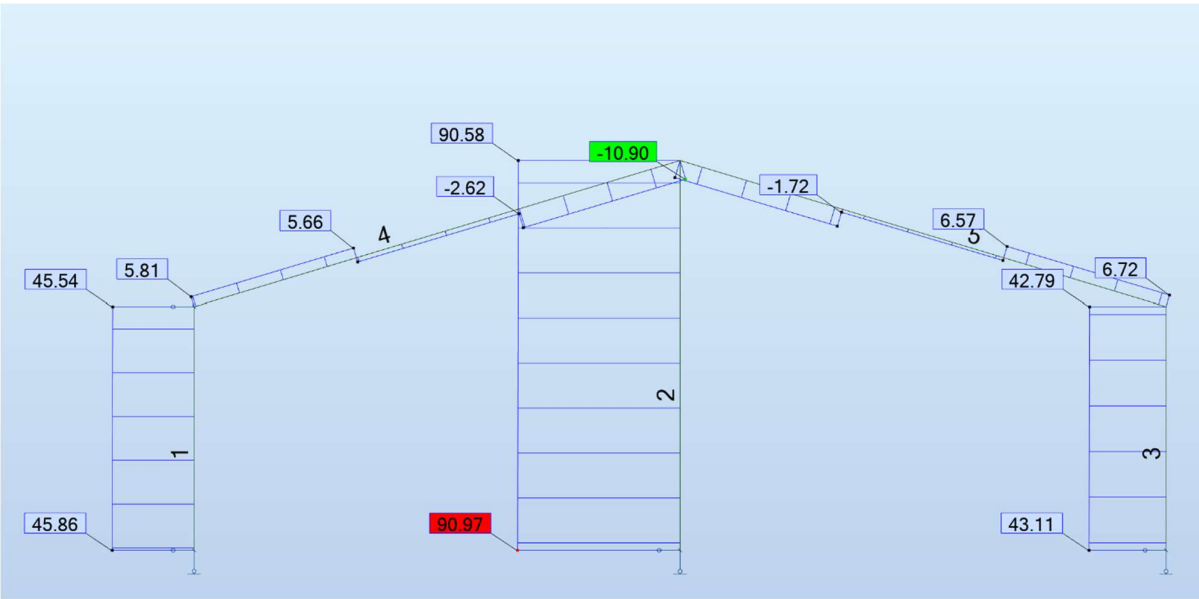
Enim koormatud raami liimpuittalade ja sisemise liimpuitposti kandevõime kontrollis osutus kõige kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks kombinatsioon KK2, kus kandepiirseisundis domineerib lumekoormus. Allpool on esitatud kombinatsiooni KK2 raami paindemomendi epüür (Joonis 3.3), pikijõu epüür (Joonis 3.4) ja põikijõu epüür (Joonis 3.5).

Välimate liimpuitpostide kandevõime kontrollis osutus kõige kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks kombinatsioon KK3, kus kandepiirseisundis domineerib suruv tuul. Vastavalt sellele kombinatsioonile on allpool välja toodud antud kombinatsiooni paindemomendi epüür (Joonis 3.6), pikijõu epüür (Joonis 3.7) ja põikijõu epüür (Joonis 3.8).

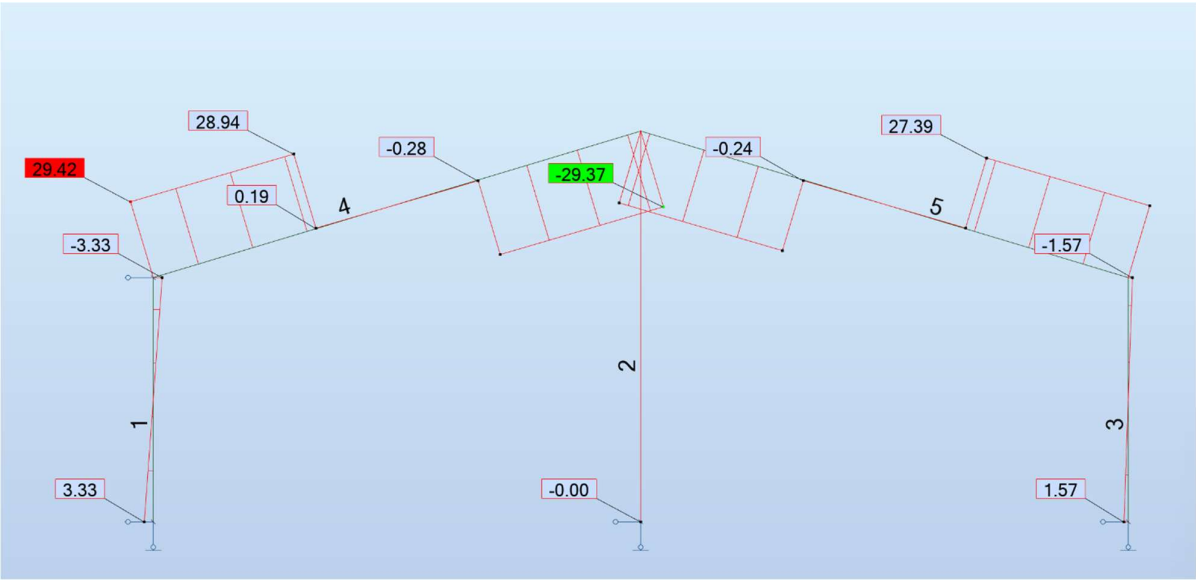
Teljel B enim koormatud raami sisejõudude epüürid koormuskombinatsioonis KK2



Joonis 3.3 Telje B enim koormatud liimpuitraami paindemomendi epüür (kNm), kui kandepiirseisundis domineerib lumi.

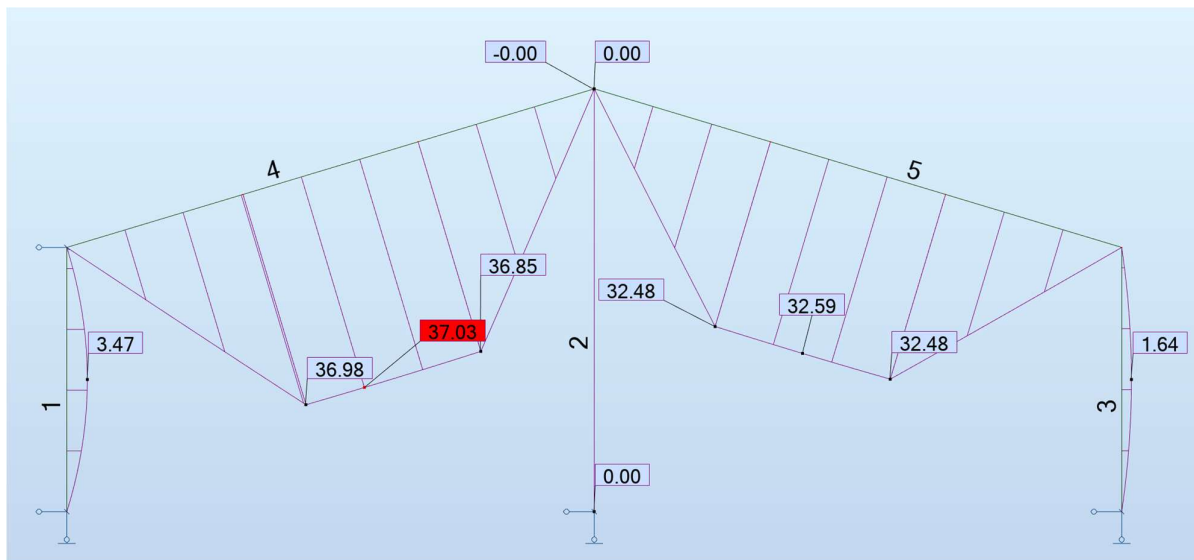


Joonis 3.4 Telje B enim koormatud liimpuitraami pikijõu epüür (kN), kui kandepiirseisundis domineerib lumi.

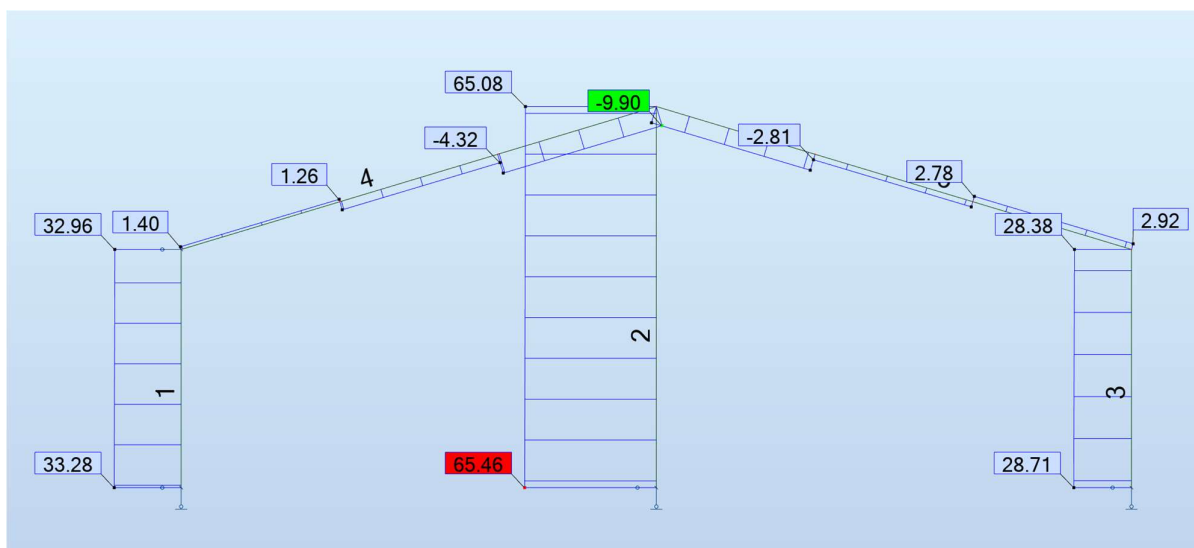


Joonis 3.5 Telje B enim koormatud liimpuitraami põikjõu epüür (kN), kui kandepiirseisundis domineerib lumi.

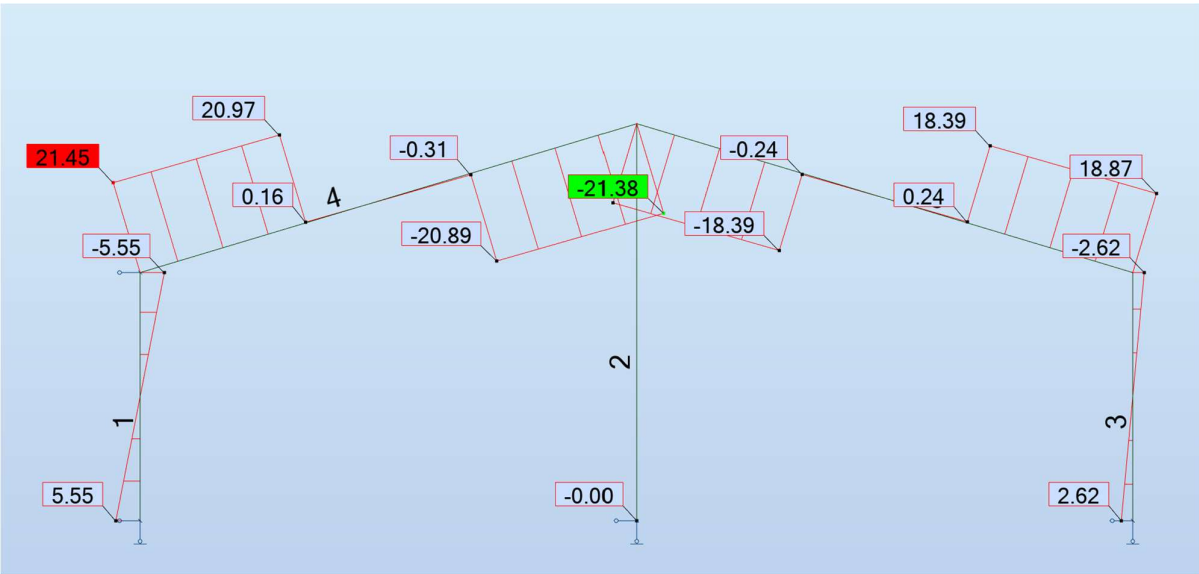
Teljel B enim koormatud raami sisejõudude epüürid koormuskombinatsioonis KK3



Joonis 3.6 Telje B enim koormatud liimpuitraami paindemomendi epüür (kNm), kui kandepiirteisundis domineerib suruv tuul.



Joonis 3.7 Telje B enim koormatud liimpuitraami pikijõu epüür (kN), kui kandepiirteisundis domineerib suruv tuul.

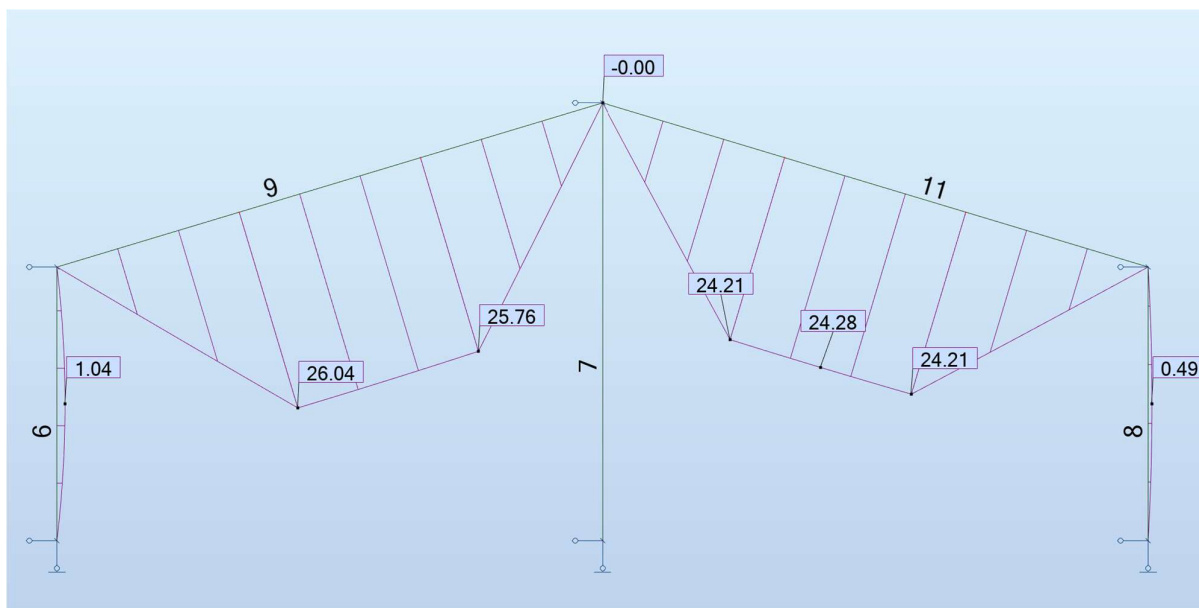


Joonis 3.8 Telje B enim koormatud liimpuitraami põikjõu epüür (kN), kui kandepiirteisundis domineerib suruv tuul.

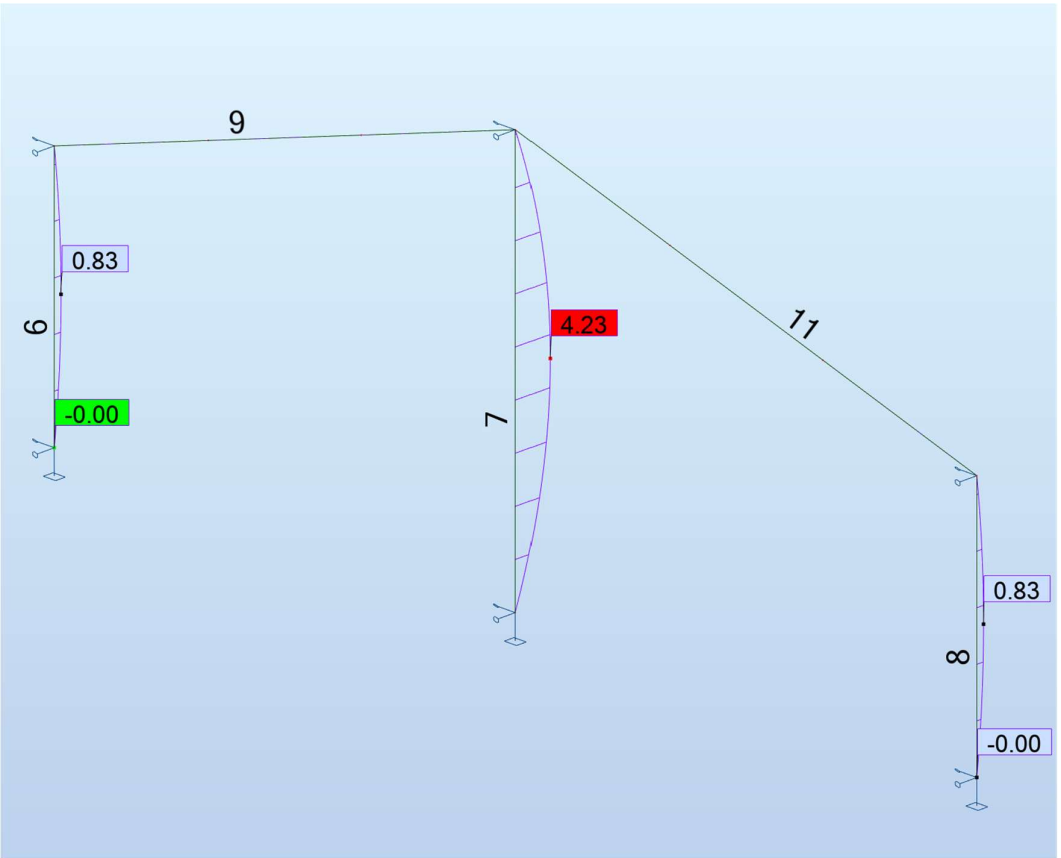
Teljel A ehk otsaseina liimpuittalade kandevõime kontrollis, osutus kõige kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks kombinatsioon KK2, kus kandepiirteisundis domineerib lumekoormus. Allpool on esitatud kombinatsiooni KK2 otsaseina raami paindemomendi epüür (Joonis 3.9), paindemomendi epüür z-telje suhtes (joonis 3.10), pikijõu epüür (Joonis 3.11) ja põikijõu epüür (Joonis 3.12).

Otsaseina liimpuitpostide kandevõime kontrollis osutus kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks kombinatsioon KK3, kus kandepiirteisundis domineerib suruv tuul. Vastavalt sellele kombinatsioonile on allpool välja toodud otsaseina raami paindemomendi epüür (Joonis 3.13), paindemomendi epüür z-telje suhtes (joonis 3.14), pikijõu epüür (Joonis 3.15) ja põikijõu epüür (Joonis 3.16).

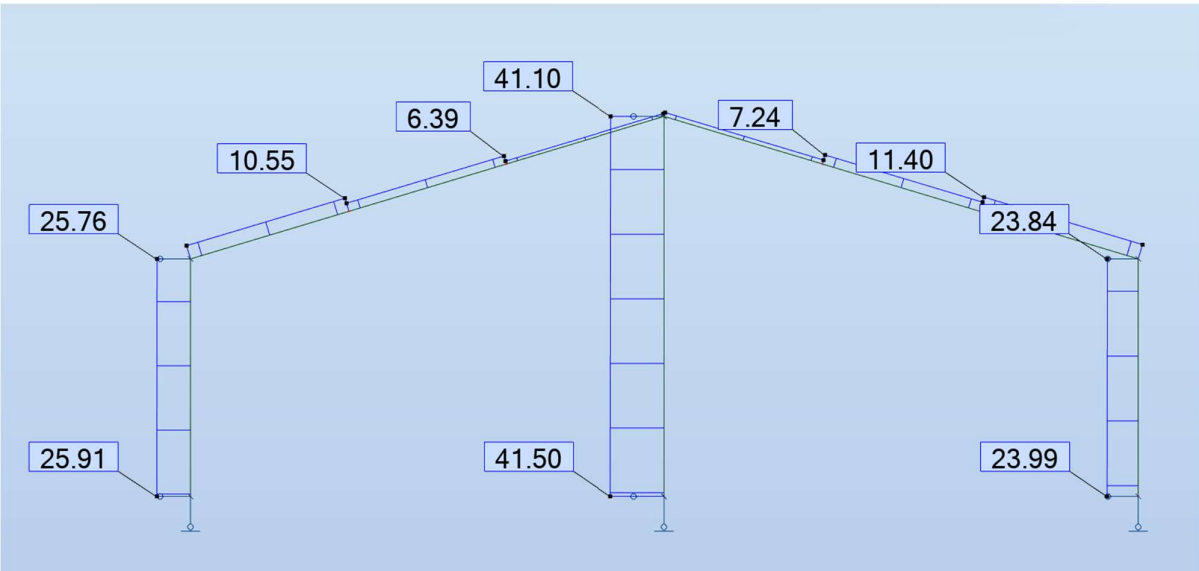
Teljel A otsaseina raami sisejõudude epüürid koormuskombinatsioonis KK2



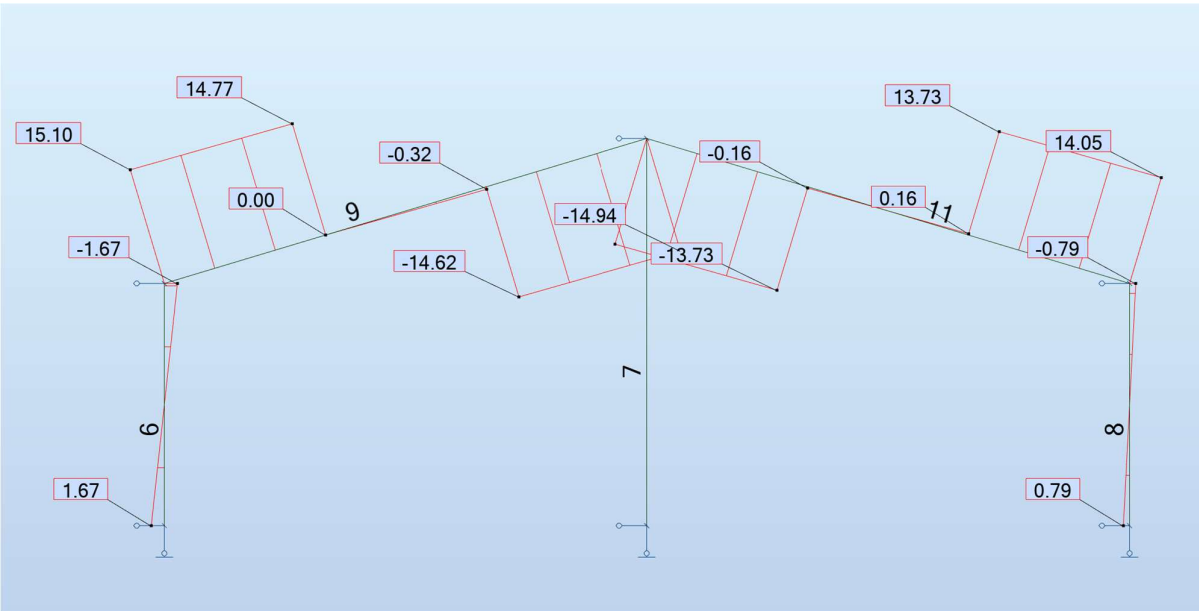
Joonis 3.9 Telje A otsaseina liimpuitraami paindemomendi epüür (kNm), kui kandepiirteisundis domineerib lumi.



Joonis 3.10 Telje A otsaseina liimpuitraami paindemomendi epüür z-telje suhtes (kNm), kui kandepiirseisundis domineerib lumi.

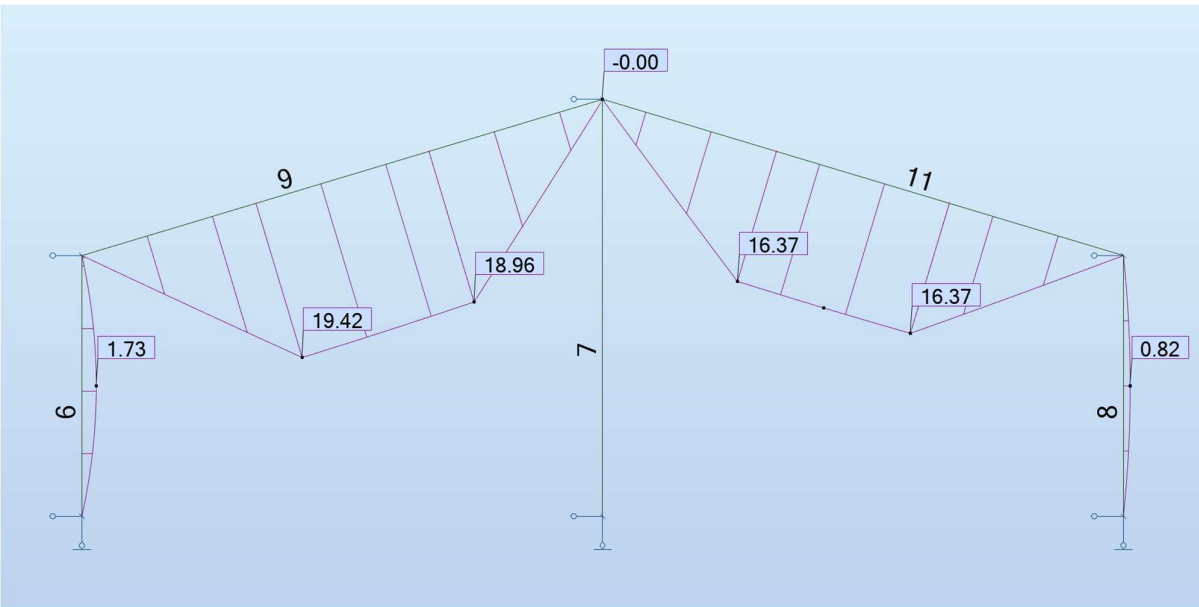


Joonis 3.11 Telje A otsaseina liimpuitraami pikijõu epüür (kN), kui kandepiirseisundis domineerib lumi.

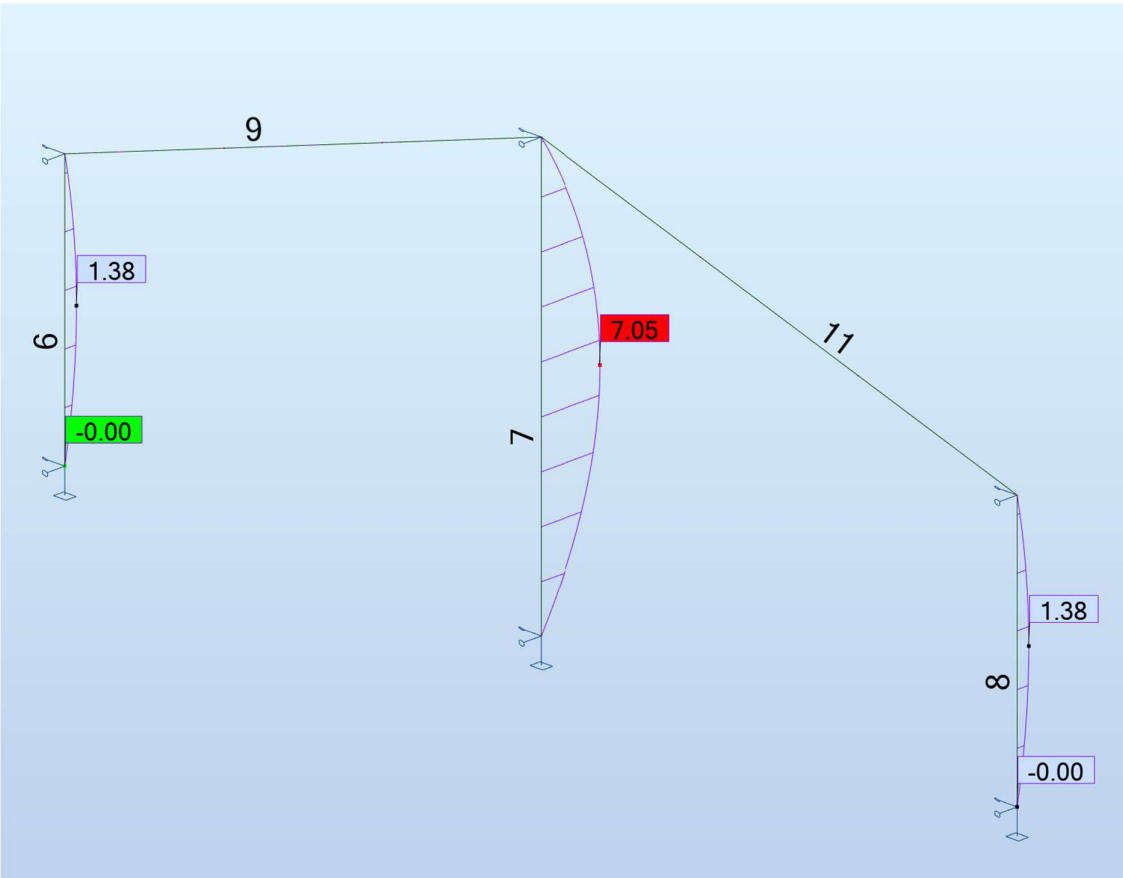


Joonis 3.12 Telje A otsaseina liimpuitraami põikjõu epüür (kN), kui kandepiirseisundis domineerib lumi.

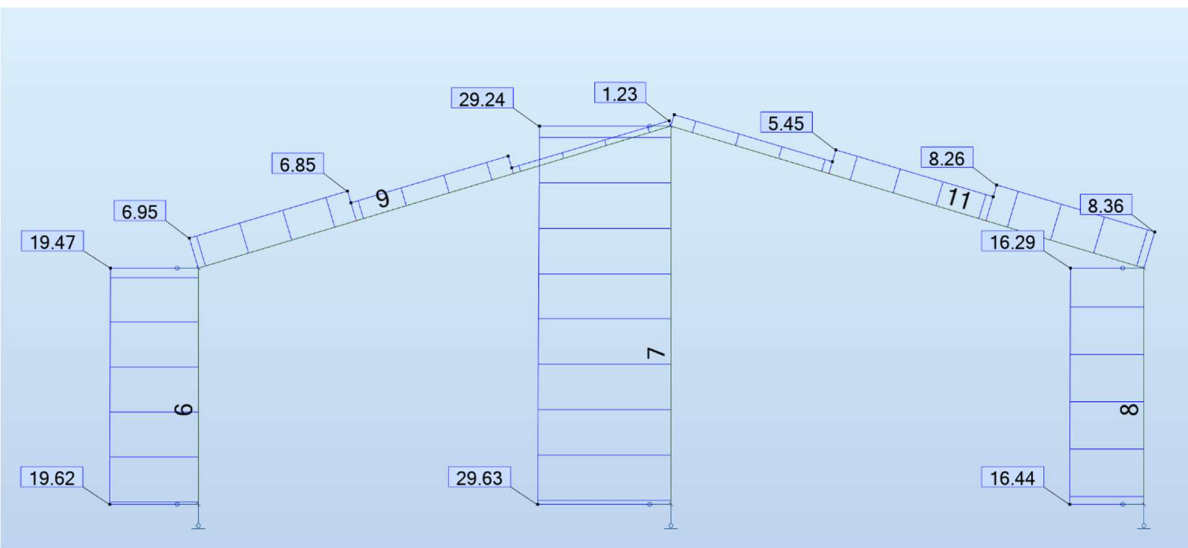
Teljel A otsaseina raami sisejõudude epüürid koormuskombinatsioonis KK3



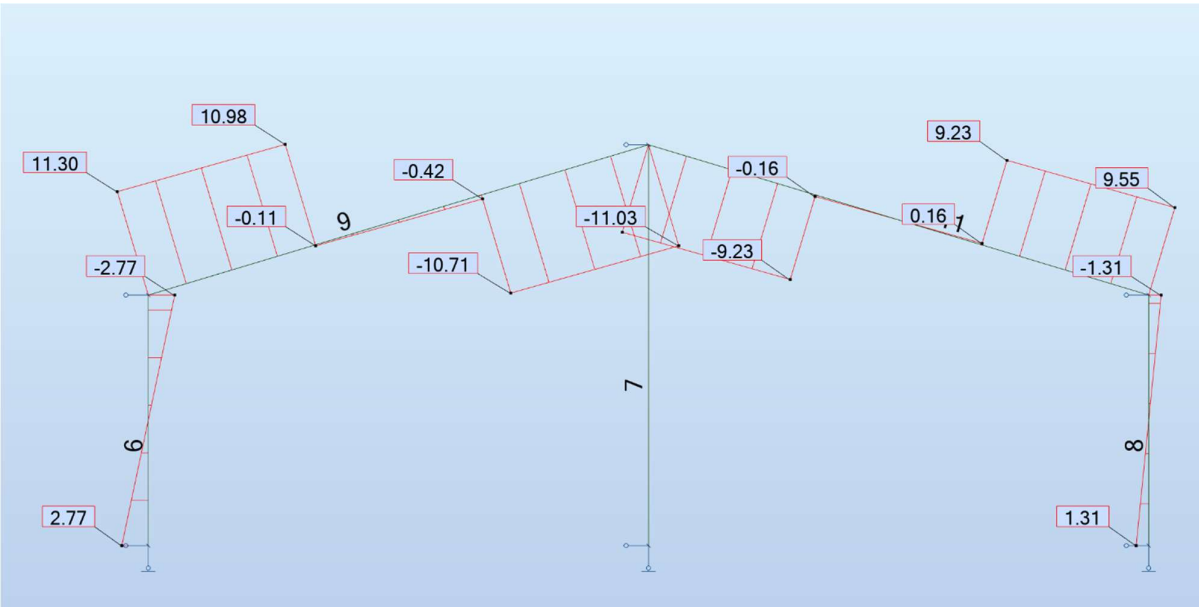
Joonis 3.13 Telje A otsaseina liimpuitraami paindemomendi epüür (kNm), kui kandepiirseisundis domineerib suruv tuul.



Joonis 3.14 Telje A otsaseina liimpuitraami paindemomendi epüür z-telje suhtes (kNm), kui kandepiirteisundis domineerib suruv tuul.



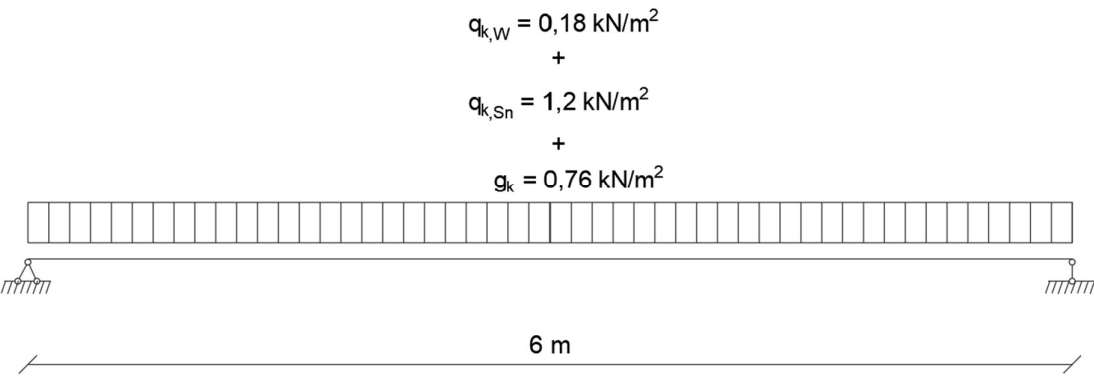
Joonis 3.15 Telje A otsaseina liimpuitraami pikijõu epüür(kN), kui kandepiirteisundis domineerib suruv tuul.



Joonis 3.16 Telje A otsaseina liimpuitraami põikjõu epüür (kN), kui kandepiirseisundis domineerib suruv tuul.

3.2 Liimpuidust katuseroov

Hoonele on projekteeritud katus 17° kaldega. Katus on liimpuittaladest, maksimaalse sammuga 6 m, millele toetuvad liimpuidust katuseroovid. Roovide paigaldamise samm sõltub suuresti neile mõjuvast koormusest. Antud töös valiti liimpuitroovide sammuks 1740 mm, mis sobib katuse omakaalu ja muutuvkoormuste kandmiseks. Roovide ristlõige on 120x320 mm, tugevusklassiga GL28h. Roovid töötavad ühesildeliselt. Joonisel 3.17 on esitatud 6 meetrise sildega liimpuitroovi arvutuskeem, mille järgi on koostatud katuseroovi arvutused.



Joonis 3.17 6 meetrise sildega liimpuitroovi arvutuskeem

3.2.1 Katuseroovi arvutus

Katuseroovide tugevus- ja jäikusomadused:

Kasutusklass – 2

Lamell-liimpuidu omadused GL28h

$$\text{Paindetugevus } f_{m,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Survetugevus pikikiudu } f_{c,0,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Survetugevus ristikiudu } f_{c,90,g,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Nihketugevus } f_{v,g,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Elastsusmoodul pikikiudu } E_{0,g,mean} = 12\,600 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Elastsusmoodul pikikiudu 5\% } E_{0,g,05} = 10\,500 \text{ N/mm}^2$$

Abisuurused:

$$\gamma_{M0} = 1,25$$

$$k_{mod} = 0,9$$

$$k_{def} = 0,8$$

$$\gamma_M = 1,25$$

$$k_m = 0,7 \text{ (täisnurkse ristlõike korral)}$$

$$l_{ef} = \mu \cdot l = 1 \cdot 6000 = 6000 \text{ mm} = 6 \text{ m}$$

ψ_2 -lumekoormuse puhul on 0

3.2.1.1 Roovidele mõjuvad koormused:

Koormused on vastavalt arvutuskeemile, mis on esitatud Joonisel 3.17.

Roovidele rakendatav katuse omakaalukoormus – $g_k = 0,76 \text{ kN/m}^2$

Normatiivne lumekoormus – $q_{k,sn} = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Normatiivne tuulekoormus – $q_{k,W} = 0,18 \text{ kN/m}^2$

Arvutuslik koormus katusele:

$$p_d = 1,2g_k + 1,5q_{k,sn} = 1,2 \cdot 0,76 + 1,5 \cdot 1,2 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,18 = 2,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (3.1)$$

Arvutuslik koormus roovile sammuga $s = 1,74 \text{ m}$:

$$q_d = p_d \cdot s = 2,87 \cdot 1,74 = 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3.2)$$

Leiame arvutusliku koormuse teljesuunalised komponendid vildakpaine arvutuse jaoks.

$$p_{z,d} = q_d \cdot \cos \alpha = 5,00 \cdot \cos 17^\circ = 4,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3.3)$$

$$p_{y,d} = q_d \cdot \sin \alpha = 5,00 \cdot \sin 17^\circ = 1,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3.4)$$

Arvutuslikud paindetugevused:

$$f_{m,z,d} = f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} \quad (3.5)$$

$$f_{m,z,d} = f_{m,y,d} = 0,9 \cdot \frac{28}{1,25} = 20,16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

3.2.1.2 6 m pikkuse sildega roovi arvutus

Ühesildelise roovi teljesuunalise paindemomendi leidmine ühtlaselt jaotatud koormuse korral:

$$M_{z,d} = \frac{p_{y,d} \cdot L^2}{8} = \frac{1,46 \cdot 6^2}{8} = 6,58 \text{ kNm} \quad (3.6)$$

$$M_{y,d} = \frac{p_{z,d} \cdot L^2}{8} = \frac{4,78 \cdot 6^2}{8} = 21,52 \text{ kNm} \quad (3.7)$$

Roovi ristlõike teljesuunalised vastupanumomendid:

$$W_z = \frac{b^2 \cdot h}{6} = \frac{120^2 \cdot 320}{6} = 768,00 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad (3.8)$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{120 \cdot 320^2}{6} = 2048,00 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad (3.9)$$

Arvutuslikud paindepinged z ja y-telje suunas:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z} = \frac{6,58 \cdot 10^6}{768,00 \cdot 10^3} = 8,57 \text{ N/mm}^2 \quad (3.10)$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{21,52 \cdot 10^6}{2048,00 \cdot 10^3} = 10,51 \text{ N/mm}^2 \quad (3.11)$$

Vildakpaine tugevustingimuste kontrollarvutused:

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.12)$$

$$0,7 \cdot \frac{10,51}{20,16} + \frac{8,57}{20,16} = 0,79 \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.13)$$

$$\frac{10,51}{20,16} + 0,7 \cdot \frac{8,57}{20,16} = 0,82 \leq 1$$

Vildakpaine tugevustingimused on täidetud, seega paindekandevõime on tagatud.

Tabelis 3.1 on vastavalt alapeatükile 3.2.1.2 vildakpainele teostatud arvutuste tulemused 4 ja 2 m sildega roovidele.

Tabel 3.1 Vildakpaine tugevusarvutuste väärtused roovidel 4m ja 2m sildega.

	Roovi sille 4 m	Roovi sille 2 m
Painde-moment z-telje suhtes $M_{z,d}$ (kNm)	2,92	0,73
Painde-moment y-telje suhtes $M_{y,d}$ (kNm)	9,56	2,39
z- telje vastupanumoment $\cdot 10^3 \text{ mm}^3$	768	768
y- telje vastupanumoment $\cdot 10^3 \text{ mm}^3$	2048,00	2048,00
z- telje paindepinge N/mm^2	4,67	0,95
y- telje paindepinge N/mm^2	3,81	1,17
Vildakpaine tugevustingimus 1	$0,35 \leq 1$	$0,09 \leq 1$
Vildakpaine tugevustingimus 2	$0,36 \leq 1$	$0,09 \leq 1$

Paindekandevõim on tagatud 4 m ja 2 m sildega roovidel.

3.2.1.3 Kiive kontroll

Roovid töötavad paindele, seega tuleb kontrollida nende kiivet, seetõttu peab olema rahuldatud tingimus:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1, \quad (3.14)$$

Kiivetegur määratakse järgmiselt:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} & , \text{kui } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & , \text{kui } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ & , \text{kui } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (3.15)$$

Kiive kontroll roovil 6 m sildega

Kriitilise paindepinge valem:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} * E_{0,05} \quad (3.16)$$
$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot 120^2}{320 \cdot 6000 \cdot 0,9} \cdot 10500 = 68,25 \frac{N}{mm^2}$$

Suhteline saledus paindel (kiivesaledus):

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,g,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{28}{68,25}} = 0,64 \quad (3.17)$$

Kiivesaledus on väiksem kui 0,75, seega kiivetegur on võrdne 1-ga. $k_{crit} = 1$

Kiive kandevõime kontroll vastavalt valemile (3.14):

$$\frac{10,51}{1 \cdot 20,16} = 0,52 \leq 1$$

Kiivekandevõime on tagatud.

Tabelis 3.2 on vastavalt alapeatükile 3.2.1.3 kiivele teostatud arvutuste tulemused 4 ja 2 m sildega roovidele.

Tabel 3.2 Kiive kontroll roovidel 4 m ja 2 m sildega.

	Roovi sille 4 m	Roovi sille 2 m
Kriitiline paindepinge $\sigma_{m,crit}$ (N/mm ²)	102,38	204,75
Kiivesaledus $\lambda_{rel,m}$	0,52	0,37
Kiivekontroll	0,23 ≤ 1	0,06 ≤ 1

Kiivekandevõime on tagatud.

3.2.1.4 Läbipainde kontroll

Lubatud suurused läbipainetel:

1. Lõplik netoläbipaine alalisest ja muutuvast koormusest

$$w_{net,fin} \leq \frac{L}{200} \quad \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm} \quad (3.18)$$

2. Lõplik läbipaine alalisest ja muutuvast koormusest

$$w_{fin} \leq \frac{L}{150} \quad \frac{6000}{150} = 40 \text{ mm} \quad (3.19)$$

Läbipainde kontroll 6m sildega roovil:

Läbipainet põhjustav koormus alalisest koormusest z ja y-telje suhtes:

$$g_{z,d} = s \cdot \cos \alpha \cdot g_k = 1,74 \cdot \cos 17^\circ \cdot 0,76 = 1,26 \frac{kN}{m} \quad (3.20)$$

$$g_{y,d} = s \cdot \sin \alpha \cdot g_k = 1,74 \cdot \sin 17^\circ \cdot 0,76 = 0,39 \frac{kN}{m} \quad (3.21)$$

Hetkeline läbipaine alalisest koormusest:

$$w_{inst} = \frac{5 \cdot g_k \cdot l_{ef}^4}{384 \cdot E_{mean} \cdot I_{ef}} \quad (3.22)$$

Hetkeline läbipaine z-telje suhtes:

$$w_{G,inst,z} = \frac{5 \cdot 1,26 \cdot 6000^4 \cdot 12}{384 \cdot 12600 \cdot 120 \cdot 320^3} = 5,17 \text{ mm}$$

Hetkeline läbipaine y-telje suhtes:

$$w_{G,inst,y} = \frac{5 \cdot 0,39 \cdot 6000^4 \cdot 12}{384 \cdot 12600 \cdot 120 \cdot 320^3} = 1,58 \text{ mm}$$

Läbipainet põhjustav koormus muutuvast koormusest z ja y-telje suhtes:

$$q_{z,d} = s \cdot \cos \alpha \cdot q_k = 1,74 \cdot \cos 17^\circ \cdot (1,2 + 0,18) = 2,30 \frac{kN}{m} \quad (3.23)$$

$$q_{y,d} = s \cdot \sin \alpha \cdot q_k = 1,74 \cdot \sin 17^\circ \cdot (1,2 + 0,18) = 0,70 \frac{kN}{m} \quad (3.24)$$

Hetkeline läbipaine muutuvast koormusest z ja y-telje suhtes, vastavalt valemile (3.22):

$$w_{Q,inst,z} = \frac{5 \cdot 2,30 \cdot 6000^4 \cdot 12}{384 \cdot 112600 \cdot 120 \cdot 320^3} = 9,39 \text{ mm}$$

$$w_{Q,inst,y} = \frac{5 \cdot 0,70 \cdot 6000^4 \cdot 12}{384 \cdot 112600 \cdot 120 \cdot 320^3} = 2,87 \text{ mm}$$

Lõplik netoläbipaine alalisest ja muutuvast koormusest:

$$w_{net,fin} = w_{G,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{Q,inst} \cdot (1 + \psi_z \cdot k_{def}) \quad (3.25)$$

Lõplik läbipaine alalisest ja muutuvast koormusest z-telje suhtes:

$$w_{z,fin} = 5,17 \cdot (1 + 0,8) + 9,39 \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) = 18,69 \text{ mm}$$

Lõplik läbipaine alalisest ja muutuvast koormusest y-telje suhtes:

$$w_{y,fin} = 1,58 \cdot (1 + 0,8) + 2,87 \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) = 5,71 \text{ mm}$$

Kogu lõplik läbipaine

$$w_{res} = \sqrt{w_{z,fin}^2 + w_{y,fin}^2} = \sqrt{18,69^2 + 5,71^2} = 19,54 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \quad (3.26)$$

Läbipainde tingimus on tagatud.

Tabelis 3.3 on vastavalt alapeatükile 3.2.1.4 läbipaindele teostatud arvutuste tulemused 4 ja 2 m sildega roovidele.

Tabel 3.3 Läbipainde kontroll roovidel 4 m ja 2 m sildega.

	Roovi sille 4 m	Roovi sille 2 m
Alaline koormus z-telje suhtes $g_{z,d}$ (kN/m)	1,26	1,26
Alaline koormus y-telje suhtes $g_{y,d}$ (kN/m)	0,39	0,39

Hetkeline läbipaine alalisest koormusest z-telje suhtes $w_{G,inst,z}$ (mm)	1,02	0,07
Hetkeline läbipaine alalisest koormusest y-telje suhtes $w_{G,inst,y}$ (mm)	0,31	0,02
Muutuv koormus z-telje suhtes $q_{z,d}$ (kN/m)	2,30	2,30
Muutuv koormus y-telje suhtes $q_{y,d}$ (kN/m)	0,70	0,70
Hetkeline läbipaine muutuvast koormusest z-telje suhtes $w_{Q,inst,z}$ (mm)	1,16	0,07
Hetkeline läbipaine muutuvast koormusest y-telje suhtes $w_{Q,inst,y}$ (mm)	0,28	0,02
Lõplik läbipaine z-telje suhtes $w_{z,fin}$ (mm)	3,92	0,14
Lõplik läbipaine y-telje suhtes $w_{y,fin}$ (mm)	1,07	0,07
Kogu lõplik läbipaine w_{res} (mm)	4,07 < 30	0,15 < 30

Läbipainde tingimus on tagatud.

3.3 Liimpuidust talade arvutused

3.3.1 Konstruktsiooni kirjeldus

Käesolevas töös on kasutatud liimpuittalasid tugevusklassiga GL28h. Talad töötavad lihttaladena toetudes liimpuitpostidele. Talade pikkuseks on 5220 mm. Talade ristlõigete mõõdud on võetud vastavalt Arcwood kodulehel pakutavate standardsete liimpuit

mõõtudele.[17] Liimpuidust kandvate talade ristlõigete dimensioneerimiseks ja sisejõudude leidmiseks on kasutatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis. Arvutuste andmetel liimpuittalade ristlõiked otsaseintes on 120x320 mm, ehitise keskel 160x360 ja varikatuse osas 80x120 mm.

Talade arvutustes on arvestatud katusekihtide, roovide ja arvutatavate talade omakaalukoormustega ning konstruktsioonile mõjuvate muutuvkoormustega. Katuse koormused talale kannavad üle roovid, mistõttu talale mõjuvad punktkoormused sammuga 1740 mm.

Allpool esitatud arvutused on tehtud enim koormatud raamile teljel B ja otsaseina raamile teljel A (Joonis 3.1).

Kõik arvutused on tehtud lähtudes standardist EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009.

3.3.2 Liimpuittalade kandevõime kontroll

Liimpuittala tugevus- ja jäikusomadused:

Lamell-liimpuidu omadused GL28h:

$$\text{Paindetugevus } f_{m,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tõmbetugevus } f_{t,0,g,k} = 22,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Survetugevus pikikiudu } f_{c,0,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Survetugevus ristikiudu } f_{c,90,g,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Nihketugevus } f_{v,g,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Elastsusmoodul pikikiudu } E_{0,g,mean} = 12\,600 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Elastsusmoodul pikikiudu 5\% } E_{0,g,05} = 10\,500 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Elastsusmoodul ristikiudu } E_{90,g,mean} = 300 \text{ N/mm}^2$$

Elastsusmoodul ristikiudu 5% $E_{90,g,05} = 250 \text{ N/mm}^2$

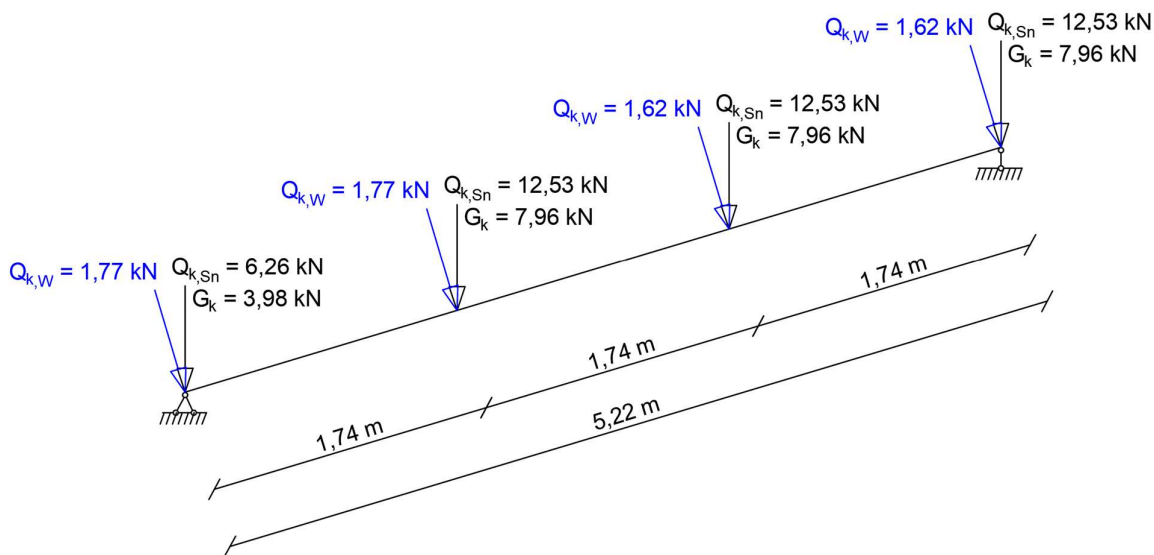
Abisuurused:

$$\gamma_{M0} = 1,25$$

$$k_{mod} = 0,9$$

3.3.2.1 Liimpuidust teljel B kandva raami tala ristlõikega 160x360 mm arvutus

Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiirseisunid koormuskombinatsioon, kus lumi on domineeriv (KK2). Talale mõjuvad katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga. Joonisel 3.18 on esitatud enim koormatud raami liimpuittala arvutuskeem.



Joonis 3.18 Telje B enim koormatud raami kandetala arvutuskeem

Mõjuvad sisejõud vastavalt Joonisele 3.3, 3.4 ja 3.5:

$$M_y = 50,94 \text{ kNm},$$

$$N_x = -2,62 \text{ kN (mõjub tõmbejõud)},$$

$$V_{res} = -28,94 \text{ kN}$$

Peatala paindekandevõime leidmine

Liimpuidu ristlõikele, mille kõrgus paindel või laius tõmbel on väiksem kui 600 mm, suurendatakse prEN 1194 normtugevusi $f_{m,k}$ ja $f_{t,0,k}$ teguriga k_h [9]:

Painde normtugevus:

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} (600/h)^{0,1} \\ 1,1 \end{array} \right. \quad (3.27)$$

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} (600/360)^{0,1} = 1,05 \rightarrow \min \\ 1,1 \end{array} \right.$$

Tõmbe normtugevus:

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} (600/b)^{0,1} \\ 1,1 \end{array} \right. \quad (3.28)$$

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} (600/160)^{0,1} = 1,14 \\ 1,1 \rightarrow \min \end{array} \right.$$

Kontroll nõtketele ja paindele

Ristlõike arvutuslik pindala:

$$A = h \cdot b = 160 \cdot 360 = 57600 \text{ mm}^2 \quad (3.29)$$

Inertsimoment y-telje suhtes:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{160 \cdot 360^3}{12} = 62,21 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \quad (3.30)$$

Inertsiraadiuse leidmine:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{62,21 \cdot 10^7}{57600}} = 103,92 \text{ mm} \quad (3.31)$$

Ühesildelisel vardal tala efektiivpikkus l_{ef} leitakse:

$$l_{ef} = 1,0 \cdot s = 1,0 \cdot 5220 = 5220 \text{ mm} \quad (3.32)$$

Saledus y-telje suhtes:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{5220}{103,92} = 50,23 \text{ mm} \quad (3.33)$$

Suhtelise saleduse leidmine:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{E_{0,g,05}}} = \frac{50,23}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{28 \cdot 10^3}{10500 \cdot 10^3}} = 0,83 \quad (3.34)$$

Ebastabiilsust arvestatavad tegurid:

Nõtketeguri $k_{c,y}$ leidmine:

Liimpuidu ja spoonliimpuidu puhul on $\beta_c = 0,1$. [1]

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (3.35)$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (0,83 - 0,3) + 0,83^2) = 0,87$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,87 + \sqrt{0,87^2 - 0,83^2}} = 0,88 \quad (3.36)$$

Ristlõike arvutuslik vastupanumoment y-telje suhtes:

$$W_{y,d} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{160 \cdot 360^2}{6} = 34,56 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \quad (3.37)$$

Kontroll tõmbele koos paindega:

Täisnurkse ristlõike korral $k_m = 0,7$

Elemendile mõjuv tõmbepinge:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{x,d}}{A} = \frac{2,62 \cdot 10^3}{57600} = 0,05 \text{ MPa} \quad (3.38)$$

Elemendile mõjuv paindepinge y-telje suhtes

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}} = \frac{50,94 \cdot 10^6}{34,56 \cdot 10^5} = 14,74 \text{ MPa} \quad (3.39)$$

Arvutuslikud tõmbe- ja paindetugevused pikikiudu:

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,g,k} \cdot k_h}{\gamma_{M0}} = 0,9 \cdot \frac{22,3 \cdot 1,1}{1,25} = 17,66 \text{ MPa} \quad (3.40)$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k} \cdot k_h}{\gamma_{M0}} = 0,9 \cdot \frac{28 \cdot 1,05}{1,25} = 21,22 \text{ MPa} \quad (3.41)$$

Saleda varda tõmbele koos paindega peavad olema tagatud tingimused:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.42)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.43)$$

Paindemomenti z-telje suhtes ei esine, seega kandevõime kontroll teostatakse järgmiselt:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.44)$$

$$\frac{0,05}{17,66} + \frac{14,74}{21,22} = 0,69 \leq 1$$

Tõmbe- ja paindekandevõime on tagatud.

Kontroll põikjõule

Arvutuslik nihketugevus:

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_{M0}} = 0,9 \cdot \frac{3,5}{1,25} = 2,52 \text{ MPa} \quad (3.45)$$

Ristlõike efektiivlaidus:

Teguri k_{cr} liimpuidu jaoks soovituslik väärtus on 0,67 [1]

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 160 = 107,2 \text{ mm} \quad (3.46)$$

Arvutuslik nihkepinge:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V}{b_{ef} \cdot h} = \frac{1,5 \cdot -28,94 \cdot 10^3}{107,2 \cdot 360} = -1,12 \text{ MPa} \quad (3.47)$$

Kontroll nihkele:

Nihkekandevõime jaoks peab olema rahuldatud tingimus:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (3.48)$$
$$\frac{-1,12}{2,52} = 0,45 \leq 1$$

Nihkekandevõime on tagatud.

Kontroll läbipaindele

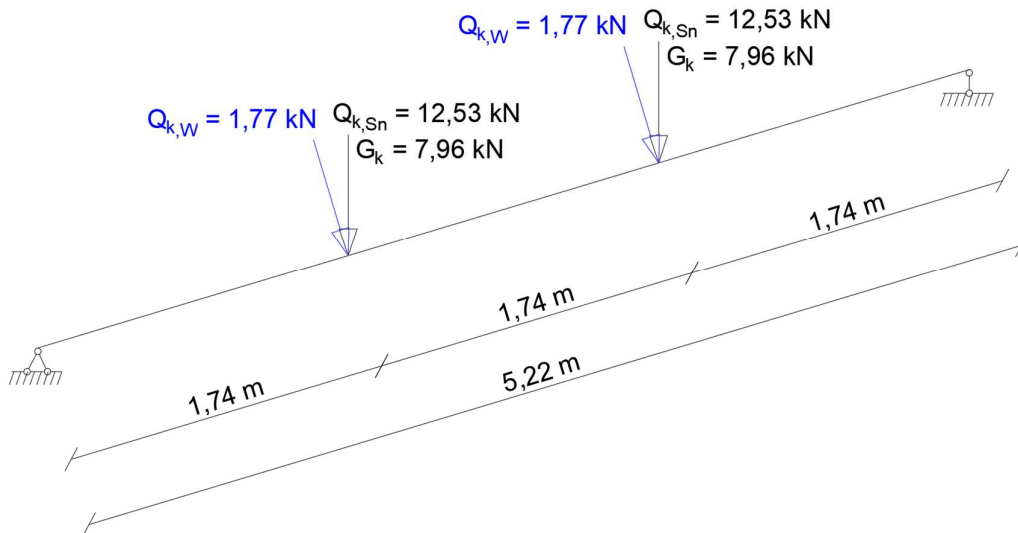
Läbipainde arvutustes on kasutatud liimpuittala omakaalu ja talale toetuvate katuse kihtide punktkoormust, mis kandub roovidelt üle talale. Joonisel 3.19 on esitatud tala arvutusskeem, vastavalt millele koostatakse läbipainde kontroll.

Liimpuittala omakaal $g_k = 0,06 \cdot 6 = 0,36 \frac{kN}{m}$

Talale rakenduv katuse omakaalukoormus $G_k = 7,96 \text{ kN}$

Normatiivne lumekoormus $Q_{k,Sn} = 12,53 \text{ kN}$

Normatiivne tuulekoormus $Q_{k,W} = 1,77 \text{ kN}$



Joonis 3.19 Liimpuittala arvutuskeem teljel B.

Hetkeline läbipaine tala omakaalust:

$$w_{inst} = \frac{5 \cdot q \cdot l_{ef}^4}{384 \cdot E_{mean} \cdot I_{ef}}$$

$$w_{G,inst} = \frac{5 \cdot 0,36 \cdot 5220^4 \cdot 12}{384 \cdot 12600 \cdot 160 \cdot 360^3} = 0,44 \text{ mm}$$

Hetkeline läbipaine katuse omakaalust:

$$\delta = \frac{Pa}{48EI} \cdot (3L^2 - 4a^2) \quad (3.49)$$

$$\delta_G = \frac{(7,96) \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 1740 \cdot 12}{48 \cdot 12600 \cdot 160 \cdot 360^3} \cdot (3 \cdot 5220^2 - 4 \cdot 1740^2) = 5,13 \text{ mm}$$

$$\delta_Q = \frac{(12,53 + 1,77) \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 1740 \cdot 12}{48 \cdot 12600 \cdot 160 \cdot 360^3} \cdot (3 \cdot 5220^2 - 4 \cdot 1740^2) = 9,21 \text{ mm}$$

Läbipaine δ peab jääma lubatud piiridesse

$$\delta \leq \frac{L}{300} \quad \frac{5220}{300} = 17,40 \text{ mm} \quad (3.50)$$

$$\delta = 0,44 + 5,13 + 9,21 = 14,78 \text{ mm} < 17,40 \text{ mm}$$

Lõplik läbipaine δ_{max} peab jääma lubatud piiridesse

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{200} \quad \frac{5220}{200} = 26,1 \text{ mm} \quad (3.51)$$

$$\delta_{max} = w_{G,inst} \cdot (1 + k_{def}) + \delta_G \cdot (1 + k_{def}) + \delta_Q \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) \quad (3.52)$$

$$\delta_{max} = 0,44 \cdot (1 + 0,8) + 5,13 \cdot (1 + 0,8) + 9,21 \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) = 19,24 \text{ mm} < 26,10 \text{ mm}$$

Läbipaine on lubatud piirides.

3.3.2.2 Liimpuidust otsaseina kandvaraami tala ristlõikega 120x320 mm arvutus

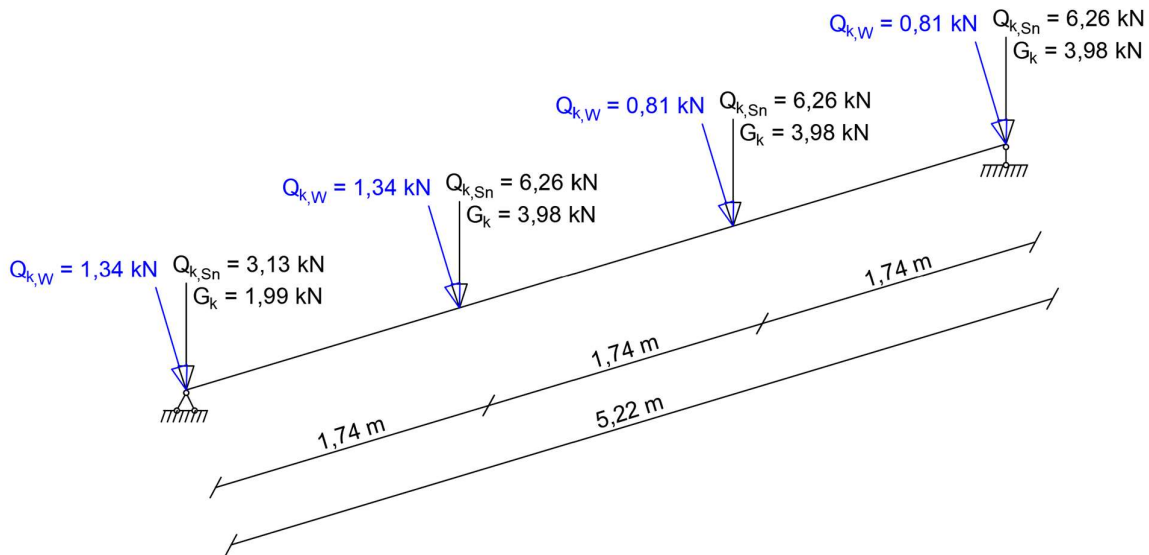
Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiiriseisunid koormuskombinatsioon, kus lumi on domineeriv (KK2). Joonisel 3.20 on esitatud otsaseina raami liimpuittala arvutuskeem.

Mõjuvad sisejõud vastavalt Joonisele 3.9, 3.11 ja 3.12:

$$M_y = 26,04 \text{ kNm},$$

$$N_{xd} = 6,39 \text{ kN (mõjub survejõud)},$$

$$V_{res} = 14,77 \text{ kN}$$



Joonis 3.20 Telje A otsaseina raami liimpuidust kandetala arvutuskeem

Peatala paindekandevõime leidmine

Liimpuidu ristlõikele, mille kõrgus paindel või laius tõmbel on väiksem kui 600 mm, suurendatakse prEN 1194 normtugevusi $f_{m,k}$ ja $f_{t,0,k}$ teguriga k_h [9]:

k_h leitakse vastavalt valemile (3.27):

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} (600/320)^{0,1} = 1,06 \rightarrow \min \\ 1,1 \end{array} \right.$$

Kontroll nõtketele ja paindele

Ristlõike arvutuslik pindala (3.29):

$$A = 320 \cdot 120 = 38400 \text{ mm}^2$$

Inertsimoment y-telje suhtes (3.30):

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{120 \cdot 320^3}{12} = 32,77 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

Inertsiraadiuse leidmine (3.31):

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{32,77 \cdot 10^7}{38400}} = 92,38 \text{ mm}$$

Suhteliste saleduste leidmine:

$$l_{ef} = 1,0 \cdot 5220 = 5220 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{5220}{92,38} = 56,51 \text{ mm}$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{E_{0,g,05}}} = \frac{56,51}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{28 \cdot 10^3}{10500 \cdot 10^3}} = 0,93$$

Ebastabiilsust arvestatavad tegurid:

Nõtketeguri $k_{c,y}$ leidmine (3.36):

Liimpuidu ja spoonliimpuidu puhul on $\beta_c = 0,1$. [9]

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

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (0,93 - 0,3) + 0,93^2) = 0,96$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,96 + \sqrt{0,96^2 - 0,93^2}} = 0,82$$

Ristlõike arvutuslik vastupanumoment y -telje suhtes (3.37):

$$W_{y,d} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{120 \cdot 320^2}{6} = 20,48 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

Kontroll nõtketele koos paindega:

Täisnurkse ristlõike korral $k_m = 0,7$

Elemendile mõjuv survepinge:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{x,d}}{A} = \frac{6,39 \cdot 10^3}{38400} = 0,17 \text{ MPa} \quad (3.53)$$

Elemendile mõjuv paindepinge y-telje suhtes (3.39):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}} = \frac{26,04 \cdot 10^6}{20,48 \cdot 10^5} = 12,71 \text{ MPa}$$

Arvutuslikud surve- ja paindetugevused pikikiudu:

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_{M0}} = 0,9 \cdot \frac{28}{1,25} = 20,16 \text{ MPa} \quad (3.54)$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k} \cdot k_h}{\gamma_{M0}} = 0,9 \cdot \frac{28 \cdot 1,06}{1,25} = 21,47 \text{ MPa}$$

Saleda varda survele koos paindega peavad olema tagatud tingimused (3.42) ja (3.43):

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

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

Paindemomenti z-telje suhtes ei esine, seega kandevõime kontroll teostatakse järgmiselt (3.44):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.55)$$

$$\frac{0,17}{0,82 \cdot 20,16} + \frac{12,71}{21,47} = 0,60 \leq 1$$

Surve- ja paindekandevõime on tagatud.

Kontroll põikjõule

Arvutuslik nihketugevus (3.45):

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_{M0}} = 0,9 \cdot \frac{3,5}{1,25} = 2,52 \text{ MPa}$$

Ristlõike efektiivlaidus (3.46):

Teguri k_{cr} liimpuidu jaoks soovituslik väärtus on 0,67 .[1]

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 120 = 80,4 \text{ mm}$$

Arvutuslik nihkepinge (3.47):

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V}{b_{ef} \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 14,77 \cdot 10^3}{80,4 \cdot 320} = 0,86 \text{ MPa}$$

Kontroll nihkele:

Nihkekandevõime jaoks peab olema rahuldatud tingimus (3.48):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$
$$\frac{0,86}{2,52} = 0,34 \leq 1$$

Nihkekandevõime on tagatud.

Läbipainde kontroll

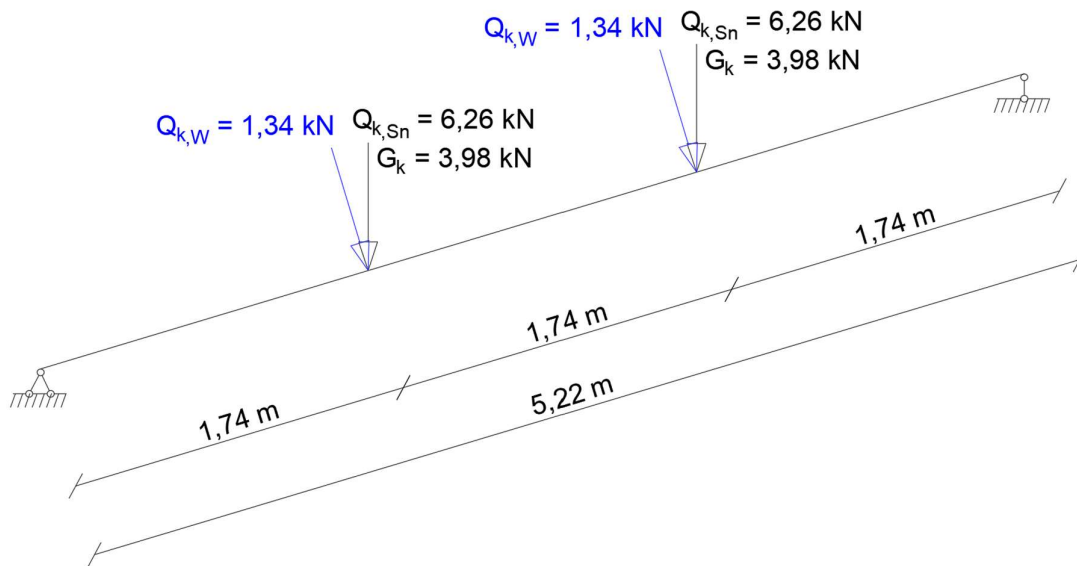
Läbipainde arvutustes on kasutatud liimpuittala omakaalu ja talale toetuvate katuse kihtide punktkoormust, mis kandub roovidelt üle talale. Joonisel 3.21 on esitatud tala arvutuskeem, vastaval millele koostatakse läbipainde kontroll.

$$\text{Liimpuittala omakaal } g_k = 0,06 \cdot 6 = 0,36 \frac{kN}{m}$$

Talale rakenduv katuse omakaalukoormus $G_k = 7,96 \text{ kN}$

Normatiivne lumekoormus $Q_{k,Sn} = 12,53 \text{ kN}$

Normatiivne tuulekoormus $G_{k,W} = 1,77 \text{ kN}$



Joonis 3.21 Liimpuittala arvutuskeem teljel A.

Tabelis 3.4 on vastavalt alapeatükile 3.3.2.1 läbipaindele teostatud arvutuste tulemused otsaseina kandetalale ristlõukega 120x320 mm.

Tabel 3.4 Liimpuittala 120x320 läbipainde kontroll

	$w_{G,inst}$ (mm)	δ_G (mm)	δ_Q (mm)	δ (mm)	δ_{max} (mm)
Tala 120x320 mm	0,22	2,56	4,90	7,68 < 17,40	9,91 < 26,10

Läbipaine on lubatud piirides.

3.4 Liimpuidust postide arvutused

3.4.1 Konstruktsiooni kirjeldus

Hoone kandvad postid on liimpuidust, tugevusklassiga GL28h. Posti ühendused vundamendiga ja katusetaladega on lahendatud liigendühendustena. Antud töös sõlmede arvutusi ei esitata. Postide ristlõigete mõõdud on võetud vastavalt Arcwood kodulehel pakutavate liimpuit mõõtudele.[17] Liimpuitpostide sisejõudude leidmiseks ja ristlõigete dimensioneerimiseks on kasutatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis. Dimensioneerimise tulemusena on enim koormatud raami välimiste postide ristlõiked 160x160 mm kõrgusega 2,5 m ja keskmise posti ristlõige on 120x160 mm kõrgusega 4 m. Otsaseinte välimised postid on ristlõikega 100x120 mm kõrgusega 2,5 m ning keskmine post on ristlõikega 140x140 mm kõrgusega 4 m. Varikatuse nurgapostid on ristlõikega 80x120 mm kõrgusega 2,5 m ning keskmised postid on ristlõikega 120x100 mm kõrgusega 3,5 m.

Postid kaetakse väljastpoolt *sandwich*-paneelidega. Kergpaneelide nõuete kohaselt peab paneelide toetuspind olema vähemalt 50 mm ning paneelide vaheline vuuk peab olema 20 mm. Vastavalt sellele posti laius peab olema paremal juhul vähemalt 150 mm.[13] ja [14] Käesolevas töös kergpaneeli tingimuste tõttu on konstruktsiooni enim koormatud raami välimised liimpuitpostid üledimensioneeritud.

Postide arvutustel on arvestatud koormustega, mis kanduvad üle konstruktsiooni taladest postidele ja seinale mõjuva tuulekoormusega.

Allpool esitatud arvutused on tehtud ainult enim koormatud ja otsaseina raamile.

Kõik arvutused on vastavalt standardile EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009.

3.4.2 Liimpuitposti kandevõime kontroll

Liimpuitposti tugevus- ja jäikusomadused:

Lamell-liimpuidu omadused GL28h:

Paindetugevus $f_{m,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$

Tõmbetugevus $f_{t,0,g,k} = 22,3 \text{ N/mm}^2$

Survetugevus pikikiudu $f_{c,0,g,k} = 28 \text{ N/mm}^2$

Survetugevus ristikiudu $f_{c,90,g,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$

Nihketugevus $f_{v,g,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$

Elastsusmoodul pikikiudu $E_{0,g,mean} = 12\,600 \text{ N/mm}^2$

Elastsusmoodul pikikiudu 5% $E_{0,g,05} = 10\,500 \text{ N/mm}^2$

Elastsusmoodul ristikiudu $E_{90,g,mean} = 300 \text{ N/mm}^2$

Elastsusmoodul ristikiudu 5% $E_{90,g,05} = 250 \text{ N/mm}^2$

Abisuurused:

$$\gamma_{M0} = 1,25$$

$$k_{mod} = 0,9$$

3.4.2.1 Liimpuidust telje B kandva raami välimise posti ristlõikega 160x160 mm arvutus

Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiirseisundi koormuskombinatsioon, kus tuul on domineeriv (KK3). Postile kandub üle katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga.

Sisejõud postides vastavalt Joonisele 3.6 ja 3.7:

$$M_{yd} = 3,47 \text{ kNm},$$

$$N_x = 33,12 \text{ kN},$$

Kandevõime kontroll

Liimpuidu ristlõikele, mille kõrgus paindel või laius tõmbel on väiksem kui 600 mm, suurendatakse prEN 1194 normtugevusi $f_{m,k}$ ja $f_{t,0,k}$ teguriga k_h : [1]

k_h leiame eelmainitud valemiga (3.27).

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} (600/160)^{0,1} = 1,14 \\ 1,1 \rightarrow \min \end{array} \right.$$

Ristlõike arvutuslik pindala (3.29):

$$A = h \cdot b = 160 \cdot 160 = 25600 \text{ mm}^2$$

Inertsimoment y-telje suhtes (3.30):

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{160 \cdot 160^3}{12} = 5,46 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

Inertsiraadius y-telje suhtes (3.31):

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5,46 \cdot 10^7}{25600}} = 46,19 \text{ mm}$$

Posti nõtkepikkus:

$$l_{ef} = l = 2500 = 2500 \text{ mm}$$

Saledus y-telje suhtes (3.33):

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{2500}{46,19} = 54,13 \text{ mm}$$

Suhteline saledus y-telje suhtes (3.34):

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{E_{0,g,05}}} = \frac{54,13}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{28 \cdot 10^3}{10500 \cdot 10^3}} = 0,89$$

Ebastabiilsust arvestatavad tegurid

Liimpuidu ja spoonliimpuidu puhul on $\beta_c = 0,1$. [1]

Ebastabiilsustegur k_y :

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (0,89 - 0,3) + 0,89^2) = 0,93$$

Nõtketegur $k_{c,y}$ (3.36):

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,93 + \sqrt{0,93^2 - 0,89^2}} = 0,85$$

Kontroll survele ja paindele

Ristlõike arvutuslik vastupanumoment y -telje suhtes (3.37):

$$W_{y,d} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{160 \cdot 160^2}{6} = 6,83 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

Täisnurkse ristlõike korral $k_m = 0,7$

Elemendile mõjuv survepinge (3.53):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{x,d}}{A} = \frac{33,12 \cdot 10^3}{25600} = 1,29 \text{ MPa}$$

Elemendile mõjuv paindepinge y -telje suhtes (3.39):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}} = \frac{3,47 \cdot 10^6}{6,83 \cdot 10^5} = 5,08 \text{ MPa}$$

Ekstsentrilisusest põhjustatud paindemoment:

Arvestame eksentrilisuseks poole posti ristlõike kõrgusest tala sihis.

$$e = \frac{h}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ mm} \quad (3.56)$$

Paindemoment leitakse:

$$M_e = e \cdot N_x = 80 \cdot 10^{-3} \cdot 33,12 = 2,65 \text{ kNm} \quad (3.57)$$

Paindepinge ekstsentrilisusest:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_e}{W_{y,d}} = \frac{2,64 \cdot 10^6}{6,83 \cdot 10^5} = 3,88 \text{ MPa} \quad (3.58)$$

Arvutuslikud surve- ja paindetugevused pikikiudu (3.54) ja (3.41):

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_{M0}} = 0,9 \cdot \frac{28}{1,25} = 20,16 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k} \cdot k_h}{\gamma_{M0}} = 0,9 \cdot \frac{28 \cdot 1,1}{1,25} = 22,18 \text{ MPa}$$

Saleda varda survele koos paindega peavad olema tagatud tingimused (3.42) ja (3.43):

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

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

Paindemomenti z-telje suhtes ei esine, seega kandevõime kontroll teostatakse järgmiselt (3.55):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{1,29}{0,85 \cdot 20,16} + \frac{3,88}{22,18} = 0,25 \leq 1$$

Surve- ja paindekandevõime on tagatud.

3.4.2.2 Liimpuidust telje B kandva raami sisemise posti ristlõikega 120x160 mm arvutus

Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiiriseundi koormuskombinatsioon, kus lumi on domineeriv (KK2). Postile kandub üle katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga.

Sisejõud keskmises postis vastavalt Joonisele 3.4:

$$N_x = 90,78 \text{ kN}$$

Kandevõime kontroll:

Ristlõike arvutuslik pindala (3.29):

$$A = h \cdot b = 160 \cdot 120 = 19200 \text{ mm}^2$$

Inertsimoment y-telje suhtes (3.30):

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{120 \cdot 160^3}{12} = 4,10 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

Inertsimoment z-telje suhtes:

$$I_z = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{120^3 \cdot 160}{12} = 2,30 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \quad (3.59)$$

Inertsiraadius y-telje suhtes (3.31):

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4,10 \cdot 10^7}{19200}} = 46,19 \text{ mm}$$

Inertsiraadius z-telje suhtes:

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2,30 \cdot 10^7}{19200}} = 34,64 \text{ mm} \quad (3.60)$$

Posti nõtkepikkus:

$$l_{ef} = l = 4000 \text{ mm}$$

Saledus y-telje suhtes (3.33):

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{4000}{46,19} = 86,60 \text{ mm}$$

Saledus z-telje suhtes:

$$\lambda_z = \frac{l_{ef}}{i_z} = \frac{4000}{34,64} = 115,47 \text{ mm} \quad (3.61)$$

Saledus on z-telje sihis suurem, seega kontrollime nõtkumist z-telje suhtes.

Suhteline saledus z-telje suhtes:

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{E_{0,g,05}}} = \frac{115,47}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{28 \cdot 10^3}{10500 \cdot 10^3}} = 1,90 \quad (3.62)$$

Ebastabiilsust arvestatavad tegurid

Liimpuidu ja spoonliimpuidu puhul on $\beta_c = 0,1$. [1]

Ebastabiilsustegurid k_z ja k_y (3.35):

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (3.63)$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,90 - 0,3) + 1,90^2) = 2,38$$

Nõtketegur $k_{c,z}$:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{2,38 + \sqrt{2,38^2 - 1,90^2}} = 0,26 \quad (3.64)$$

Arvutuslikud survetugevused pikikiudu (3.53):

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_{M0}} = 0,9 \cdot \frac{28}{1,25} = 20,16 \text{ MPa} \quad (3.65)$$

Arvutuslik survepinge (3.53):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{x,d}}{A} = \frac{90,78 \cdot 10^3}{19200} = 4,73 \text{ MPa}$$

Stabiilsus kontroll:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{F_{c,d}/A_h}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (3.66)$$

$$\frac{4,73}{0,26 \cdot 20,16} = 0,90 \leq 1$$

Posti survekandevõime on tagatud.

Ekstsentrilisusest põhjustatud paindemoment:

Arvestame eksentrilisuseks pool posti ristlõike kõrgusest tala sihis. (3.56)

$$e = \frac{h}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ mm}$$

Paindemoment z-telje suhtes leitakse (3.57):

$$M_{z,e} = e \cdot N_x = 80 \cdot 10^{-3} \cdot 90,78 = 7,26 \text{ kNm}$$

Paindepinge ekstsentrilisusest:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,e}}{W_{z,d}} = \frac{7,28 \cdot 10^6}{3,84 \cdot 10^5} = 0,19 \text{ MPa} \quad (3.67)$$

Kontroll survele koos paindega (3.41):

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k} \cdot k_h}{\gamma_{M0}} = 0,9 \cdot \frac{28 \cdot 1,1}{1,25} = 22,18 \text{ MPa}$$

Survel koos paindega peavad olema tagatud tingimused (3.42) ja (3.43):

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

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

Kandevõime kontroll z-telje suhtes teostatakse järgmiselt (3.55):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{4,73}{0,85 \cdot 20,16} + \frac{0,19}{22,18} = 0,90 \leq 1$$

Surve- ja paindekandevõime on tagatud.

3.4.2.3 Liimpuidust otsaseina kandv raami välimise posti ristlõikega 100x120 mm arvutus

Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiiriseundi koormuskombinatsioon, kus tuul on domineeriv (KK3). Postile kandub üle katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga.

Mõjuvad sisejõud vastavalt Joonisele 3.13, 3.14 ja 3.15:

$$M_y = 1,73 \text{ kNm}$$

$$M_z = 1,38 \text{ kNm}$$

$$N_x = 19,54 \text{ kN}$$

Tabelis 3.5 on vastavalt alapeatükile 3.4.2.1 tugevusarvutustele teostatud arvutuste tulemused otsaseina äärmisele postile 100x120 mm.

Tabel 3.5 Liimpuitposti 100x120 tugevsuarvutus tulemused.

k_n	1,1
Ristlõike arvutuslik pindala A (mm ²)	12000
Inertsimoment y-telje suhtes I_y (mm ⁴)	$1,44 \cdot 10^7$
Inertsimoment z-telje suhtes I_z (mm ⁴)	$1,00 \cdot 10^7$
Inertsiraadius y-telje suhtes i_y (mm)	34,64
Inertsiraadius z-telje suhtes i_z (mm)	28,87
Posti nõtkepikkus l_{ef} (mm)	2500
Posti saledus y-telje suhtes λ_y (mm)	72,17
Posti saledus z-telje suhtes λ_z (mm)	86,60

Posti suhteline saledus y-telje suhtes $\lambda_{rel,y}$	1,19
Posti suhteline saledus z-telje suhtes $\lambda_{rel,z}$	1,42
Ebastabiilsustegur y-telje suhtes k_y	1,25
Ebastabiilsustegur z-telje suhtes k_z	1,57
Nõtketegur y-telje suhtes k_{cy}	0,61
Nõtketegur z-telje suhtes k_{cz}	0,45
Vastupanumoment y-telje suhtes $W_{y,d}$ (mm ³)	$2,40 \cdot 10^5$
Vastupanumoment z-telje suhtes $W_{z,d}$ (mm ³)	$2,00 \cdot 10^5$
Ekstsentrilisus e (mm)	60
Ekstsentrilisusest põhjustatud paindemoment M_e (kNm)	1,17
Survepinge $\sigma_{c,0,d}$ (Mpa)	1,63
Paindepinge y-telje suhtes $\sigma_{m,y,d}$ (Mpa)	7,21
Paindepinge ekstsentrilisusest z-telje suhtes $\sigma_{m,z,d}$ (Mpa)	6,90
Survetugevus $f_{c,0,d}$ (Mpa)	20,16
Paindetugevus y-telje suhtes $f_{m,y,d}$ (Mpa)	22,18
Paindetugevus z-telje suhtes $f_{m,z,d}$ (Mpa)	22,18
Tingimus 1 y-telje sihis	$0,64 \leq 1$
Tingimus 2 z-telje sihis	$0,67 \leq 1$

Surve- ja paindekandevõime on tagatud.

3.4.2.4 Liimpuidust otsaseina kandva raami keskmise posti ristlõikega 140x140 mm arvutus

Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiirseisundi koormuskombinatsioon, kus lumi on domineeriv (KK3). Postile kandub üle katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga.

Mõjuvad sisejõud vastavalt Joonisele 3.14 ja 3.15.

$$M_z = 7,05 \text{ kNm}$$

$$N_x = 29,56 \text{ kN}$$

Tabelis 3.6 on vastavalt alapeatükile 3.4.2.1 tugevusarvutustele teostatud arvutuste tulemused otsaseina keskmise postile 140x140 mm.

Tabel 3.6 Liipuitposti 140x140 tugevusarvutus tulemused

K_h	1,1
Ristlõike arvutuslik pindala A (mm ²)	19600
Inertsimoment z-telje suhtes I_z (mm ⁴)	3,20
Inertsiraadius y-telje suhtes i_y (mm)	40,41
Inertsiraadius z-telje suhtes i_z (mm)	40,41
Posti nõtkepikkus l_{ef} (mm)	4000
Posti saledus z-telje suhtes λ_z (mm)	98,97
Posti suhteline saledus z-telje suhtes $\lambda_{rel,z}$	1,63
Ebastabiilsustegur z-telje suhtes k_z	1,89
Nõtketegur z-telje suhtes k_{cz}	0,35
Vastupanumoment z-telje suhtes $W_{z,d}$ (mm ³)	$4,57 \cdot 10^5$
Ekstsentrilisus e (mm)	70
Ekstsentrilisusest põhjustatud paindemoment M_e (kNm)	2,05
Survepinge $\sigma_{c,0,d}$ (Mpa)	1,51

Paindepinge ekstsentrilisusest z-telje suhtes $\sigma_{m,z,d}$ (Mpa)	4,52
Survetugevus $f_{c,0,d}$ (Mpa)	20,16
Paindetugevus z-telje suhtes $f_{m,z,d}$ (Mpa)	22,18
Tingimus 2 z-telje sihis	$0,36 \leq 1$

Surve- ja paindekandevõime on tagatud.

4. VARIANT 2 – TERASEST KONSTRUKTSIOONI ARVUTUSED

Antud peatükk keskendub lahendusele, kus hoone kandevkonstruktsioonid on teraselementidest. Talad ja postid on nelikanttoru profiilist. Konstruktsiooni postide ja talade dimensioneerimiseks kasutati programmi Robot Structural Analysis. Arvutusskeemile mõjuvad koormused, nagu konstruktsiooni omakaal, lumekoormus ja tuulekoormus, on eelnevalt välja arvuatud ning välja toodud peatükis (2. Koormused). Leitud koormused rakendatakse programmis koostatud arvutusskeemile, mille järel koostatakse käsitsi või automaatselt koormuskombinatsioonid nii kande- kui kasutuspiir seisundis. Iga elementidele määratakse ristlõige ja selle materjal. Robotis peab samuti määrama, mis tüüpi elementidega on tegemist ja mis on selle toetingimused. Seejärel Robot arvutab elementide kandevõimed ning selgitab välja, kas tala või post suudab vastu võtta neile rakenduvad koormused. Kõik kandvad konstruktsioonelemendid on tugevusklassiga S355.

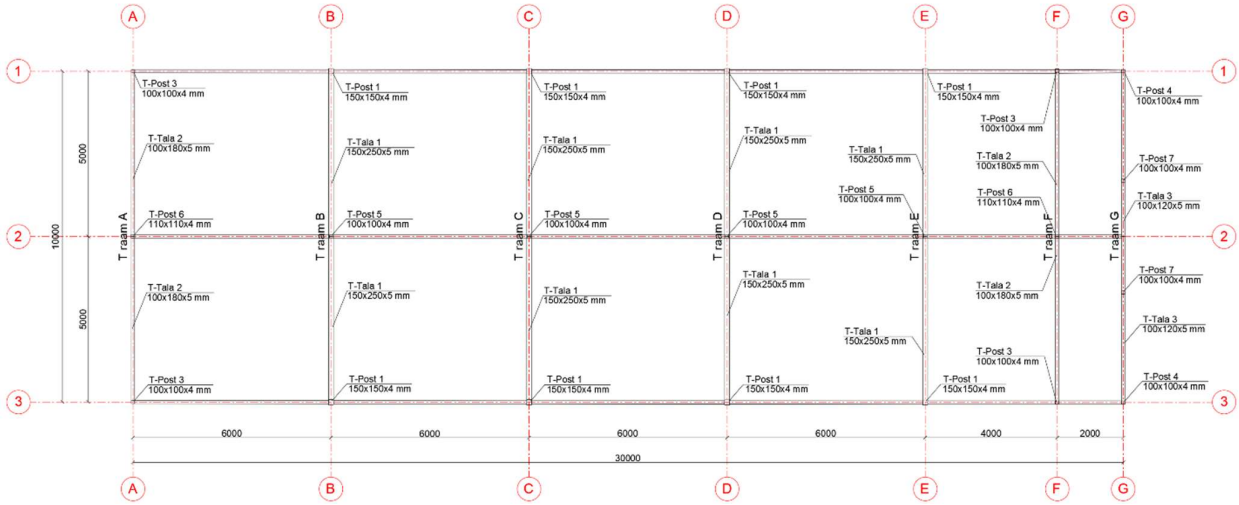
Joonisel 4.1 on esitatud kandvate raamide plaaniline skeem. Raamide sammuks on valitud 6, 4 ja 2 m.

Arvutusskeemide koostamisel on eeldatud, et karkassi kujukindlus tagatakse katuse ja seinte tasapinnas olevate jäikussidemetega, mida aga antud töös ei kajastata.

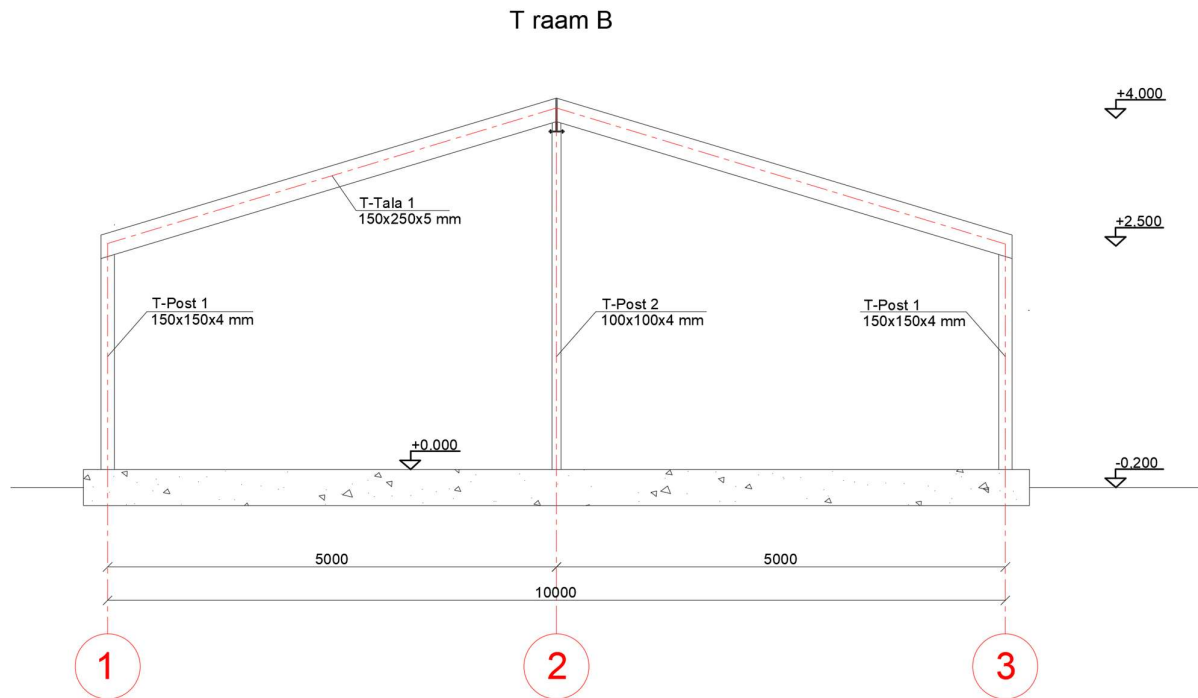
Postide toed ja post-tala ühendused on lahendatud liigendühendustena ehk konstruktsioonelemendid on võimelised üksteise suhtes liikuma. Liigendühendused on vajalikud selleks, et võimaldada konstruktsioonide termilisi paisumisi, deformatsioone või muutusi ning säilitades samal ajal konstruktsiooni terviklikkus ja stabiilsus. Käesolevas töös ühenduste ehk sõlmede tugevusarvutusi ei kajastata.

Enim koormatud raam paikneb teljel B. Joonisel 4.2 on esitatud lõige teljel B paiknevast kandvast raamist.

Edaspidi töös käsitletakse raame, mis asetsevad telgedel A ja B.



Joonis 4.1 Terasest raamide plaaniline skeem



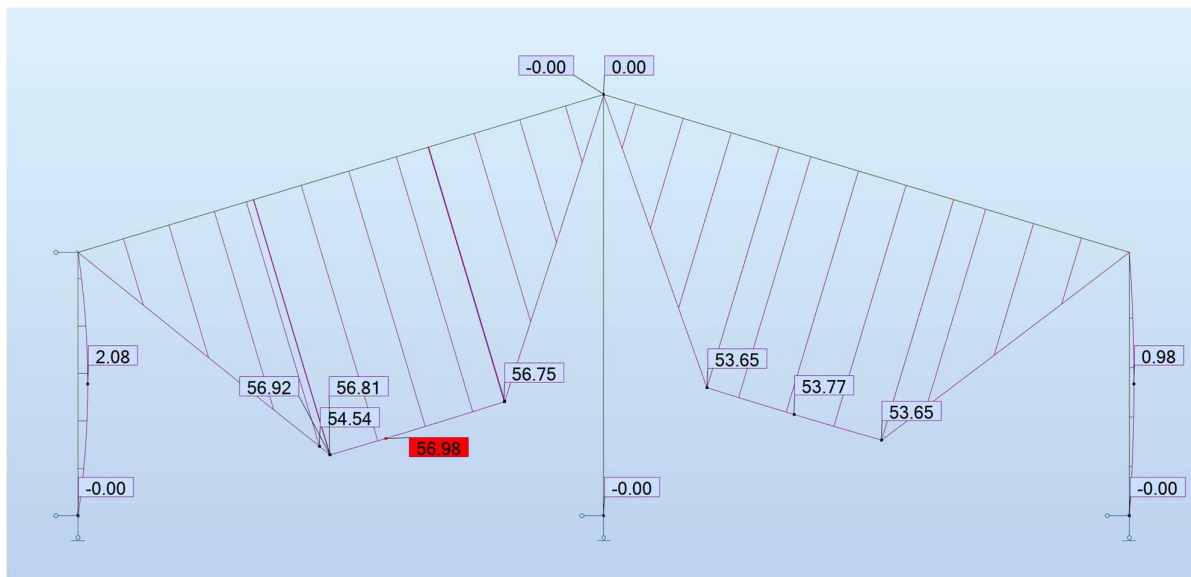
Joonis 4.2 Hoone terasest kandva raami lõige teljel B

4.1 Teraskonstruksioonis esinevate sisejõudude epüürid

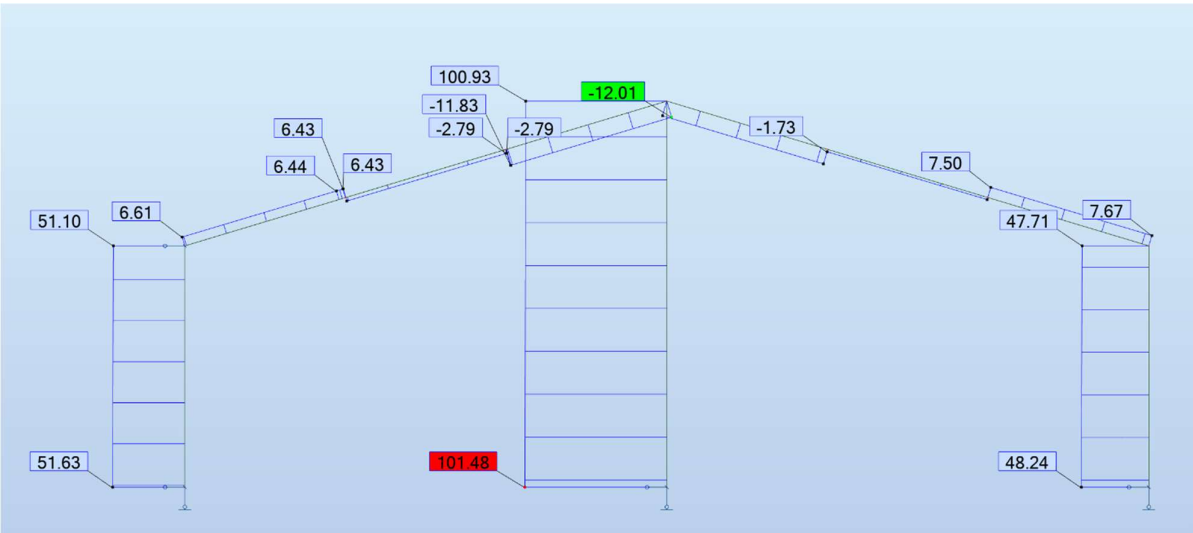
Enim koormatud raami terastalade ja sisemise terasposti kandevõime kontrollis osutus kõige kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks kombinatsioon KK2, kus kandepiirseisundis domineerib lumekoormus. Allpool on esitatud kombinatsiooni KK2 raami paindemomendi epüür (Joonis 4.3), pikijõu epüür (Joonis 4.4) ja põikjõu epüür (Joonis 4.5).

Välimate teraspostide kandevõime kontrollis osutus kõige kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks kombinatsioon KK3, kus kandepiirseisundis domineerib suruv tuul. Vastavalt sellele kombinatsioonile on allpool välja toodud antud kombinatsiooni paindemomendi epüür (Joonis 4.6), pikijõu epüür (Joonis 4.7) ja põikjõu epüür (Joonis 4.8).

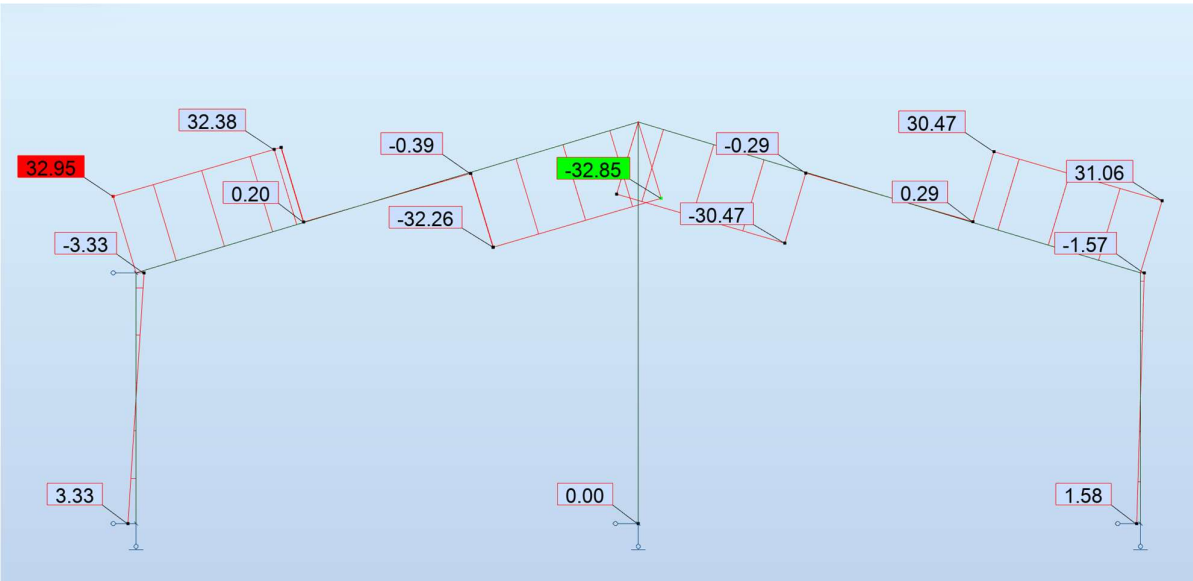
Teljel B enim koormatud raami sisejõudude epüürid koormuskombinatsioonis KK2



Joonis 4.3 Telje B enim koormatud terastraami paindemomendi epüür (kNm), kui kandepiirseisundis domineerib lumi.

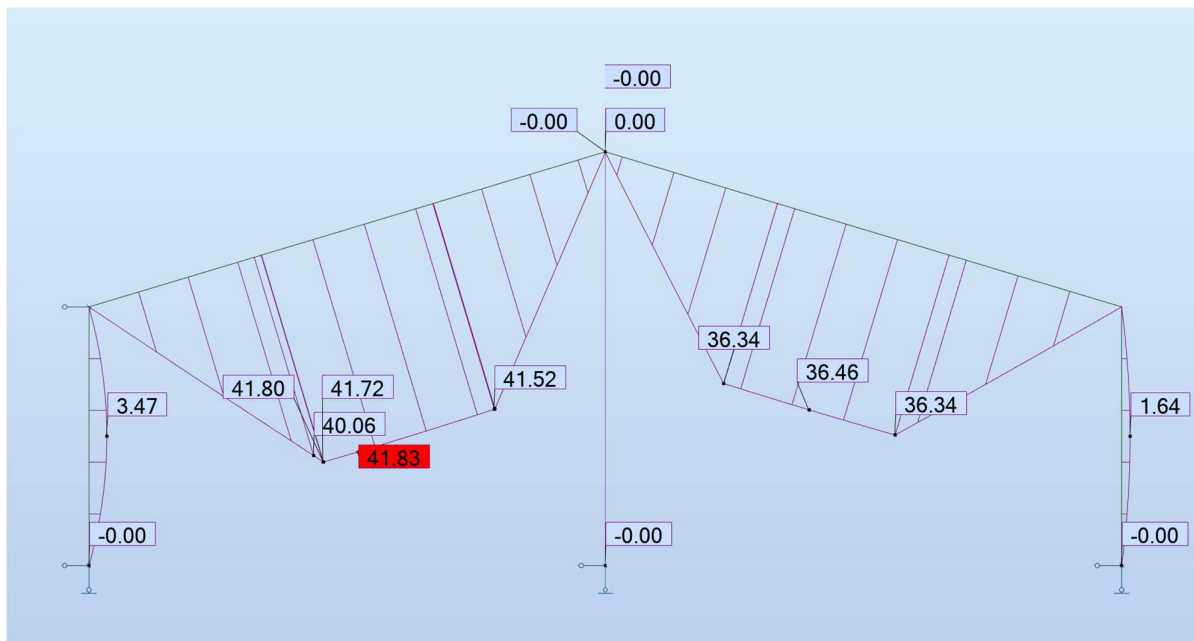


Joonis 4.4 Telje B enim koormatud terasraami pikijõu epüür (kN), kui kandepiirteisundis domineerib lumi.

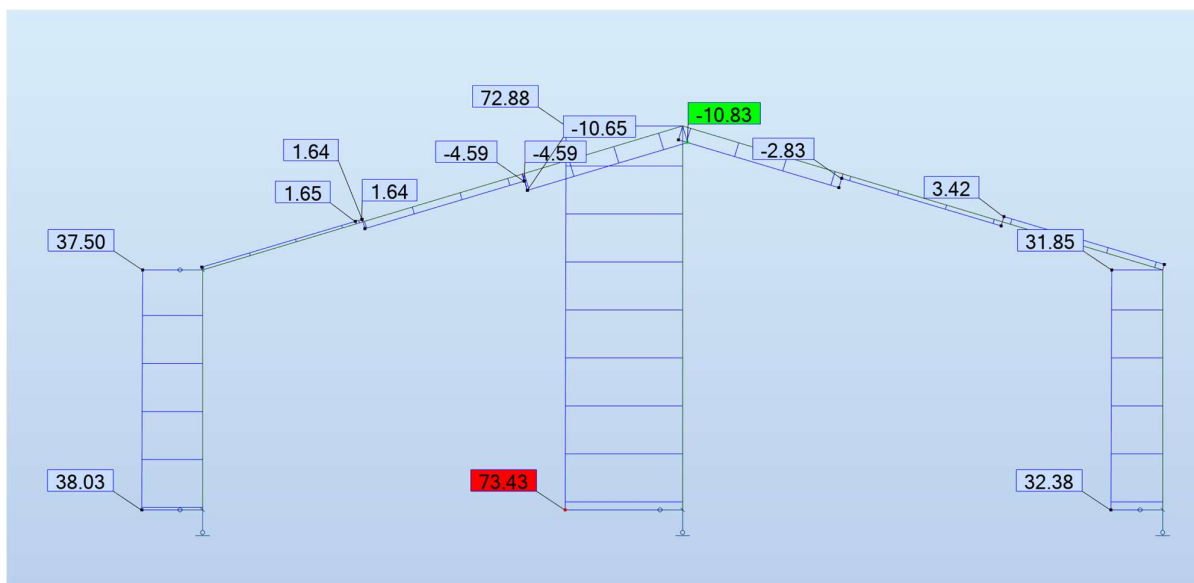


Joonis 4.5 Telje B enim koormatud terasraami põikjõu epüür (kN), kui kandepiirteisundis domineerib lumi.

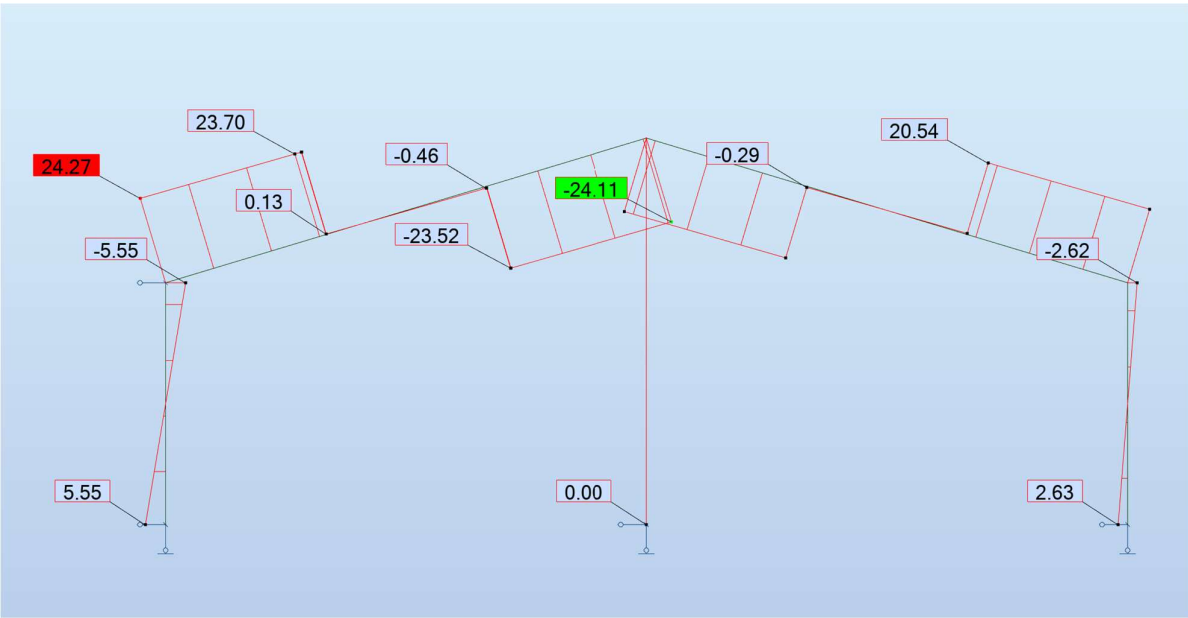
Teljel B enim koormatud raami sisejõudude epüürid koormuskombinatsioonis KK3



Joonis 4.6 Telje B enim koormatud terasraami paindemomendi epüür (kNm), kui kandepiirseisundis domineerib suruv tuul.



Joonis 4.7 Telje B enim koormatud terasraami pikijõu epüür (kN), kui kandepiirseisundis domineerib suruv tuul.

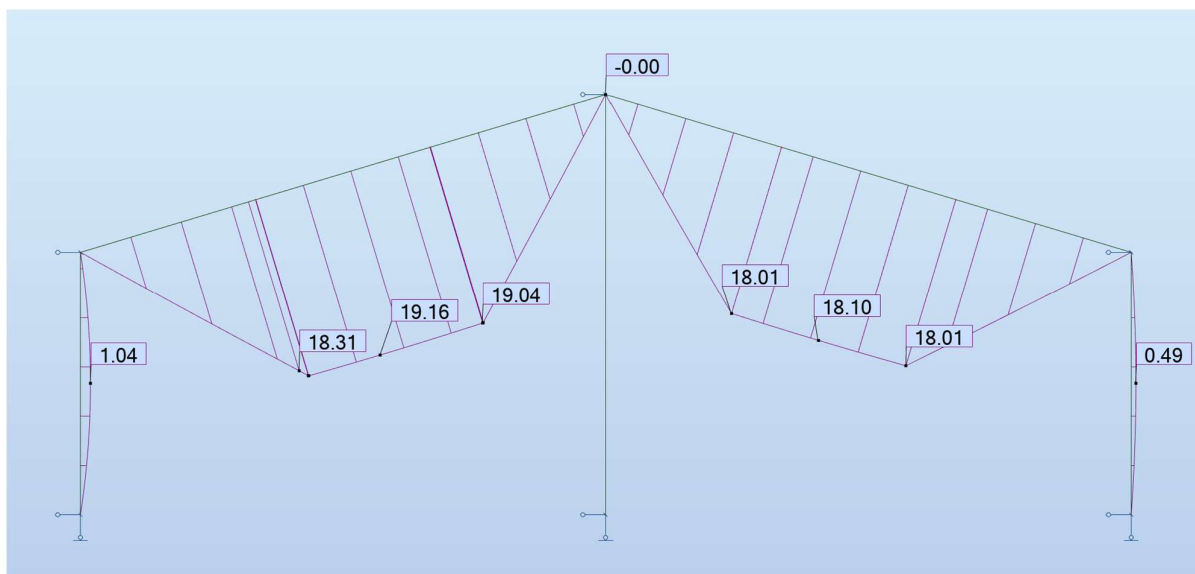


Joonis 4.8 Telje B enim koormatud terasraami pöikjõu epüür (kN), kui kandepiirteisundis domineerib suruv tuul.

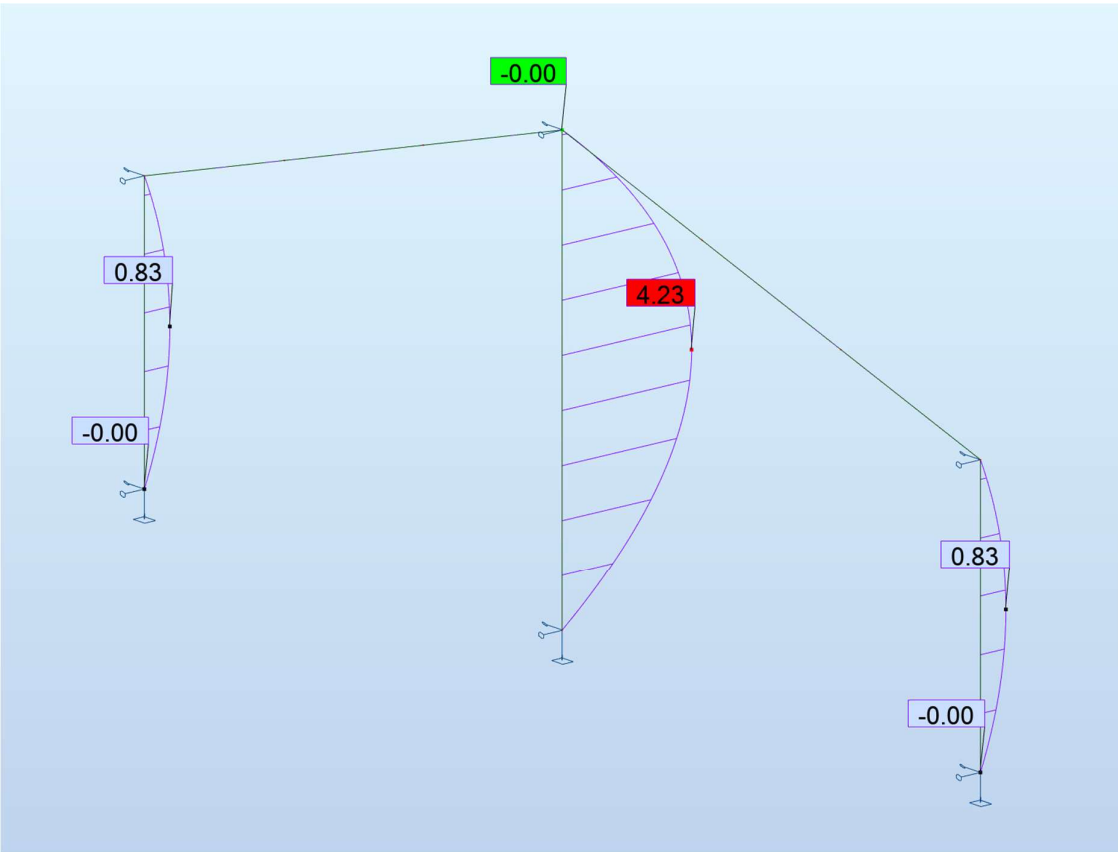
Teljel A ehk otsaseina terastalade kandevõime kontrollis osutus kõige kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks kombinatsioon KK2, kus kandepiirseisundis domineerib lumekoormus. Allpool on esitatud kombinatsiooni KK2 otsaseina raami paindemomendi epüür (Joonis 4.9), paindemomendi epüür z-telje suhtes (joonis 4.10), pikijõu epüür (Joonis 4.11) ja põikijõu epüür (Joonis 4.12).

Otsaseina teraspostide kandevõime kontrollis osutus kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks kombinatsioon KK3, kus kandepiirseisundis domineerib suruv tuul. Vastavalt sellele kombinatsioonile on allpool välja toodud otsaseina raami paindemomendi epüür (Joonis 4.13), paindemomendi epüür z-telje suhtes (joonis 4.14), pikijõu epüür (Joonis 4.15) ja põikijõu epüür (Joonis 4.16).

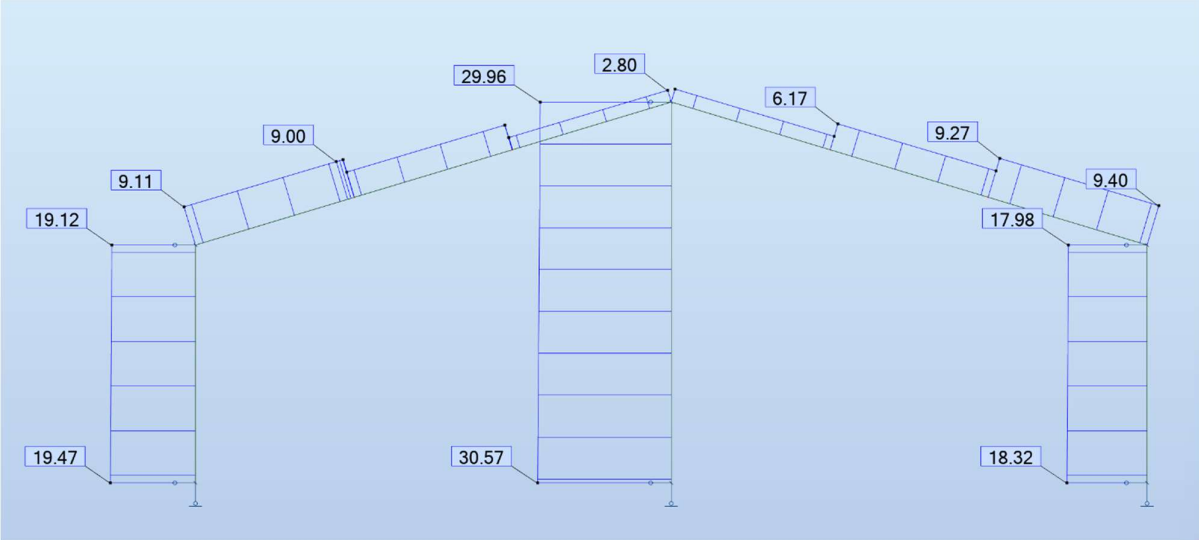
Teljel A otsaseina raami sisejõudude epüürid koormuskombinatsioonis KK2



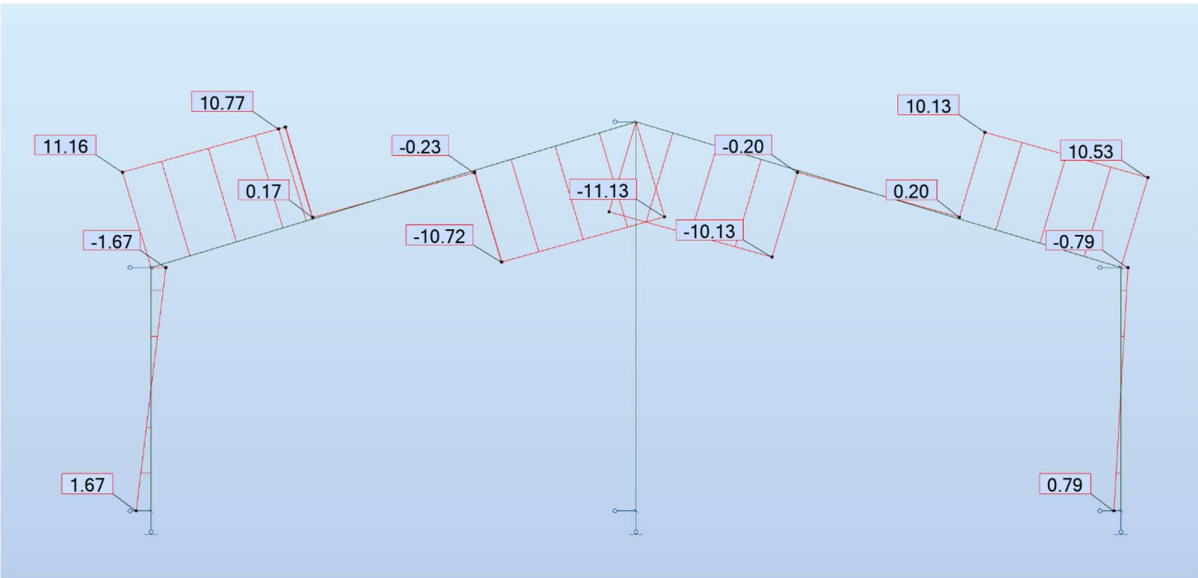
Joonis 4.9 Telje A otsaseina terasraami paindemomendi epüür (kNm), kui kandepiirseisundis domineerib lumi.



Joonis 4.10 Telje A otsaseina terasraami paindemomendi epüür z-telje suhtes (kNm), kui kandepiirsisundis domineerib lumi.

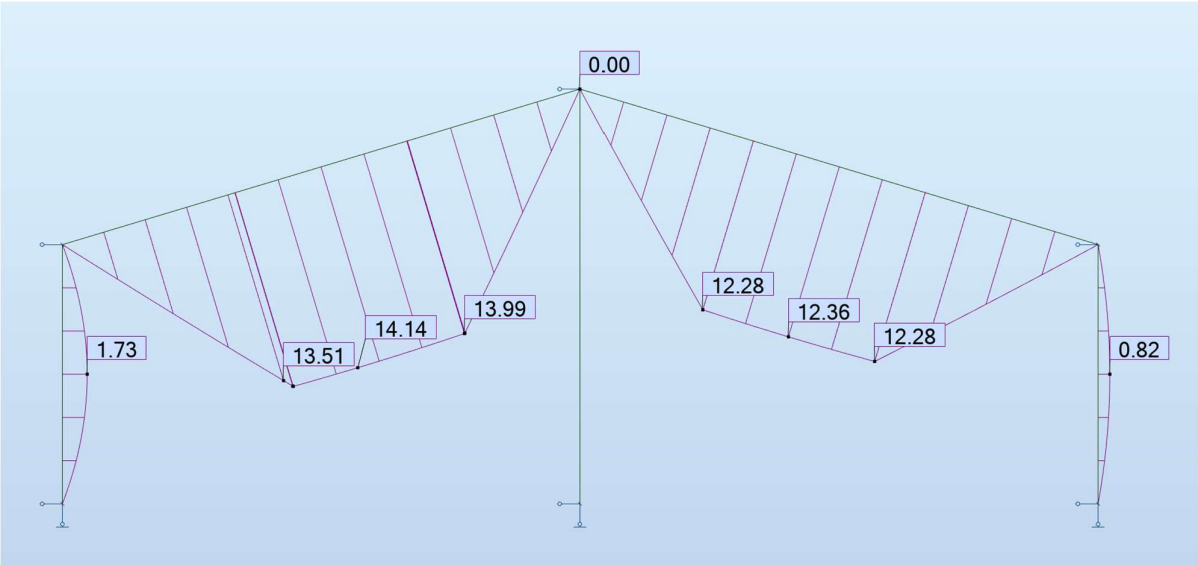


Joonis 4.11 Telje A otsaseina terasraami pikijõu epüür (kN), kui kandepiirsisundis domineerib lumi.

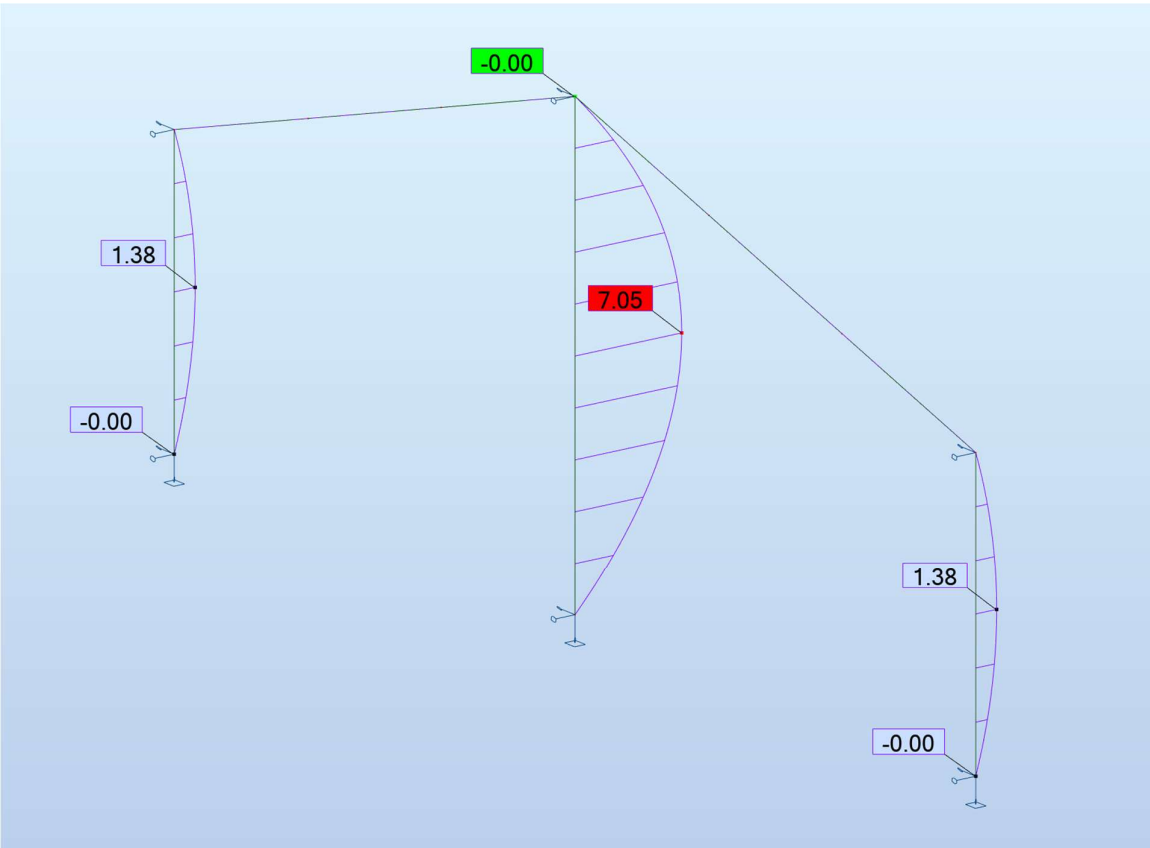


Joonis 4.12 Telje A otsaseina terasraami põikjõu epüür (kN), kui kandepiirseisundis domineerib lumi.

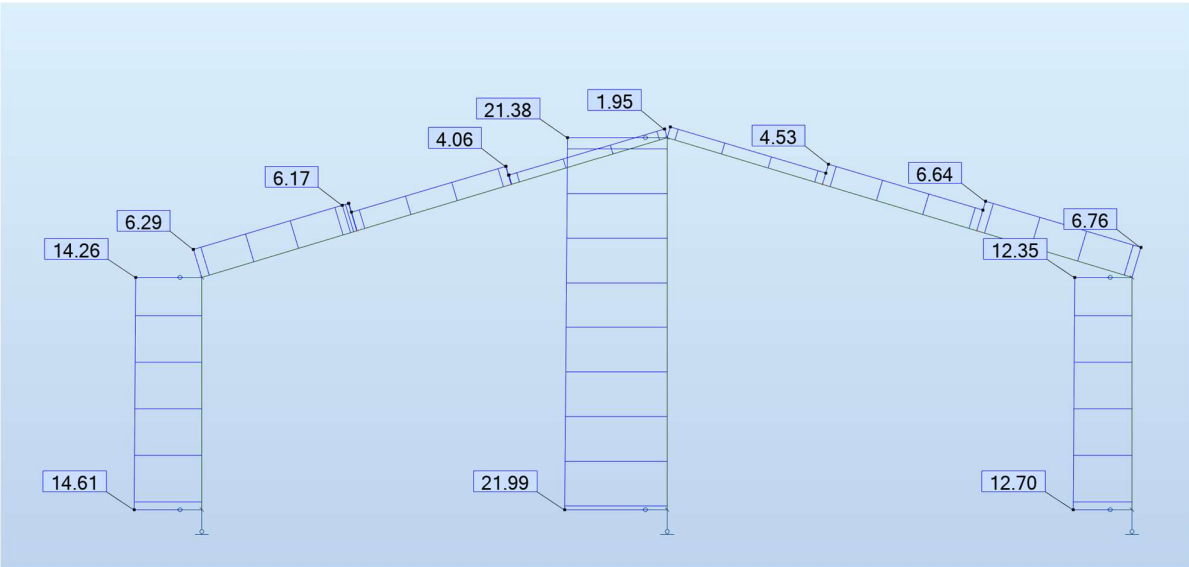
Teljel A otsaseina raami sisejõudude epüürid koormuskombinatsioonis KK3



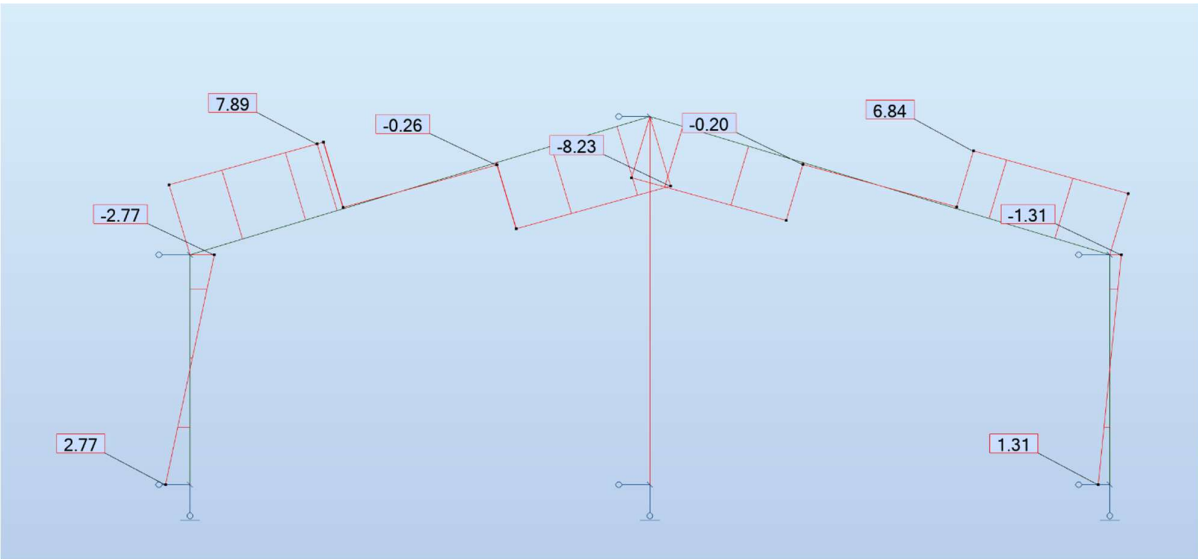
Joonis 4.13 Telje A otsaseina terasraami paindemomendi epüür (kNm), kui kandepiirseisundis domineerib suruv tuul.



Joonis 4.14 Telje A otsaseina terasraami paindemomendi epüür z-telje suhtes (kNm), kui kandepiirteisundis domineerib suruv tuul.



Joonis 4.15 Telje A otsaseina terasraami pikijõu epüür(kN), kui kandepiirteisundis domineerib suruv tuul.



Joonis 4.16 Telje A otsaseina terasraami põikjõu epüür (kN), kui kandepiiriseisundis domineerib suruv tuul.

4.2 Terasest Z katuseroovid – kergtalad

Katuse omakaalukoormust, lumekoormust ja katusele mõjuvat tuulekoormust taladele kannavad üle katuse Z-terasroovid ehk kergtalad. Katuse kaetavaks materjaliks on kergpaneelid ja roovide samm sõltub suuresti neile mõjuvast koormusest. Antud töös arvutused kergtaladele on tehtud Ruukki tarkvara PurCalc abil. Katuse roovide samm on 1740 mm ning roovidenähtena kasutatakse Z-roove LP-Z200. Kasutuses on kolm erinevat paksust 2,5; 2,0 ja 1,5 mm.

Ruukki tarkvara abil tehtud kergtalade arvutused on välja toodud Lisas 1.

4.3 Terasest talade arvutused

4.3.1 Konstruktsiooni kirjeldus

Käesolevas töös on kasutatud nelikanttorust terastalasisid. Talad töötavad lihttaladena toetudes nelikantpostidele. Talade pikkuseks on 5220 mm. Terasstruktsiooni kandvate talade ristlõigete ja sisejõudude leidmiseks on kasutatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis. Arvutuste tulemusena on saadud nelikanttorust ristlõikega 250x150x5 mm, otsaseina raamides 180x120x4 mm. Varikatuse talade ristlõige on 120x100x5 mm. Terasstruktsioonide tugevusklassiks on S355 voolavuspiiriga $f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$.

Talade arvutustel on arvestatud katusekihtide, roovide ja arvutatavate talade omakaalukoormustega ning konstruktsioonile mõjuvate muutuvkoormustega. Katuse koormused talale kannavad üle roovid, mistõttu talale mõjuvad punktkoormused sammuga 1740 mm.

Allpool esitatud arvutused on tehtud enim koormatud raamile teljel B ja otsaseina raamile teljel A (Joonis 4.1).

Kõik arvutused on tehtud lähtudes standardist EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015.

4.3.2 Terastalade kandevõime kontroll

Abisuurused:

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Terase voolavuspiir vastavalt terase klassile S355}$$

$$\gamma_{M0} = 1,0 \quad \text{Kandepiirseisundi osavarutegur, plastne kandevõime}$$

$$E = 210\,000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Terase elastsusmoodul}$$

4.3.2.1 Teljel B kandva raami terastala RRHS 250x150x5 kandevõime kontroll

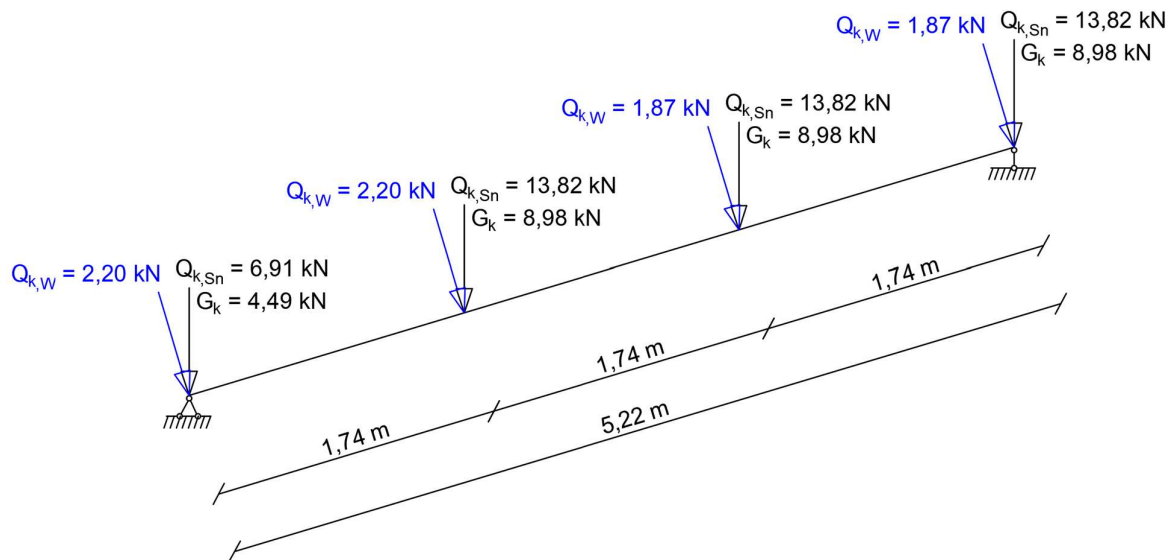
Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiirseisunid koormuskombinatsioon, kus lumi on domineeriv (KK2). Talale mõjuvad katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga. Joonisel 4.17 on esitatud enim koormatud raami terastala arvutuskeem.

Mõjuvad sisejõud vastavalt Joonisele 4.3, 4.4 ja 4.5:

$$M_{y,Ed} = 56,98 \text{ kNm},$$

$$N_{Ed} = -2,79 \text{ kN}, \text{ (mõjub tõmbejõud)}$$

$$V_{z,Ed} = 32,95 \text{ kN}$$



Joonis 4.17 Telje A otsaseina raami kandetala arvutuskeem

Terasprofiili tehnilised andmed

$G = 30,1 \text{ kg/m}$	Mass ühe meetri kohta
$A = 3836 \text{ mm}^2$	Ristlõike pindala
$h = 250 \text{ mm}$	Ristlõike kõrgus
$b = 150 \text{ mm}$	Ristlõike laius
$t = 5 \text{ mm}$	Ristlõike seina laius
$r = 10 \text{ mm}$	Ümardusraadius
$I_y = 3304 \text{ cm}^4$	Inertsimoment
$W_{pl,y} = 319,8 \text{ cm}^3$	Plastne vastupanumoment

Ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass sõltub ristlõike surutud elementide mõõtmete suhtest ja terase tugevusklassist.[7]

Terase tugevusklassi mõju arvestav tegur:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81 \quad (4.1)$$

Painutatud seina ristlõikeklass:

$$c = h - 3t = 250 - 3 \cdot 5 = 235 \quad (4.2)$$

$$\frac{c}{t} = \frac{235}{5} = 47,00 < 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 58,58 \rightarrow \text{Ristlõikeklass 1} \quad (4.3)$$

Surutud seina ristlõikeklass:

$$c = b - 3t = 150 - 3 \cdot 5 = 135$$

$$\frac{c}{t} = \frac{135}{5} = 27 < 38 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 30,92 \rightarrow \text{Ristlõikeklass 2} \quad (4.4)$$

Paindekandevõime kontroll

Arvutuslik paindemoment peab rahuldama tingimust:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (4.5)$$

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{319,8 \cdot 10^3 \cdot 355}{1} = 113,53 \text{ kNm} > M_{Ed} \rightarrow \text{OK!} \quad (4.6)$$

Tõmbekandevõime kontroll

Arvutuslik pikijõud peab rahuldama tingimust:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad (4.7)$$

Ristlõike plastne pikijõukandevõime valem:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3836 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1361,78 \text{ kN} > N_{Ed} \rightarrow OK! \quad (4.8)$$

Põikjõukandevõime kontroll

Arvutuslik põikjõud peab rahuldama tingimust:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (4.9)$$

Ristlõike plastne põikjõukandevõime valem:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (4.10)$$

Ristlõike lõikepindala:

$$A_v = \frac{Ah}{h+b} = \frac{3836 \cdot 250}{250+150} = 2397,5 \text{ mm}^2 \quad (4.11)$$

Ristlõike plastne põikjõukandevõime:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{2397,5 \cdot \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1} \cdot 10^{-3} = 491,39 \text{ kN} > V_{Ed} \rightarrow OK! \quad (4.12)$$

Tala nihkestabiilsuse kontroll

Peab olema tagatud tingimus, et tala sinad, põikjõu mõjumisel, ei mõlkuks.

$$\frac{h_w}{t} \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (4.13)$$

$$h_w = h - 3 \cdot t = 250 - 3 \cdot 5 = 235 \text{ mm} \quad (4.14)$$

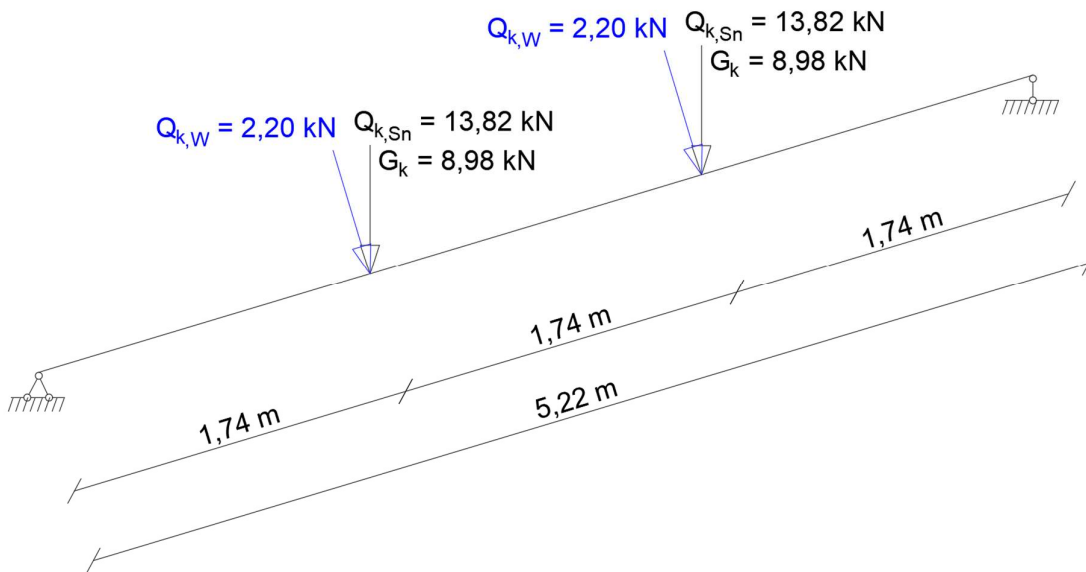
Tingimuse (4.13) kontroll:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{235}{5} = 47 \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,81 = 48,82$$

Tingimus on tagatud, seega nihkestabiilsuse kontrolli ei ole vaja teostada.

Kontroll läbipaindele

Läbipainde arvutustes on kasutatud terastala omakaalu ja talale toetuvate katusekihtide punktkoormust, mis kandub roovidelt üle talale. Joonisel 4.18 on esitatud tala arvutuskeem, mille põhjal on teostatud läbipainde kontroll.



Joonis 4.18 Terastala arvutuskeem teljel B.

Liimpuittala omakaal $g_k = 0,01 \cdot 6 = 0,058 \frac{kN}{m}$

Talale rakenduv katuse omakaalukoormus $G_k = 8,98 \text{ kN}$

Normatiivne lumekoormus $Q_{k,Sn} = 13,82 \text{ kN}$

Normatiivne tuulekoormus $G_{k,W} = 2,20 \text{ kN}$

Hetkeline läbipaine tala omakaalust:

$$w_{inst} = \frac{5 \cdot q \cdot l_{ef}^4}{384 \cdot E_{mean} \cdot I_{ef}}$$
$$w_{G,inst} = \frac{5 \cdot 0,058 \cdot 5220^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 3304 \cdot 10^4} = 0,08 \text{ mm}$$

Hetkeline läbipaine katuse omakaalust:

$$\delta = \frac{Pa}{48EI} \cdot (3L^2 - 4a^2)$$
$$\delta_G = \frac{(8,98) \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 1740}{48 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 3304 \cdot 10^4} \cdot (3 \cdot 5220^2 - 4 \cdot 1740^2) = 6,53 \text{ mm}$$
$$\delta_Q = \frac{(13,82 + 2,20) \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 1740}{48 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 3304 \cdot 10^4} \cdot (3 \cdot 5220^2 - 4 \cdot 1740^2) = 11,66 \text{ mm}$$

Läbipaine δ peab jääma lubatud piiridesse

$$\delta \leq \frac{L}{250} \quad \frac{5220}{250} = 20,88 \text{ mm}$$
$$\delta = 0,08 + 6,53 + 11,66 = 18,27 \text{ mm} < 20,88 \text{ mm}$$

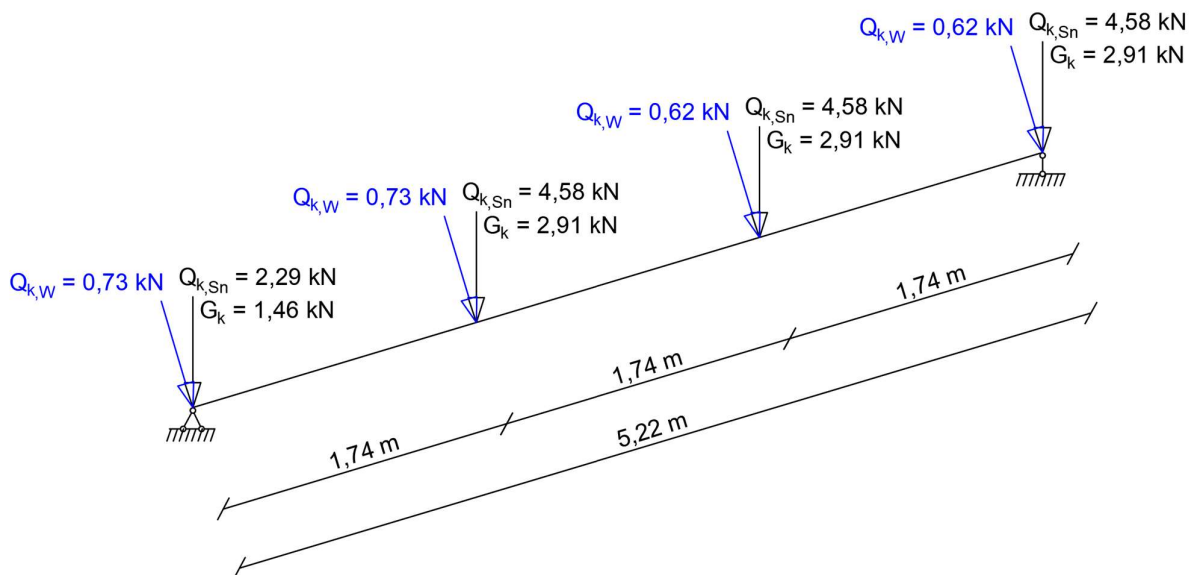
Lõplik läbipaine δ_{max} peab jääma lubatud piiridesse

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{200} \quad \frac{5220}{200} = 26,1 \text{ mm}$$
$$\delta_{max} = w_{G,inst} \cdot (1 + k_{def}) + \delta_G \cdot (1 + k_{def}) + \delta_Q \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$
$$\delta_{max} = 0,08 \cdot (1 + 0,8) + 6,53 \cdot (1 + 0,8) + 11,66 \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) = 23,56 \text{ mm}$$
$$23,56 \text{ mm} < 26,10 \text{ mm}$$

Läbipaine on lubatud piirides.

4.3.2.2 Otsaseina kandva raami terastala RRHS 180x100x5 kandevõime kontroll

Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiirseisunid koormuskombinatsioon, kus lumi on domineeriv (KK2). Talale mõjuvad katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga. Joonisel 3.19 on esitatud otsaseina raami terastala arvutuskeem.



Joonis 4.19 Telje A otsaseina raami terasest kandetala arvutuskeem

Mõjuvad sisejõud vastavalt Joonisele 4.9, 4.11 ja 4.12:

$$M_{y,Ed} = 19,16 \text{ kNm},$$

$$N_{Ed} = 5,90 \text{ kN} \text{ (mõjub survejõud)},$$

$$V_{z,Ed} = 11,13 \text{ kN}$$

Terasprofili tehnilised andmed

$$G = 20,70 \text{ kg/m} \quad \text{Mass ühe meetri kohta}$$

$$A = 2636 \text{ mm}^2 \quad \text{Ristlõike pindala}$$

$h = 180 \text{ mm}$	Ristlõike kõrgus
$b = 100 \text{ mm}$	Ristlõike laius
$t = 5 \text{ mm}$	Ristlõike seina laius
$r = 10 \text{ mm}$	Ümardusraadius
$I_y = 1124 \text{ cm}^4$	Inertsimoment
$W_{pl,y} = 154 \text{ cm}^3$	Plastne vastupanumoment

Tabelis 4.1 on vastavalt alapeatükile 4.3.2.1 tugevusarvutustele teostatud arvutuste tulemused otsaseina talale 100x180x5 mm.

Surve pikijõukandevõime valem:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

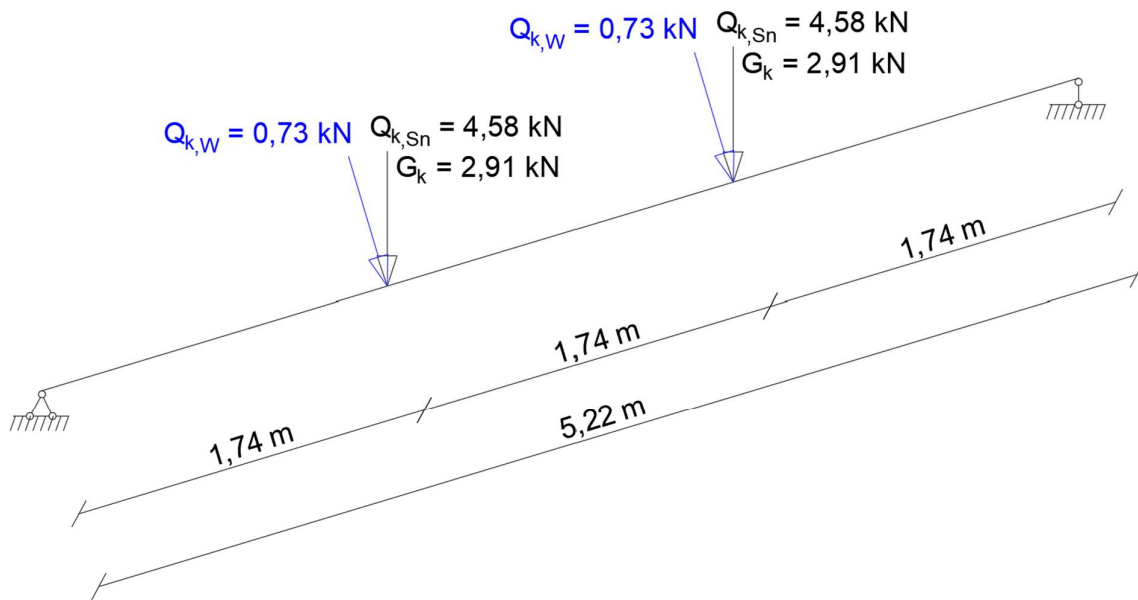
Tabel 4.1 Nelikanttoru 100x180x4 tugevusarvutus tulemused

Terase tugevusklassi mõju arvestatav tegur ϵ	0,81
Painutatud seina ristlõikeklass c/t	$33 < 58,58 \rightarrow$ Ristlõikeklass 1
Surutud seina ristlõikeklass c/t	$17 < 30,92 \rightarrow$ Ristlõikeklass 1
Ristlõike arvutuslik paindekandevõime $M_{c,Rd}$ (kNm)	$54,67 > M_{Ed}$
Ristlõike arvutuslik pikijõukanedevõime $N_{c,Rd}$ (kN)	$935,78 > N_{Ed}$
Ristlõike lõikepindala A_v (mm ²)	1695
Ristlõike plastne põikjõukandevõime $V_{pl,Rd}$ (kN)	$347,32 > V_{Ed}$
Ristlõike arvutuslik kõrgus h_w (mm)	170
Nihkestabiilsuse kontroll	$34 < 48,82$

Tingimus on tagatud, seega nihkestabiilsuse kontrolli ei ole vaja teostada.

Kontroll läbipaindele

Läbipainde arvutustes on kasutatud terastala omakaalu ja talale toetuva katuse kihtide punktkoormust, mis tuleb roovidelt üle talale. Joonisel 4.20 on esitatud tala arvutuskeem, mille põhjal on teostatud läbipainde kontroll.



Joonis 4.20 Terastala arvutuskeem teljel A

Liimpuittala omakaal $g_k = 0,0062 * 6 = 0,037 \frac{kN}{m}$

Talale rakenduv katuse omakaalukoormus $G_k = 2,91 kN$

Normatiivne lumekoormus $Q_{k,Sn} = 4,58 kN$

Normatiivne tuulekoormus $G_{k,W} = 0,73 kN$

Tabelis 4.2 on vastavalt alapeatükile 4.3.2.1 läbipaindele teostatud arvutuste tulemused otsaseina talale 100x180x5 mm.

Tabel 4.2 Nelikanttoru 100x180x5 läbipainde kontroll

	$w_{G,inst}$ (mm)	δ_G (mm)	δ_Q (mm)	δ (mm)	δ_{max} (mm)

Tala 100x180x5 mm	0,16	6,22	11,36	17,74 < 20,88	22,84 < 26,10
-------------------	------	------	-------	---------------	---------------

Läbipaine on lubatud piirides.

4.4 Terasest postide arvutus

4.4.1 Konstruktsiooni kirjeldus

Hoonet kannavad terasest nelikantpostid. Posti ühendused vundamendiga ja katusetaladega on lahendatud liigendühendustena. Antud töös sõlmede arvutusi ei esitata. Teraspostide sisejõudude ja ristlõigete leidmiseks on kasutatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis. Dimensioneerimise tulemusena on enim koormatud raami välimised teraspostid ristlõikega 150x150x4 mm kõrgusega 2,5 m ja keskmine post ristlõikega 100x100x4 mm kõrgusega 4 m, otsaseina raami välimised teraspostid ristlõikega 100x100x4 mm kõrgusega 2,5 m ja keskmine post ristlõikega 110x110x4 mm kõrgusega 4 m. Varikatuse nelikantpostide ristlõiked on 100x100x4 mm. Teraskonstruktsioonide tugevusklassiks on S355 voolavuspiiriga $f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$.

Postid kaetakse väljastpoolt sandwich-paneelidega. Kergpaneelide nõuete kohaselt peab paneelide toetuspind olema vähemalt 50 mm ning paneelide vaheline vuuk peab olema 20 mm. Vastavalt sellele posti laius peab olema paremal juhul vähemalt 150 mm.[13] ja [14] Käesolevas töös kergpaneeli tingimuste tõttu on enim koormatud raami välimised nelikantpostid üledimensioneeritud.

Postide arvutustel on arvestatud koormustega, mis kanduvad üle konstruktsiooni taladest postidele ja seinale mõjuva tuulekoormusega.

Allpool esitatud arvutused on tehtud ainult keskmisele ja otsaseina raamile.

Kõik arvutused on tehtud lähtudes standardist EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015.

4.4.2 Teraspostide kandevõimekontroll

Abisuurused

$f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$	Terase voolavuspiir vastavalt terase klassile S355
$\gamma_{M0} = 1,0$	Kandepiiriseisundi osavarutegur, plastne kandevõime
$\gamma_{M1} = 1,0$	Kandepiiriseisundi osavarutegur
$E = 210\,000 \frac{N}{mm^2}$	Terase elastsusmoodul
$\alpha = 0,21$	Kuumvaltsitud toruprofiili hälbetegur

4.4.2.1 Telje B kandva raami välimise terasposti RRHS 150x150x4 kandevõime kontroll

Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiiriseisunid koormuskombinatsioon, kus tuul on domineeriv (KK3). Postile mõjuvad katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga.

Mõjuvad sisejõud vastavalt Joonisele 4.6 ja 4.7:

$$M_{Ed} = 3,47 \text{ kNm},$$

$$N_{Ed} = 37,77 \text{ kN},$$

Terasprofiili tehnilised andmed

$G = 18 \text{ kg/m}$	Mass ühe meetri kohta
$A = 2295 \text{ mm}^2$	Ristlõike pindala
$h = 150 \text{ mm}$	Ristlõike kõrgus
$b = 150 \text{ mm}$	Ristlõike laius
$t = 4 \text{ mm}$	Ristlõike seinlaius

$r = 8 \text{ mm}$	Ümardusraadius
$I_y = 808 \text{ cm}^4$	Inertsimoment
$W_{pl} = 124,9 \text{ cm}^3$	Plastne vastupanumoment
$W_{el} = 107,7 \text{ cm}^3$	Elastne vastupanumoment

Posti nõtkepikkus:

$$L_{cr} = \mu \cdot L = 1 \cdot 2,5 = 2,5 \text{ m} \quad (4.15)$$

Ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass sõltub ristlõike surutud elementide mõõtmete suhtest ja terase tugevusklassist.[7]

Terase tugevusklassi mõju arvestav tegur (4.1):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Surutud sein ristlõikeklass (4.4):

$$\frac{c}{t} = \frac{h \cdot 2(t+r)}{4} = \frac{150 - 2(4+8)}{4} = \frac{126}{4} = 31,5$$

$$31,5 < 42 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 34,17 \rightarrow \text{Ristlõikeklass 3}$$

Surve ja paindega koormatud varda stabiilsuskontroll

Posti tingsaledused y ja z-telje suunas:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{\pi \cdot i_y} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{2500}{\pi \cdot 5,93} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 0,552 \quad (4.16)$$

Abisuurused Φ y ja z-telje suhtes:

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2}] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,552 - 0,2) + 0,552^{-2}] = 0,689 \quad (4.17)$$

Nõtketegur y ja z-telje suhtes:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}}} = \frac{1}{0,689 + \sqrt{0,689^2 - 0,552^{-2}}} = 0,907 \quad (4.18)$$

Koosmõjuteguri k_{yy} väärtus, mitteväändetundliku 3. ristlõikeklassi varda puhul:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} \right] \leq C_{my} \cdot \left[1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} \right] \quad (4.19)$$

Ekvivalentse paindemomendi tegur:

$$C_{my} = 0,95 + 0,05 \cdot a_h = 0,95 + 0,05 \cdot 0 = 0,95 \quad (4.20)$$

Abisuurus a_h :

$$a_h = \frac{M_h}{M_s} = \frac{M_{Ed,0}}{M_{Ed,keskel}} = \frac{0}{3,47} = 0 \quad (4.21)$$

Ristlõike arvutuslik survekandevõime:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2295 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 814,73 \text{ kN} \quad (4.22)$$

Rõistlõike arvutuslik paindekandevõime:

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{107,7 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-6} = 38,23 \text{ kNm} \quad (4.23)$$

Koosmõjutegur vastavalt valemile:

$$k_{yy} = 0,95 \cdot \left[1 + 0,6 \cdot 0,552 \cdot \frac{37,88}{0,907 \cdot 814,73} \right] = 0,97 \quad (4.24)$$

$$0,97 \leq 0,95 \cdot \left[1 + 0,6 \frac{37,88}{0,907 \cdot 814,73} \right] = 0,98$$

Ekstsentrilisusest põhjustatud paindemoment:

Arvestame eksentrilisuseks poole posti ristlõike kõrgusest tala sihis.

$$e = \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ mm} \quad (4.25)$$

Paindemoment leitakse:

$$M_e = e \cdot N_x = 75 \cdot 10^{-3} \cdot 37,77 = 2,83 \text{ kNm} \quad (4.26)$$

Posti stabiilsuskontroll:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + M_e}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.27)$$
$$\frac{37,88}{0,907 \cdot 814,73} + 0,97 \cdot \frac{3,47 + 2,83}{38,23} = 0,21 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} \leq 1,0 \quad (4.28)$$

$$\frac{37,77}{0,907 \cdot 814,73} = 0,05 \leq 1,0$$

Posti üldstabiilsus ehk surve- ja paindekandevõime on tagatud.

4.4.2.2 Telje B kandva raami sisemise terasposti RRHS 100x100x4 kandevõime kontroll

Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiirseinid koormuskombinatsioon, kus lumi on domineeriv (KK2). Postile mõjuvad katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga.

Mõjuvad sisejõud vastavalt Joonisele 4.4:

$$N_{Ed} = 101.21 \text{ kN},$$

Terasprofili tehnilised andmed

$G = 11,7 \text{ kg/m}$	Mass ühe meetri kohta
$A = 1495 \text{ mm}^2$	Ristlõike pindala
$h = 100 \text{ mm}$	Ristlõike kõrgus
$b = 100 \text{ mm}$	Ristlõike laius
$t = 4 \text{ mm}$	Ristlõike seina laius
$r = 8 \text{ mm}$	Ümardusraadius
$I_y = 226,4 \text{ cm}^4$	Inertsimoment
$W_{pl} = 53,3 \text{ cm}^3$	Plastne vastupanumoment
$W_{el} = 45,27 \text{ cm}^3$	Elastne vastupanumoment
$i = 3,89 \text{ cm}$	Inertsiraadius

Tabelis 4.3 on vastavalt alapeatükile 4.4.2.1 tugevuusarvutustele teostatud arvutuste tulemused keskmise raami keskmisele postile 100x100 mm.

Tabel 4.3 Nelikanttorust terasposti 100x100x4 tugevuusarvutus tulemused

Posti nõtkepikkus L_{cr} (mm)	4000
Terase tugevusklassi mõju arvestav tegur ϵ	0,81
Surutud seina ristlõikeklass c/t	19 < 26,85 Ristlõikeklass 1
Posti tingsaledused y-telje suunas $\bar{\lambda}_y$	1,35
Posti tingsaledused z-telje suunas $\bar{\lambda}_z$	1,35

Abisuurus Φ y-telje suhtes	1,53
Abisuurused Φ z-telje suhtes	1,53
Nõtketegur y-telje suhtes χ_y	0,45
Nõtketegur z-telje suhtes χ_z	0,45
Ristlõike arvutuslik survekandevõime N_{Rd} (kN)	530,73
Rõistlõike arvutuslik paindekandevõime $M_{y,Rd}$ (kNm)	16,07
Ekstsentrilisus e (mm)	50
Ekstsentrilisusest paindemoment M_e (kNm)	5,06
Stabiilsuskontroll 1	0,40 < 1
Stabiilsuskontroll 2	0,08 < 1

Posti üldstabiilsus on tagatud.

Posti nõtkepikkus:

$$L_{cr} = \mu \cdot L = 1 \cdot 4 = 4 \text{ m}$$

Ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass sõltub ristlõike surutud elementide mõõtmete suhtest ja terase tugevusklassist.[3]

Terase tugevusklassi mõju arvestav tegur (4.1):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Surutud seina ristlõikeklass (4.4):

$$\frac{c}{t} = \frac{h \cdot 2(t+r)}{4} = \frac{100 - 2(4+8)}{4} = \frac{76}{4} = 19 < 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 26,85 \rightarrow \text{Ristlõikeklass1}$$

Tsentriselt surutud varda kandevõime

Posti tingsaledused (4.16):

$$\bar{\lambda}_{y,z} = \frac{L_{cr,y}}{\pi \cdot i_y} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{4000}{\pi \cdot 3,89} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 1,35$$

Abisuurus Φ (4.17):

$$\Phi_{y,z} = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2}] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,35 - 0,2) + 1,35^{-2}] = 1,53$$

Nõtketegur (4.18):

$$\chi_{y,z} = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}}} = \frac{1}{1,53 + \sqrt{1,53^2 - 1,35^{-2}}} = 0,45$$

Ristlõike arvutuslik survekandevõime (4.22):

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1495 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 530,73 \text{ kN}$$

Survekandevõime kontroll:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.29)$$

$$\frac{101,21}{530,73} = 0,19 \leq 1,0$$

Survekandevõime on tagatud.

Rõistlõike arvutuslik nõtkekandevõime:

$$N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,45 \cdot 1495 \cdot \frac{355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 236,41 \text{ kN} \quad (4.30)$$

Posti stabiilsuskontroll:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.31)$$

$$\frac{101,21}{236,41} = 0,43 \leq 1,0$$

Posti nõtkekandevõime on tagatud.

Ekstsentrilisusest põhjustatud paindemoment:

Arvestame eksentrilisuseks poole posti ristlõike kõrgusest tala sihis. (4.25)

$$e = \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ mm}$$

Paindemoment leitakse (4.26):

$$M_e = e * N_x = 50 * 10^{-3} * 101,21 = 5,07 \text{ kNm}$$

Stabiilsuskontroll surve ja paindega koormatud vardale

Rõistlõike arvutuslik paindekandevõime:

$$M_{z,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{53,3 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-6} = 16,07 \text{ kNm} \quad (4.32)$$

Posti stabiilsuskontroll (4.27) ja (4.28):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + \frac{M_e}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$$
$$\frac{101,21}{0,45 \cdot 530,73} + \frac{5,07}{16,07} = 0,40 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{101,21}{0,45 \cdot 530,73} = 0,08 \leq 1,0$$

Posti üldstabiilsus ehk surve- ja paindekandevõime on tagatud.

4.4.2.3 Otsaseina kandva raami välimise terasposti RRHS 100x100x4 kandevõime kontroll

Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiirseisunid koormuskombinatsioon, kus tuul on domineeriv (KK3). Postile mõjuvad katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga.

Mõjuvad sisejõud vastavalt Joonisele 4.13, 4.14 ja 4.15:

$$M_{y,Ed} = 1,73 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 1,38 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 14,44 \text{ kN}$$

Terasprofili tehnilised andmed

$G = 11,7 \text{ kg/m}$ Mass ühe meetri kohta

$A = 1495 \text{ mm}^2$ Ristlõike pindala

$h = 100 \text{ mm}$ Ristlõike kõrgus

$b = 100 \text{ mm}$ Ristlõike laius

$t = 4 \text{ mm}$ Ristlõike seina laius

$r = 8 \text{ mm}$ Ümardusraadius

$I_y = 226,4 \text{ cm}^4$ Inertsimoment

$W_{pl} = 53,3 \text{ cm}^3$ Plastne vastupanumoment

$W_{el} = 45,27 \text{ cm}^3$ Elastne vastupanumoment

$i = 3,89 \text{ cm}$ Inertsiraadius

Tabelis 4.4 on vastavalt alapeatükile 4.4.2.1 tugevusarvutustele teostatud arvutuste tulemused otsaseina äärmisele postile 100x100x4 mm.

Tabel 4.4 Nelikanttorust terasposti 100x100x4 tugevusarvutus tulemused

Posti nõtkepikkus L_{cr} (mm)	2500
Terase tugevusklassi mõju arvestav tegur ε	0,81
Surutud seina ristlõikeklass c/t	19 < 26,85 Ristlõikeklass 1
Posti tingsaledused y-telje suunas $\bar{\lambda}_y$	0,84
Posti tingsaledused z-telje suunas $\bar{\lambda}_z$	0,84
Abisuurus y-telje suhtes Φ_y	0,92
Abisuurused z-telje suhtes Φ_z	0,92
Nõtketegur y-telje suhtes χ_y	0,77
Nõtketegur z-telje suhtes χ_z	0,77
Koosmõjutegur k_{yy}	0,97
Koosmõjutegur k_{zy}	0,58
Ekvivalentse paindemomendi tegur C_{my}	0,95
Abisuurus a_h	0
Ristlõike arvutuslik survekandevõime N_{Rd} (kN)	530,73
Rõistlõike arvutuslik paindekandevõime $M_{y,Rd}$ (kNm)	18,92
Ekstsentrilisus e (mm)	50

Ekstsentrilisusest paindemoment M_e (kNm)	0,72
Stabiilsuskontroll 1	0,19 < 1
Stabiilsuskontroll 2	0,05 < 1

Posti üldstabiilsus ehk surve- ja paindekandevõime on tagatud.

4.4.2.4 Otsaseina kandva raami keskmise terasposti RRHS 100x100x4 kandevõime kontroll

Kriitilisemaks koormuskombinatsiooniks osutus kandepiirseisunid koormuskombinatsioon, kus tuul on domineeriv (KK3). Postile mõjuvad katuslae omakaal, lumekoormus ning tuulekoormus. Sisejõud on leitud Autodesk Robot Structural Analysis tarkvaraga.

Mõjuvad sisejõud vastavalt Joonisele 4.14 ja 4.15:

$$M_{z,Ed} = 7,05 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 21,80 \text{ kN}$$

Terasprofili tehnilised andmed

$G = 13 \text{ kg/m}$ Mass ühe meetri kohta

$A = 1655 \text{ mm}^2$ Ristlõike pindala

$h = 110 \text{ mm}$ Ristlõike kõrgus

$b = 110 \text{ mm}$ Ristlõike laius

$t = 4 \text{ mm}$ Ristlõike seina laius

$r = 8 \text{ mm}$ Ümardusraadius

$I_y = 305,9 \text{ cm}^4$ Inertsimoment

$W_{pl} = 65,21 \text{ cm}^3$ Plastne vastupanumoment

$W_{el} = 55,62 \text{ cm}^3$ Elastne vastupanumoment

$i = 4,30 \text{ cm}$ Inertsiraadius

Tabelis 4.5 on vastavalt alapeatükile 4.4.2.1 tugevusarvutustele teostatud arvutuste tulemused otsaseina keskmisele postile 100x100x4 mm.

Tabel 4.5 Nelikanttorust terasposti 100x100x4 tugevusarvutus tulemused

Posti nõtkepikkus L_{cr} (mm)	4000
Terase tugevusklassi mõju arvestav tegur ε	0,81
Surutud seina ristlõikeklass c/t	21,5 < 26,85 Ristlõikeklass 1
Posti tingsaledused y-telje suunas $\bar{\lambda}_y$	1,22
Posti tingsaledused z-telje suunas $\bar{\lambda}_z$	1,22
Abisuurus Φ y-telje suhtes Φ_y	1,35
Abisuurused Φ z-telje suhtes Φ_z	1,35
Nõtketegur y-telje suhtes χ_y	0,52
Nõtketegur z-telje suhtes χ_z	0,52
Koosmõjutegur k_{zy}	1,02
Ekvivalentse paindemomendi tegur C_{my}	0,95
Abisuurus a_h	0
Ristlõike arvutuslik survekandevõime N_{Rd} (kN)	587,53
Rõistlõike arvutuslik paindekandevõime $M_{z,Rd}$ (kNm)	23,15
Ekstsentrilisus e (mm)	55

Ekstsentrilisusest paindemoment M_e (kNm)	1,20
Stabiilsuskontroll 1	0,43 < 1
Stabiilsuskontroll 2	0,07 < 1

Posti üldstabiilsus ehk surve- ja paindekandevõime on tagatud.

5. KONSTRUKTSIOONIDE MAKSUMUS

Maksumuse koostamisel on lähtutud EVS 885:2005 „Ehituskulude liigitamine“ ja eelarvestamises kasutatavatest põhimõtetest.

Suheldes erinevate ettevõtetega, siis hinna kujunemises olid suureks abiks puidutootmis ettevõtted Arcwood, Tenter, terastootmisega seotud ettevõtte Alfaweld ning ettevõtte Ruukki, kes tegid hinna kergtaladele.

Liimpuitkonstruktsioonide puhul on kasutatud Arcwood ühikhinda 650 €/m³. Hind sisaldab liimpuidu valmistamist kuuse saematerjalist, CNC töötlust vastavalt joonistele ning pakendamist kilesse. Puidu immutamine ja lakkimine maksab 15 €/m². Liimpuidust kandetarindite maksumus on Tabelis 5.1.

Terastalade ja -postide puhul on kasutatud Alfaweld ühikhinda 2,1 €/kg, milles tootmine maksab 1,7 €/kg ja sellele lisandub juurde kruntimise hind 0,2 €/kg ja RAL värvimine 0,2 €/kg. Terasroovide hinna pakkujaks oli Ruukki. Ühikhinnad sisaldavad materjali tootmist. Terasest kandetarindite maksumus on Tabelis 5.2.

Hinnad ei sisalda transporti ega paigaldust.

Tabel 5.1 Liimpuitkonstruktsiooni kandetarindite maksumus

Kood	Kululiik	JM	Maht	Ühik	Ühikuhind	Summa
3	KANDEARINDID					2 461,52
32	Kandvad ja välisseinad					2 461,52
326	Seinte puittarindid					-
	Liimpuitpostid GL28h 160x160 mm	20,00	0,51	m ³	650,00	332,80
	Liimpuitpostid GL28h 100x120 mm	17,00	0,20	m ³	650,00	132,60
	Liimpuitpostid GL28h 80x120 mm	5,00	0,05	m ³	650,00	31,20
	Liimpuitpostid GL28h 140x140 mm	8,00	0,16	m ³	650,00	101,92
	Liimpuitpostid GL28h 120x160 mm	16,00	0,31	m ³	650,00	199,68
	Liimpuit immutatud ja lakitud		110,89	m ²	15,00	1 663,32
4	FASSAADIELEMENID JA KATUSED					2 410,39
48	Katusetarindid					2 410,39
486	Puittarindid					-
	Liimpuittala GL28h 160x360 mm	41,76	2,41	m ³	650,00	1 563,49
	Liimpuittala GL28h 120x320 mm	20,88	0,80	m ³	650,00	521,16
	Liimpuittala GL28h 80x120 mm	10,44	0,10	m ³	650,00	65,15
	Katuseroovid liimpuit GL28h 120x320 mm	10,44	0,40	m ³	650,00	260,58
	KOKKU					4 871,91

Tabel 5.2 Teraskonstruktiooni kandetarindite maksumus

Kood	Kululiik	Maht	Ühik	Ühikuhind	Summa
3	KANDE TARINDID				5 687,76
31	Metalltarindid				5 687,76
311	Metallkarkass				
	Postid	908,60	kg	2,10	1 908,06
	Talad	1 799,86	kg	2,10	3 779,70
4	FASSAADIELEMENDID JA KATUSED				3 328,96
48	Katusetarindid				3 328,96
483	Metalltarindid				
	Kergtalad LP-Z200 1,5 mm	20,96	jm	8,50	178,16
	Kergtalad LP-Z200 2,0 mm	161,60	jm	10,50	1 696,80
	Kergtalad LP-Z200 2,5 mm	116,32	jm	12,50	1 454,00
	KOKKU				9 016,72

Tabelite 5.1 ja 5.2 hinna kalkulatsioon näitab, et projekteeritava hoone kandev osa on majanduslikult soodsam ehitada liimpuidust. Kandvate postide maksumus liimpuidu puhul on 798,20 €, samas kui teraspostide maksumus on 1 908,06 €. Kandvate talade maksumus liimpuidu puhul on 2 149,80 €, võrreldes terastalade maksumusega, mis on 3 779,70 €. Liimpuitroovide maksumus on 260,58 €, samas kui terasroovide ehk kergtalade maksumus on 3 328,96 €. Protsentuaalselt terasroovid on 92% kallimad kui liimpuitroovid, terastalad liimpuittaladest on 43% kallimad ning teraspostid on 58% kallimad liimpuitpostidest. Suurim hinnaerinevus on katuseroovidel, mille põhjuseks võib olla Z-terasroovide valmistamine. Talade hinnaerinevus, antud maksumuste põhjal, on teistest konstruktsioonelementidest kõige väiksem.

Kuna teraskonstruktioonide hinna sees on juba viimistlusega arvestatud, siis liimpuitkonstruktsiooni puhul arvestame viimistlust eraldi reana, mille maksumus on 1 663,32 €, kuid olulist hinnatõusu ei teki. Kui võrrelda eraldi terastalade ja -postide viimistluse maksumust liimpuittalade ja postidega viimistluse maksumusega, siis teraselementide viimistlus maksab 1 105,93 € ja liimpuitelementide viimistlus maksab 1 525,50 €. Protsentuaalselt terastalade ja -postide viimistlus on liimpuittaladest ja -postidest 28% odavam. Teraskonstruktiooni puhul tõstab hinda veel iga posti toe monolitiseermine. Antud töös võrreldakse konstruktsioonelementide maksumusi ning maksumuses monolitiseerimisega ei arvesta.

KOKKUVÕTE

Käesoleva magistritöö eesmärgiks oli teostada, suvise laagrikompleksi sööklahoone, liimpuitkonstruktsiooni ja teraskonstruktsiooni tugevusarvutused ning vastavalt dimensioneerimise tulemuste põhjal koostada mõlema konstruktsiooni kandvale osale maksumus.

Arvutused olid tehtud konstruktsiooni enim koormatud ja otsaseina raamide roovidele, taladele ja postidele. Liimpuitroovide arvutused olid teostatud käsitsi kasutades EVS standardeid ja Z-terasroovide puhul oli võimalik kasutada Ruukki poolset tarkvara PurCalc, mis arvutab lisaks roovi parameetritele ka roovile rakendatavat muutuvkoormust.

Talade ja postide arvutamisel on kasutatud programmi Robot Structural Analysis. Kandes sisse käsitsi arvutatud omakaalu-, lume ja tuulekoormused ning pakkudes elemendi ristlõikeid, suutis robot välja arvutada nende elementide kandevõimed, mille väärtused olid heaks abiks enda arvutuste kontrollimiseks. Kuna dimensioneerimises pidi arvestama ka kergpaneelide paigaldusest tulenevate nõuetega, siis enamasti konstruktsioonelemendid said pigem üledimensioneeritud. Kasutatav tugevusklass liimpuidu puhul oli GL28h ja terase puhul S355.

Magistritöö kolmandas ja neljandas peatükis leitud materjali ristlõikeid ja mõõtmeid aluseks võttes sai välja arvutatud konstruktsioonimahud ning selle alusel koostatud maksumuste tabel. Maksumustabelist näeme, et teraskonstruktsiooni roovide maksumus on liimpuitroovide maksumusest 92% kallim, terastalad on liimpuittaladest 43% kallimad ja teraspostid on liimpuitpostidest 58% kallimad. Terastalade ja postide viimistlus on aga liimpuittalade ja -postide viimistlusest 28% odavam. Teraskonstruktsiooni kogumaksumus on liimpuitkonstruktsiooni maksumusest 46% kallim.

Antud töö tulemus näitab, et väiksema ja kergema konstruktsiooniga hoone puhul on majanduslikult soodsam kasutada liimpuitelemente.

Edaspidi saaks käesoleva töö alusel välja arvutada konstruktsiooni kandvat vundamenti ja analüüsida parimat lahendust vastavalt asukohale. Kuna asukoha geoloogia on puudulik, siis ka selle uurimine oleks suureks kasuks laagrikompleksi projekteerimisele. Töös samuti puuduvad sõlmearvutused, mis tegelikult on projekteerimise üheks tähtsamaks ülesandeks. Samuti võib edaspidi analüüsida, kuidas mõjutavad TP-1 ja TP-2 klasside nõuded selle hoone näitel.

Joonistena on välja toodud hoone põhiplaan, vaated, mõlema konstruktsiooni hoon lõiked mööda laiust ja pikkust, mõlema konstruktsiooni posti toe ühenduse, posti-tala ühenduse ja harja lahenduse ideelised sõlmed.

ABSTRACT

The aim of this master's thesis was to perform strength calculations for the cafeteria building of a summer camp complex, considering glued laminated timber (glulam) and steel structures, and based on the results of dimensioning, to compile the costs for the load-bearing parts of both structures.

Calculations were conducted for the most heavily loaded and end wall frames, including purlins, beams, and posts. Glulam purlins were manually calculated using Estonian standards (EVS), while for Z-profile steel purlins, Ruukki's PurCalc software was employed, which calculates the variable load applied to the purlin in addition to the purlin's parameters. For the calculation of beams and posts, the Robot Structural Analysis program was utilized. By inputting manually calculated dead, snow, and wind loads and providing cross-sections of the elements, the program determined their load-bearing capacities, which served as valuable references for checking the calculations.

In the dimensioning process, consideration was given to the requirements resulting from the installation of lightweight panels. As a result, most structural elements were generally over-dimensioned. The glulam had a strength class of GL28h, and steel had a strength class of S355.

Using the cross-sections and dimensions found in the third and fourth chapters of the thesis, the volumes of the structures were calculated, and a cost table was compiled based on these calculations. From the cost table, it is evident that the cost of steel structure purlins is 92% higher than that of glulam purlins, steel beams are 43% more expensive than glulam beams, and steel posts are 58% more expensive than glulam posts. However, the finishing costs for steel beams and posts are 28% cheaper than for glulam beams and posts. The total cost of the steel structure is 46% higher than that of the glulam structure.

The results of this work indicate that for a smaller and lighter building structure, it is economically more advantageous to use glulam elements. Future steps could involve calculating the load-bearing foundation of the structure and analyzing the optimal solution based on its location. As the geological conditions of the location are incomplete, further investigation would be beneficial for the design of the summer camp complex. Additionally, future work could include detailed joint calculations, which are crucial for the design process. Further analysis could also assess the impact of TP-1 and TP-2 class requirements using this building as an example.

As drawings, the thesis includes the floor plan of the building, elevations, cross-sections along the width and length of both structures, idealized joints for both construction types, connections for post-to-support, post-to-beam, and ridge solutions.

KASUTATUD KIRJANDUS

- [1] T. Masso, Ehituskonstruktori käsiraamat, EHITAME, 2014.
- [2] G. Kodi, Puitkonstruktsioonide abimaterjal, 2012
- [3] K. Loorits, Teraskonstruktsioonide arvutus Eurokoodeks 3 järgi, Tallinn, Eesti Teraskonstruktsiooniühing, 2008
- [4] Eurokoodeks 1, „Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasukoormused. EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002,“ Eesti standardikeskus 2003.
- [5] Eurokoodeks 1, Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa1-3: Üldkoormused. Lumekoormus. EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016,“ Eesti standardikeskus 2007.
- [6] Eurokoodeks 1, „Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus. EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007,“ Eesti standardikeskus 2007.
- [7] Eurokoodeks 3, „Teraskonstruktsioonide projekteerimine. Osa1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015,“ Eesti standardikeskus 2015.
- [8] „Ehituskulude liigitamine. EVS 885:2005,“ Eesti standardikeskus 2005.
- [9] Eurokoodeks 5: „Puitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa1-1: Üldist: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. EVS-EN 1995-1-1:2005+ +NA:2007+A1:2008+NA 2009,“ Eesti standardikeskus 2009.
- [10] Eurokoodeks: „Ehituskonstruktsioonide projekteerimise alused. EVS-EN 1990:2002+NA:2002“ Eesti standardikeskus 2003.
- [11] Ruukki. Kergpaneel SP2E X-PIR välis-, siseseintele ja lagedele Kättesaadav: <https://www.ruukki.com/est/ehitustooted/tooted/seinakonstruktsioonid/sandwich-paneelid-valisseintele/sandwich-panel-detail/plyta-sp2e-x-pir#%c3%bclandmed> (11.01.2024)
- [12] Ruukki. Kergpaneel SP2C E-PIR katustele Kättesaadav: <https://www.ruukki.com/est/ehitustooted/tooted/katusekonstruktsioonid/sandwich-paneelid-katustele/sandwich-panel-detail/sp2c-e-pir> (11.01.2024)
- [13] Ruukki. Cold storage SP2E details EN Kättesaadav: <https://www.ruukki.com/docs/default-source/b2b-documents/sandwich-panels/cold-storage-sp2e-detailjit491624b7f90d406dbf0500d016876f67.pdf?sfvrsn=7638061046500330000> (11.01.2024)

- [14] Ruukki. Envelope solutions for cold storage facilities Kättesadav: https://www.ruukki.com/docs/default-source/b2b-documents/sandwich-panels/7ruukki-sandwich-panels-general_instructions_for_cold_storage_facilities.pdf?sfvrsn=56638037666825330000 (11.01.2024)
- [15] Ruukki. Ruukki lightweight purlins Kättesadav: <https://www.ruukki.com/docs/default-source/b2b-documents/load-bearing-sheets/lightweight-purlins/lightweight-purlin-technical-manual-03-2022.pdf?sfvrsn=59637888843174870000> (11.01.2024)
- [16] Siseministri määrus 30.03.2017 määrus nr 17 „Ehitisele esitatavad tuleohutusnõuded“ Kättesaadav: <https://www.riigiteataja.ee/akt/123022021013?leiaKehtiv> (11.01.2024)
- [17] Arcwood. Mõõdud Kättesaadav: <https://arcwood.ee/toode/liimpuit/#moodud> (11.01.2024)

LISAD

LISA 1 RUUKKI KERGTALADE ARVUTUSED

Project: Savikalda söökla kergtalad

Updated: 2023-12-17 17:29 (GMT)

Created: 2023-04-20 06:08 (GMT)

Customer:

National annex: Estonian NA

Contact person: Milena Gerasimova

Engineer's contact info: Tartu Ehitus

Email: milena@te.ee

Telephone number: 56878360

ID	Structural part	Updated	Created
1	Part	2023-12-17 17:29 (GMT)	2023-04-20 06:08 (GMT)

Characteristic

Structural part: Part

Updated: 2023-12-17 17:29 (GMT) Version: 1.1.32 (2023-09-13)

Created: 2023-04-20 06:08 (GMT)

Reliability class: RC2

Structure type: Roof purlin

Roof slope: 17°

Deflection limit: L/200 (according to NA)

Profile type: Z-profile

Purlin direction: Longitudinal

Bottom flange deflection restricted: No

Design according to testing: No

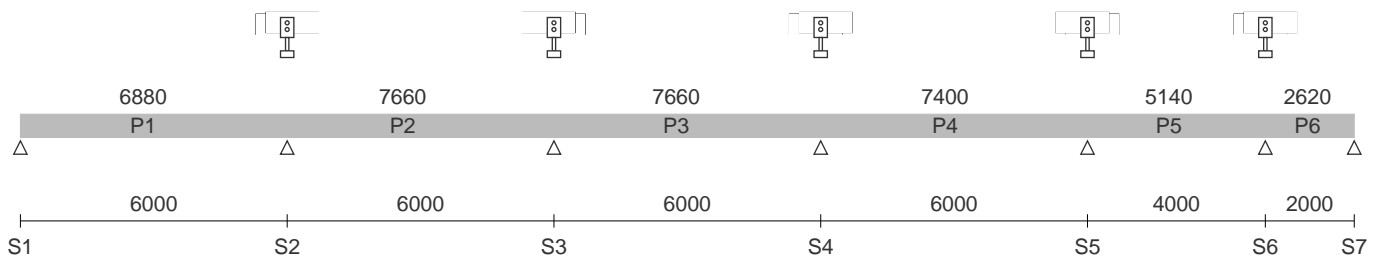
Chosen purlins fulfill design criteria. Maximum utilization rate: 98.3 %

Chosen fasteners fulfill design criteria. Maximum utilization rate: 76.0 %

Structural model

Left end: Distance to end of purlin: 50 mm

Right end: Distance to end of purlin: 50 mm



Selected purlin: LP-Z200

Purlin interval: 1740 mm

Total weight of the purlins: 4.5 kg/m²

Global warming potential, GWP (A1...A3): 11.8 kg CO₂ eq. / m² Zinc-coated

Span	Thickness [mm]	Length [mm]
P1	2.5	6880
P2	2.5	7660
P3	2.0	7660
P4	2.0	7400
P5	2.0	5140
P6	1.5	2620

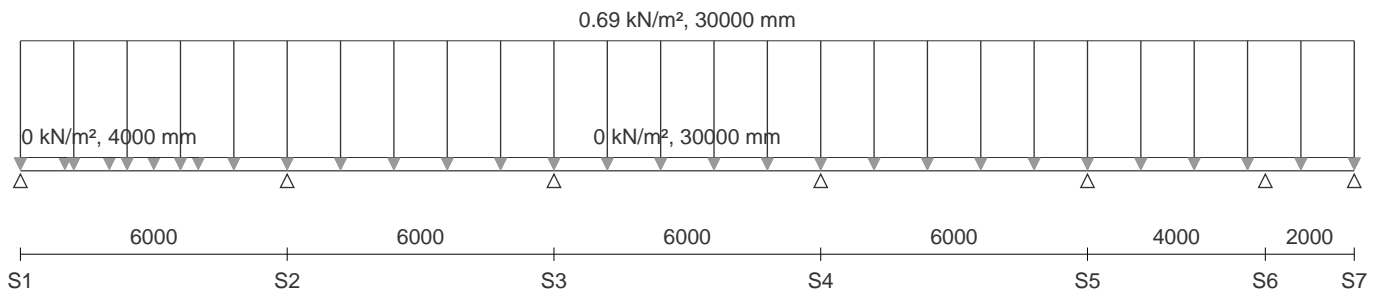
Supports and joints

Support	Axial support	Joint type
S1	Yes	End support
S2	Yes	Overlap
S3	Yes	Overlap
S4	Yes	Overlap
S5	Yes	Overlap
S6	Yes	Overlap
S7	Yes	End support

Dead load

Structure weight without purlins and sheeting: 0.56 kN/m²

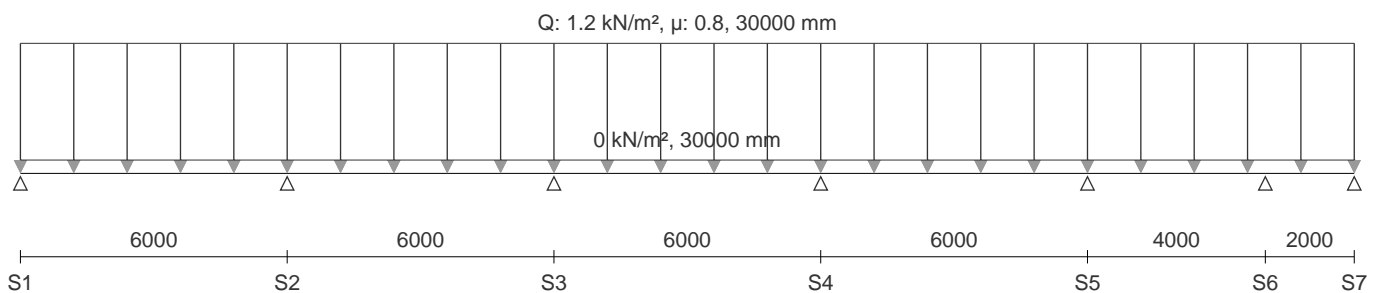
Total weight of the sheeting: 0.13 kN/m²



Snow load

Basic snow load: 1.5 kN/m²

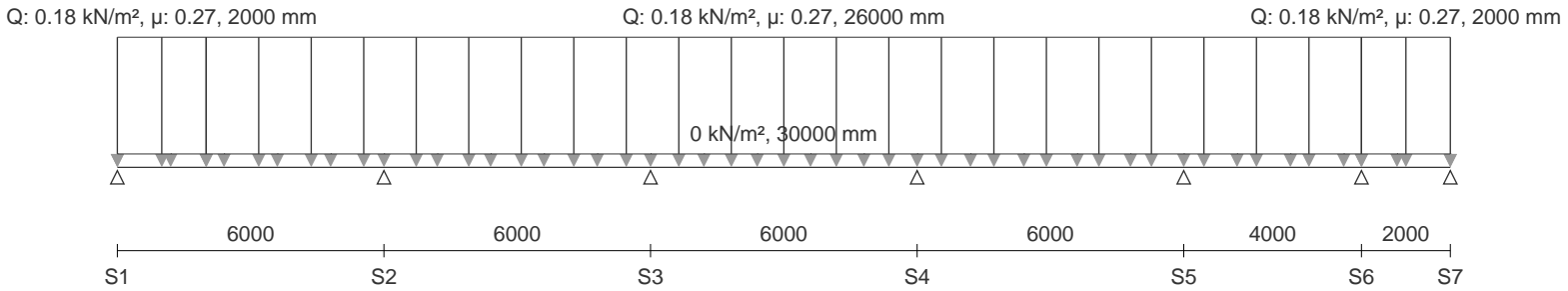
Movement: 0 %



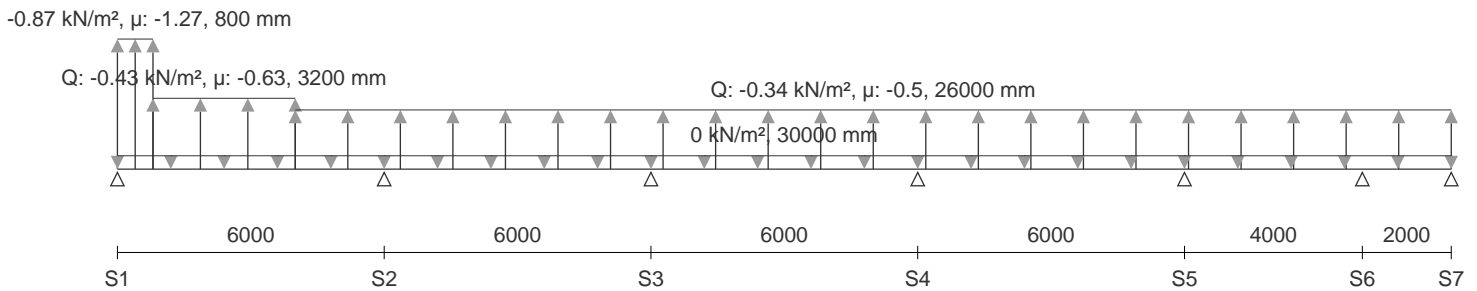
Wind load

Basic wind load: 0.685 kN/m²

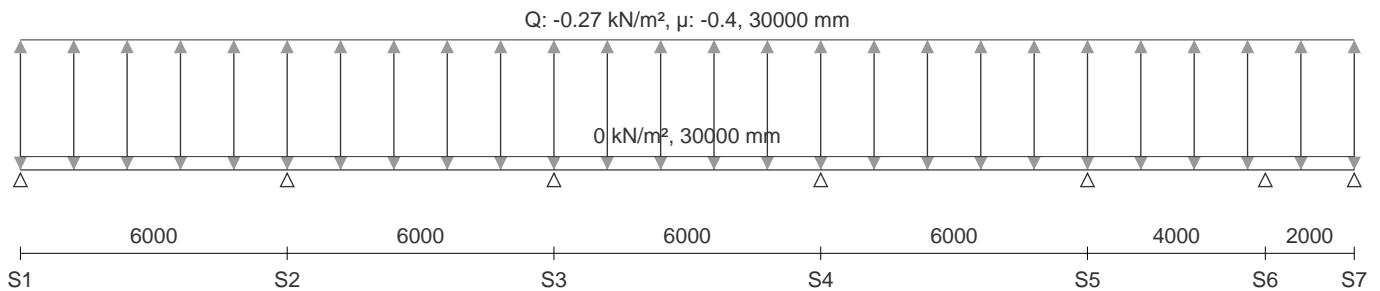
Case 1



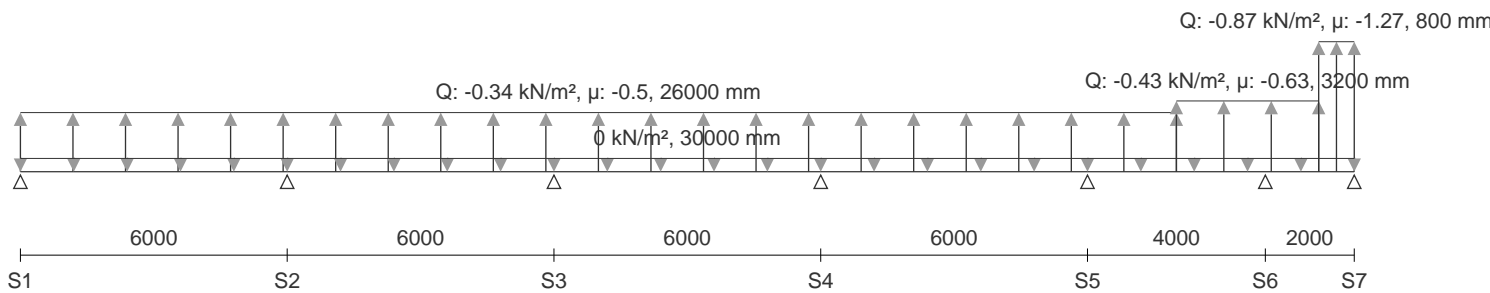
Case 2



Case 3

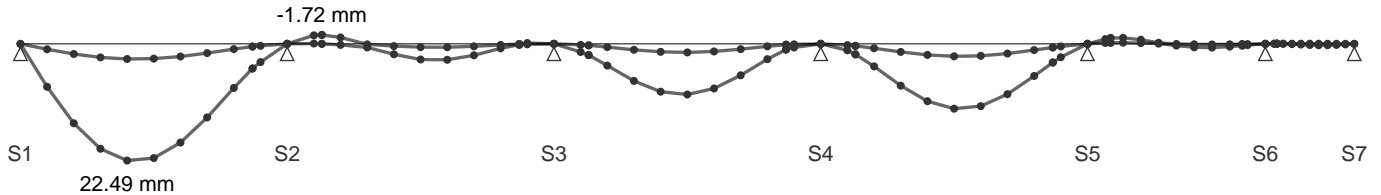
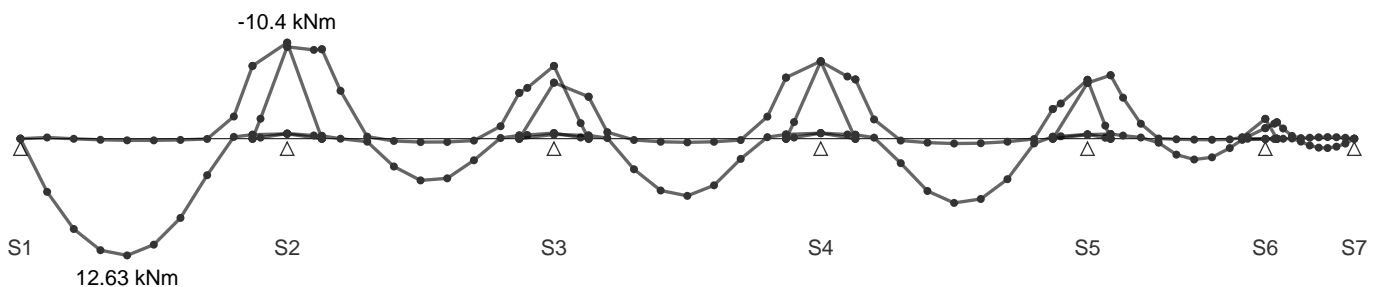


Case 4

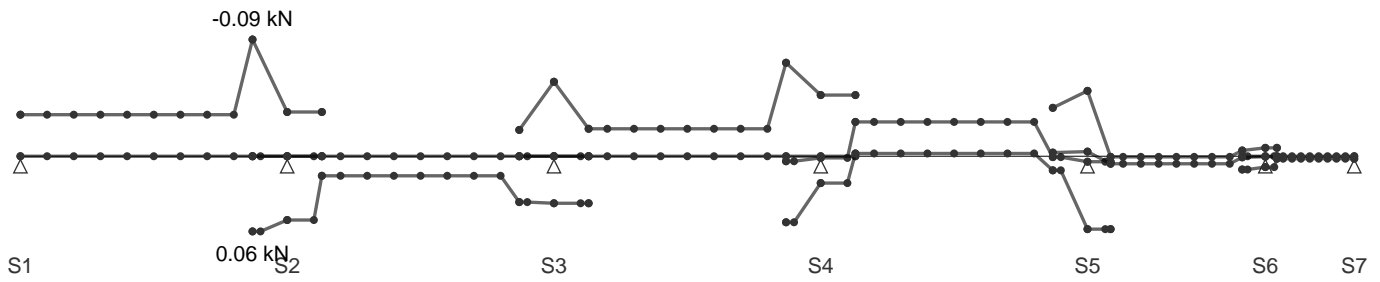


Utilization rates

Purlin	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	N/V/M	σ [MPa]	D [mm]
P1	12.6 / 19.1 66.1 %	0.1 / 181.8 0.0 %	14.3 / 72.0 19.9 %	66.1 %	-304.9 / 350.0 87.1 %	22.5 / 30.0 75.0 %
P2	9.9 / 19.1 52.0 %	0.1 / 323.5 0.0 %	-13.7 / 72.0 19.1 %	52.1 %	-317.2 / 350.0 90.6 %	4.7 / 30.0 15.8 %
P3	8.4 / 15.1 55.4 %	0.1 / 133.9 0.1 %	11.7 / 45.7 25.6 %	55.4 %	-317.9 / 350.0 90.8 %	9.8 / 30.0 32.5 %
P4	8.3 / 14.9 56.2 %	0.1 / 257.9 0.0 %	12.9 / 45.7 28.2 %	56.2 %	-344.0 / 350.0 98.3 %	12.5 / 30.0 41.6 %
P5	6.9 / 15.1 45.4 %	0.1 / 133.9 0.0 %	9.4 / 45.7 20.5 %	45.4 %	-314.8 / 350.0 90.0 %	3.6 / 30.0 12.0 %
P6	1.8 / 9.1 19.6 %	0.0 / 192.3 0.0 %	5.2 / 25.4 20.4 %	19.6 %	-225.7 / 350.0 64.5 %	0.3 / 10.0 2.6 %

Deflection

Bending moment


Normal force



Support reactions

ULS

Support	Transverse direction		Axial direction	
	Min [kN/purlin]	Max [kN/purlin]	Min [kN]	Max [kN]
S1	-0.52	11.03	-0.0	0.03
S2	2.22	33.49	-0.05	0.0
S3	2.22	27.41	-0.0	0.04
S4	2.29	30.02	0.0	0.01
S5	1.97	25.6	-0.03	-0.0
S6	0.1	13.77	0.0	0.0
S7	-0.61	3.11	0.0	0.0

Fasteners

Cleat wall thickness: 4 mm

Cleat steel grade: S355J2 (355/490)

Web fastener: M12 8.8

Edge distance of the fasteners at overlap joints: 50 mm

Upper flange support from sandwich panel

Core material: PUR/PIR and XPS/EPS

Weight: 13.4 kg/m²

Depth of profiling \geq 30 mm (on the fastener head side surface): Yes

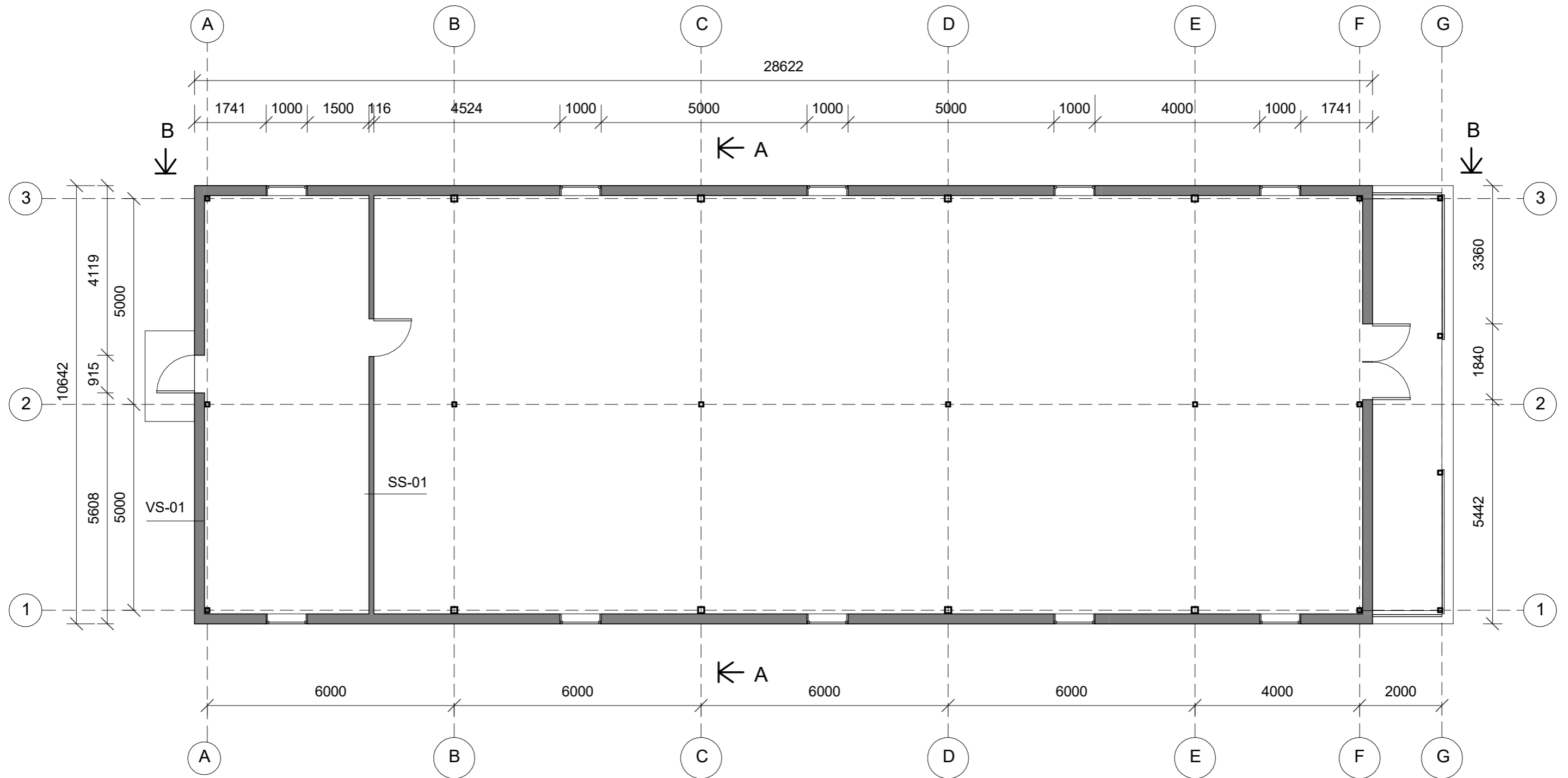
Support	Support fasteners			Overlap / sleeve fasteners		
	pcs / support	Utilization rate [%]	Design criterion	pcs / support	Utilization rate [%]	Design criterion
S1	2	22.2	Bearing			
S2	2	67.5	Bearing	2 + 2	24.9	Bearing
S3	2	69.4	Bearing	2 + 2	23.1	Bearing
S4	2	76.0	Bearing	2 + 2	24.8	Bearing
S5	2	64.8	Bearing	2 + 2	29.4	Bearing
S6	2	46.8	Bearing	2 + 2	27.0	Bearing
S7	2	10.6	Bearing			

Amount of fasteners

Total amount: 34 pcs / purlin row


LISA 2 GRAAFILINE OSA

Joonise nimetus	Mõõt
Põhiplaan	1:100
Vaade idast ja põhjast	1:100
Vaade läändest ja lõunast	1:100
LP-Lõige A-A	1:50
T-Lõige A-A	1:50
Liimpuidu ja teraskonstruktsiooni lõige B-B	1:100
Sõlm 1	1:10
Sõlm 2	1:10
Sõlm 3	1:10
Sõlm A	1:10
Sõlm B	1:10
Sõlm C	1:10
Siseseina tüüplõige	1:20
Välisseina tüüplõige	1:20
Katuse tüüplõige	1:20

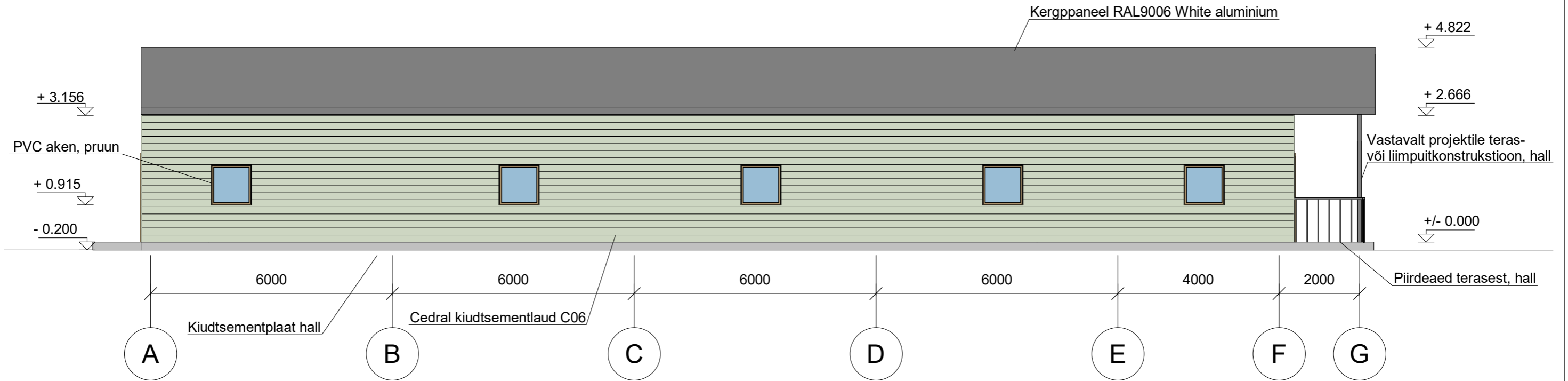


SS-01
Siseviimistlus
Kipsplaat Gyproc 4 PRO 2x12,5 mm
Metallkarkass 66/35
Klaasvill Isover Standard 35
Kipsplaat Gyproc 4 PRO
Siseviimistlus

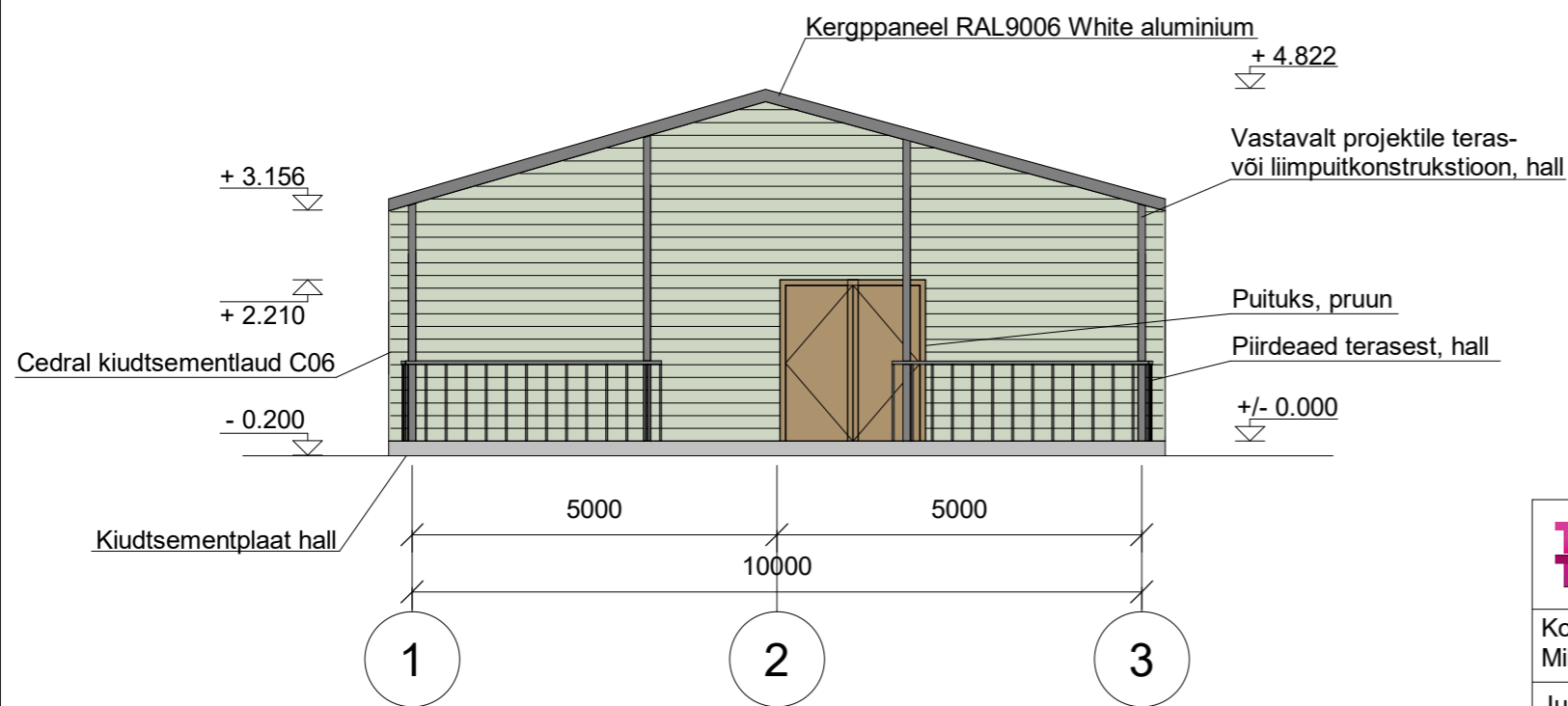
VS-01
Horisontaalne kiudtsement Cedral
Kalibreeritud roov 22x100 mm
Kergpaneel SP2E X-PIR
Distantssliist 22x50 mm
Kipsplaat Gyproc 4 PRO 2x12,5 mm
Siseviimistlus


 TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht 1/15	Mõõt: 1:100
Koostaja: Milena Gerasimova	11.01.2023	<h2>Põhiplaan</h2>		
Juhendajad: Lehar Leetsaar, Ragnar Pabort				
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus		

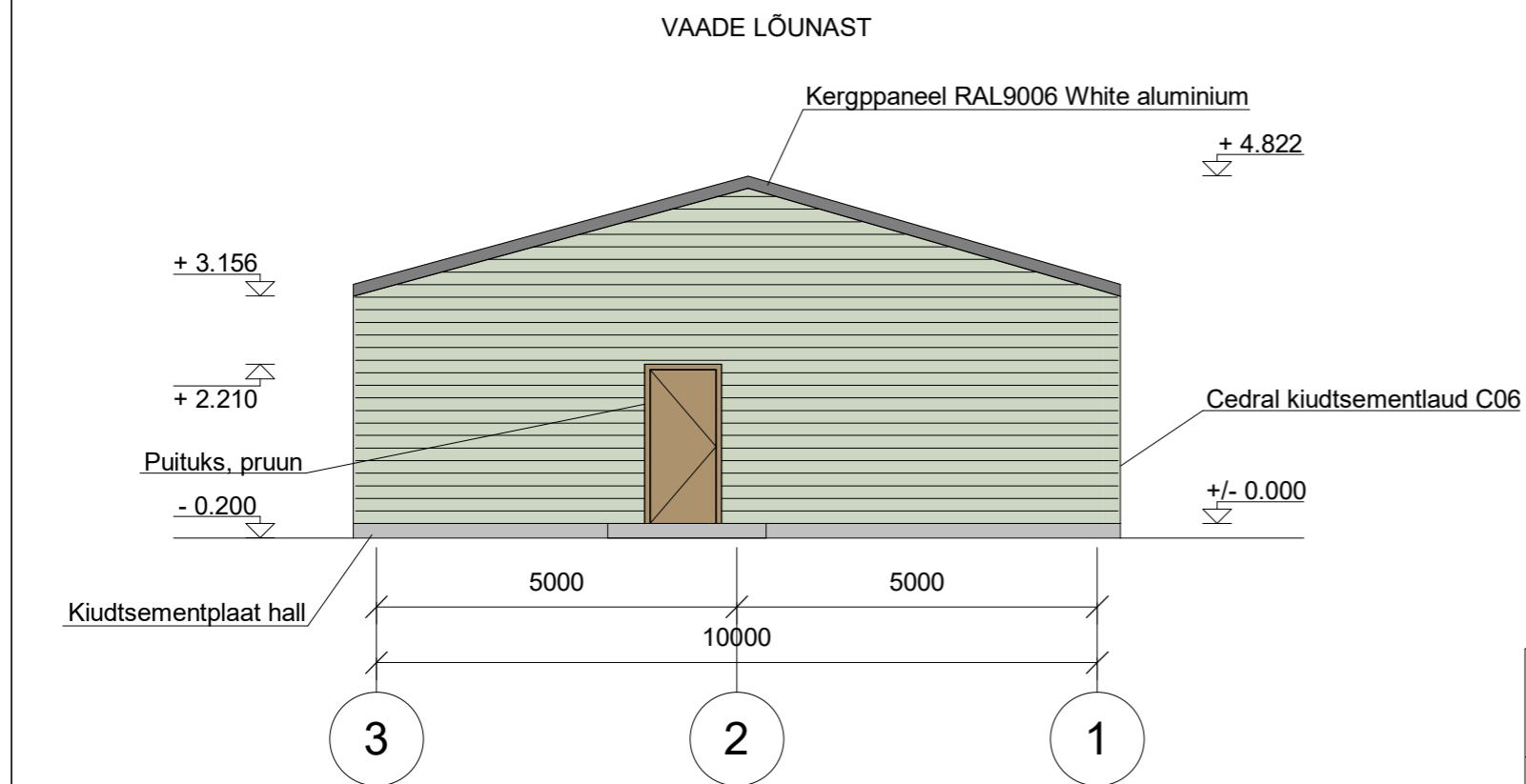
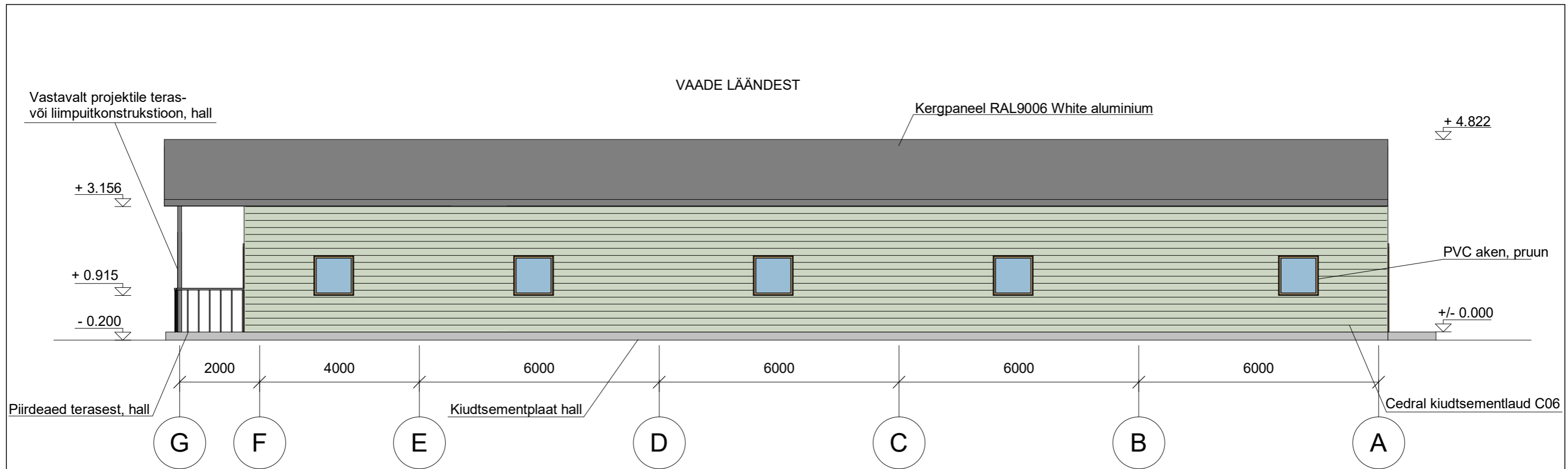
VAADE IDAST



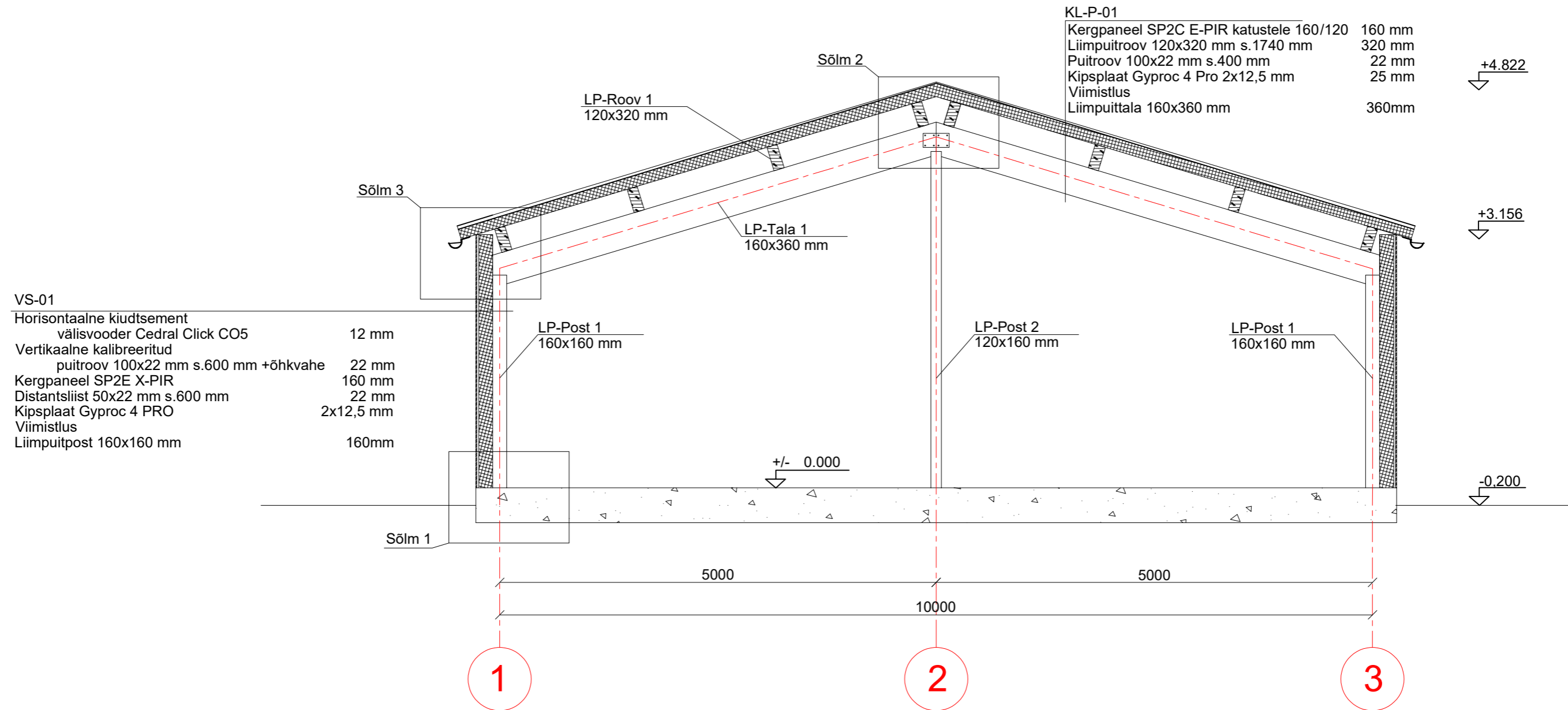
VAADE PÕHJAST



	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht 2/15	Mõõt: 1:100
	Koostaja: Milena Gerasimova 11.01.2023	<h2>Vaade idast ja põhjast</h2>		
Juhendajad: Lehar Leetsaar, Ragnar Pabort				
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus		



TAL TECH	TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht 3/15	Mõõt: 1:100
	Koostaja: Milena Gerasimova	11.01.2023	Vaade läändest ja lõunast	
Juhendajad: Lehar Leetsaar, Ragnar Pabort				
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus		



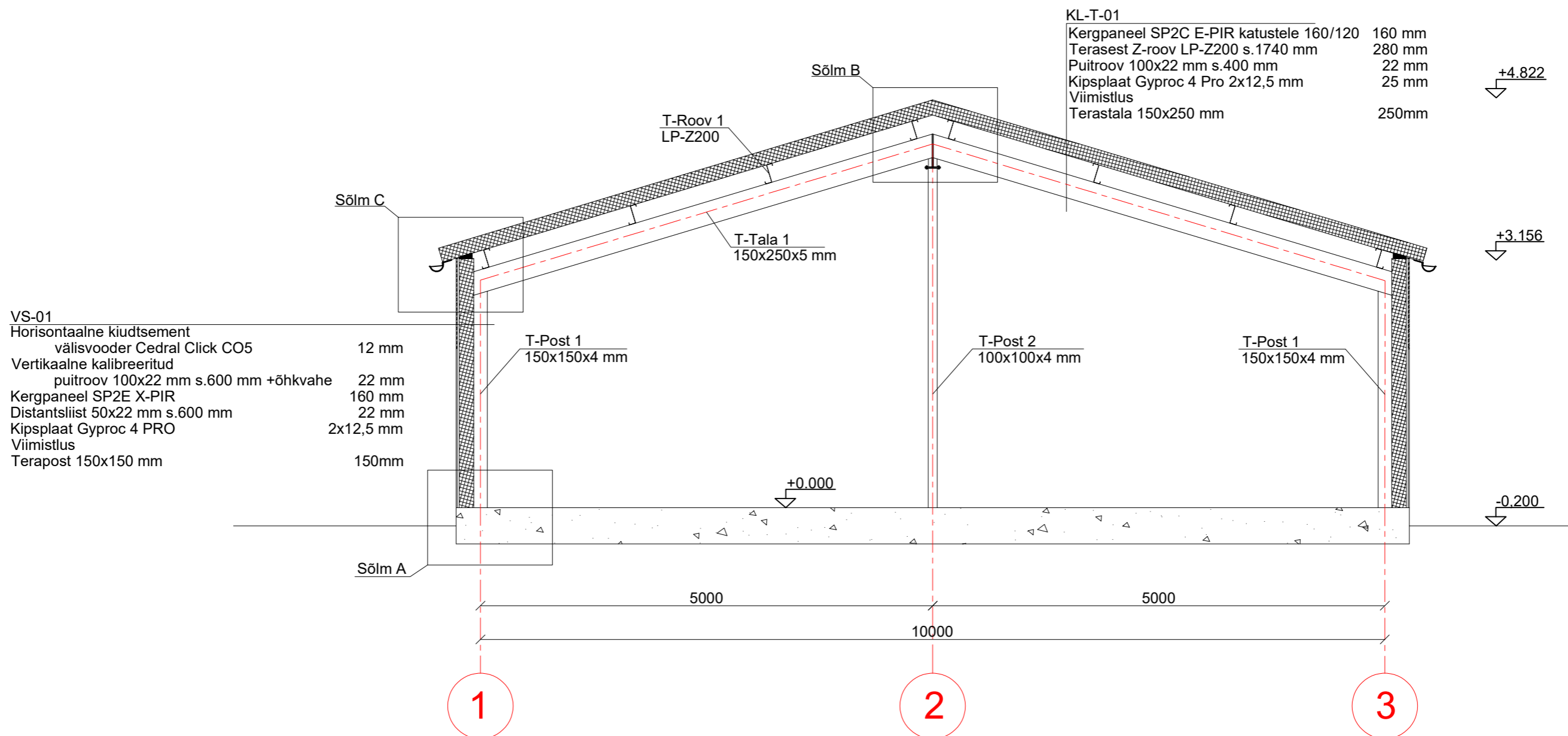
VS-01

Horisontaalne kiudsement välisvooder Cedral Click CO5	12 mm
Vertikaalne kalibreeritud puitroov 100x22 mm s.600 mm +õhkvähe	22 mm
Kergpaneel SP2E X-PIR	160 mm
Distantliist 50x22 mm s.600 mm	22 mm
Kipsplaat Gyproc 4 PRO	2x12,5 mm
Viimistlus	
Liimpuitpost 160x160 mm	160mm

KL-P-01

Kergpaneel SP2C E-PIR katustele 160/120	160 mm
Liimpuitroov 120x320 mm s.1740 mm	320 mm
Puitroov 100x22 mm s.400 mm	22 mm
Kipsplaat Gyproc 4 Pro 2x12,5 mm	25 mm
Viimistlus	
Liimpuittala 160x360 mm	360mm

	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Mööd: 1:50	Leht: 4/15
	Koostaja: Milena Gerasimova Juhendaja: Lehar Leetsaar Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort	LP-Lõige A-A		
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus	Kuupäev: 11.01.2024	

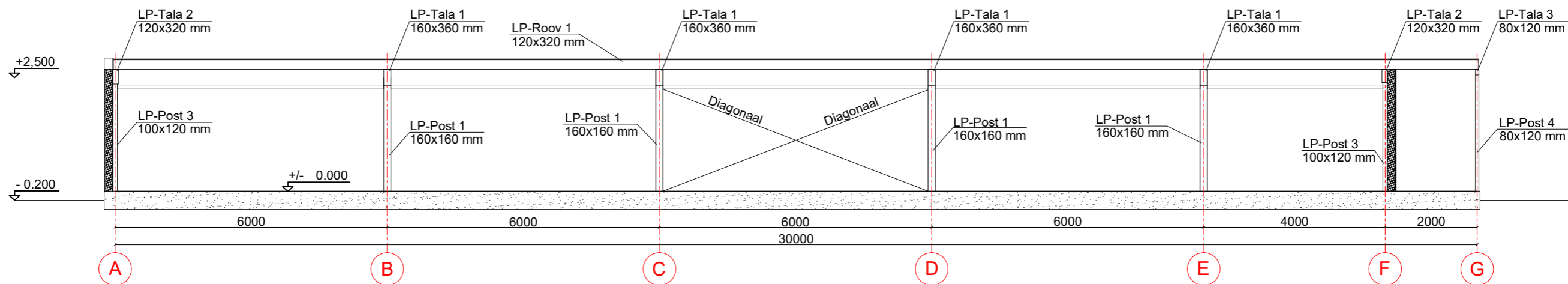


VS-01
 Horisontaalne kiudsement välisvooder Cedral Click CO5 12 mm
 Vertikaalne kalibreeritud puitroov 100x22 mm s.600 mm +õhkvahe 22 mm
 Kergpaneel SP2E X-PIR 160 mm
 Distantssliit 50x22 mm s.600 mm 22 mm
 Kipsplaat Gyproc 4 PRO 2x12,5 mm
 Viimistlus
 Terapost 150x150 mm 150mm

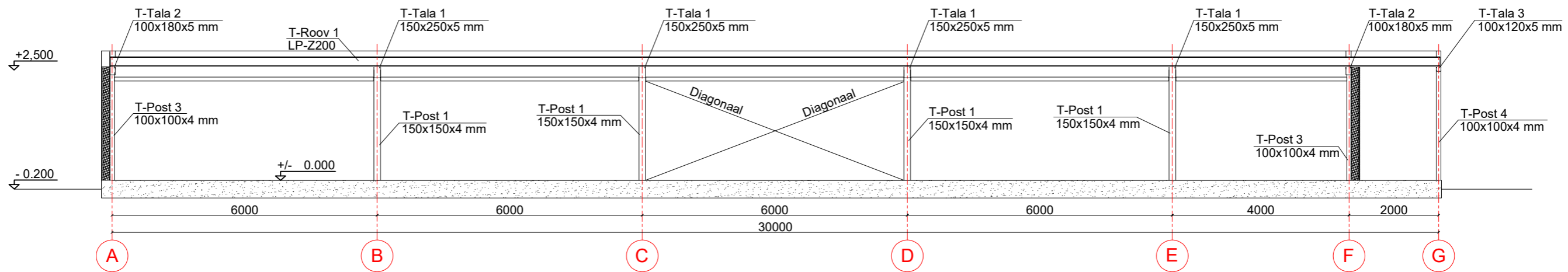
KL-T-01
 Kergpaneel SP2C E-PIR katustele 160/120 160 mm
 Terasest Z-roov LP-Z200 s.1740 mm 280 mm
 Puitroov 100x22 mm s.400 mm 22 mm
 Kipsplaat Gyproc 4 Pro 2x12,5 mm 25 mm
 Viimistlus
 Terastala 150x250 mm 250mm


	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Mõõt: 1:50	Leht: 5/15
	Koostaja: Milena Gerasimova Juhendaja: Lehar Leetsaar Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort	<h1>T-Lõige A-A</h1>		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus
Tartu Kolledž				

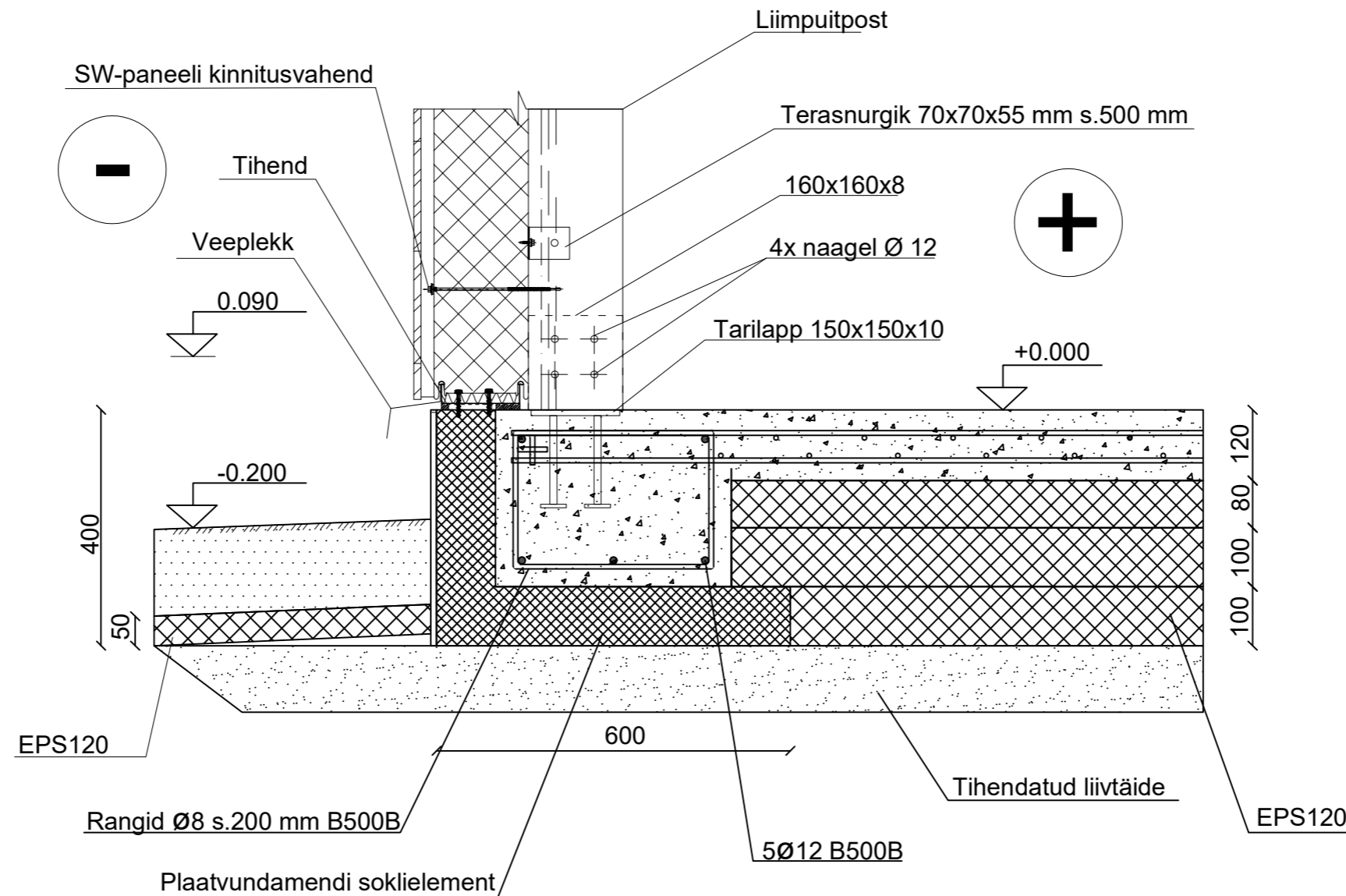
LÕIGE B-B




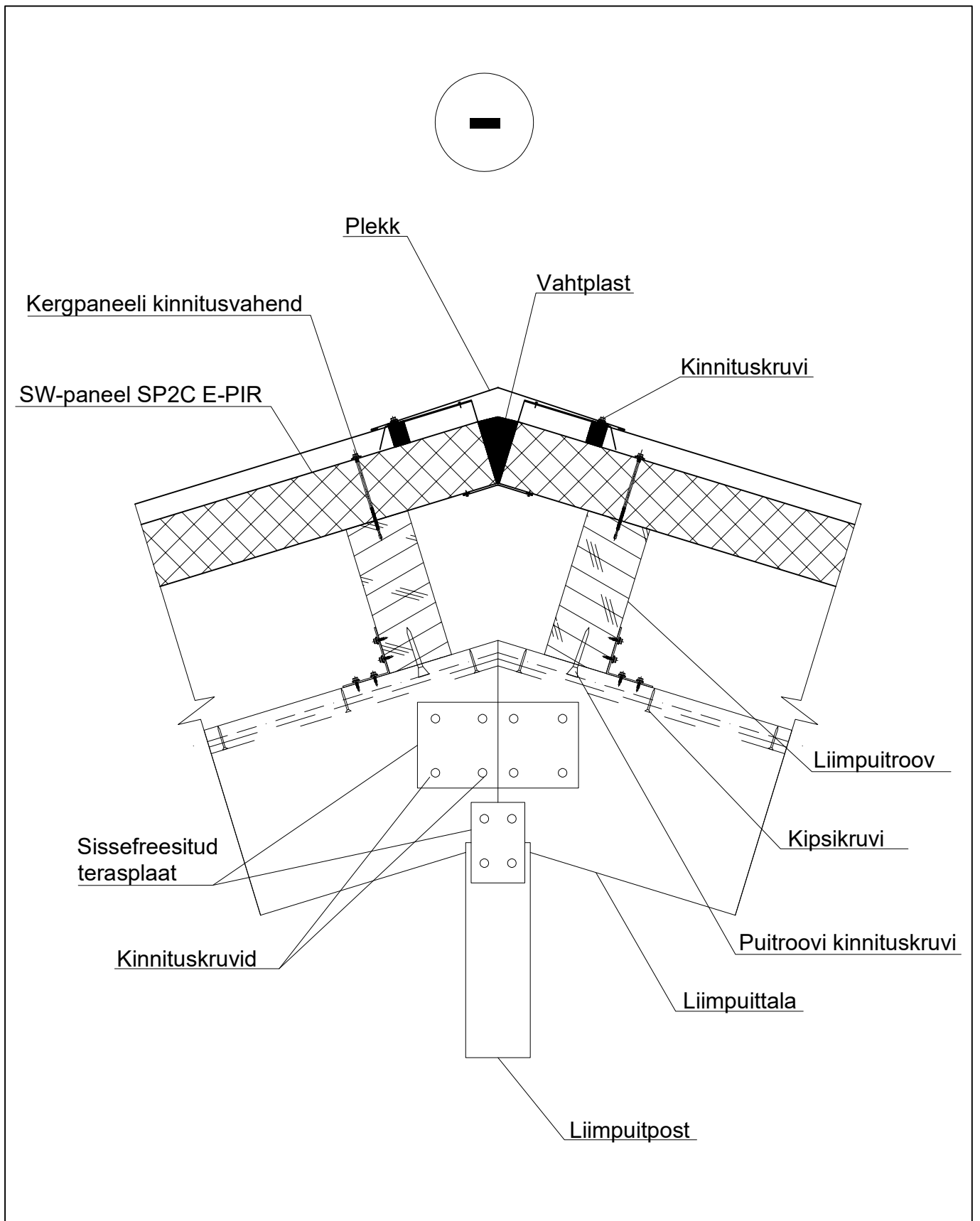
LÕIGE B-B




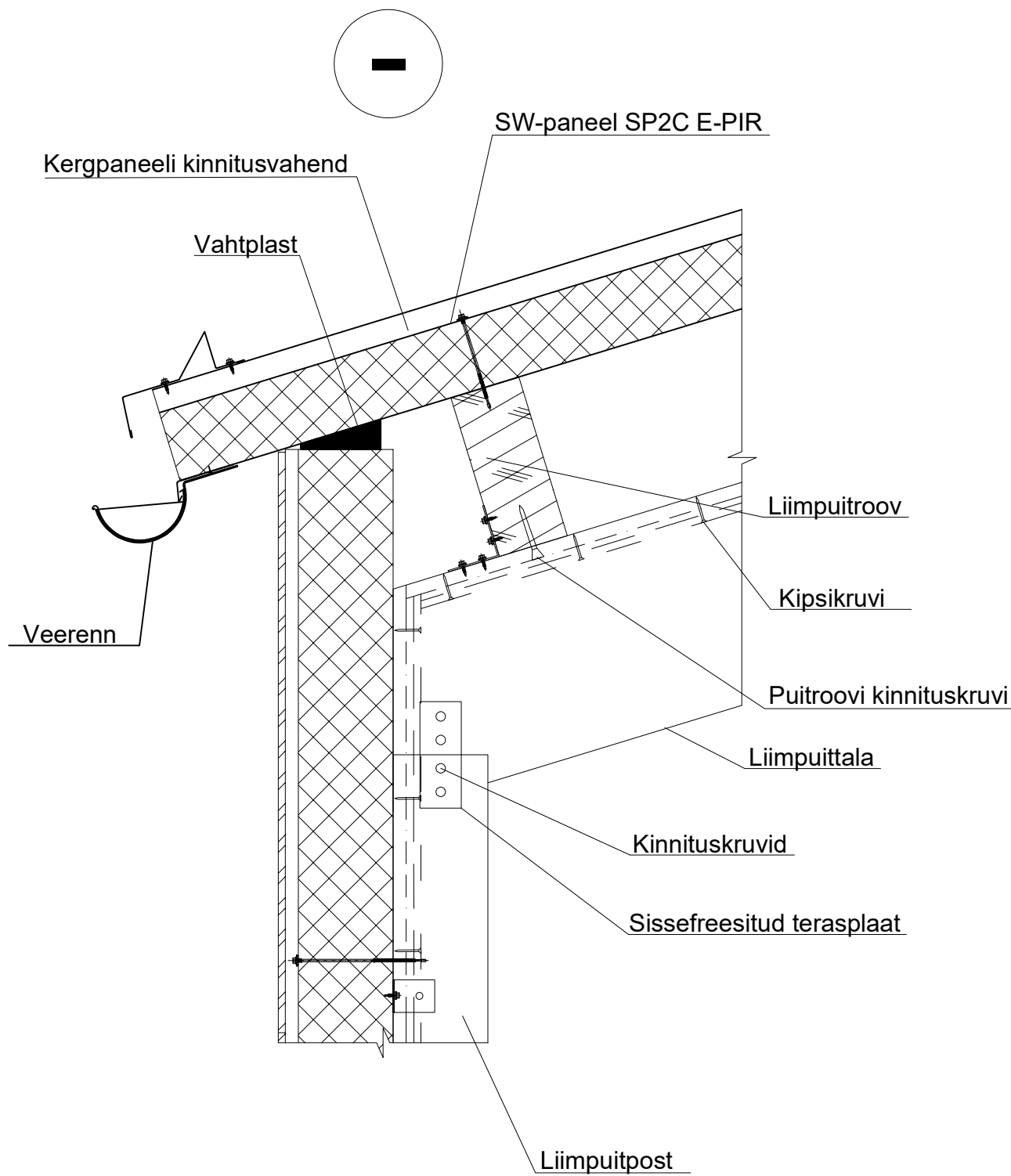
	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Mõõt: 1:100	Leht: 6/15
	Koostaja: Milena Gerasimova Juhendaja: Lehar Leetsaar Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort	Liimpuidu ja teraskonstruktsiooni lõige B-B		
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus		Kuupäev: 11.01.2024




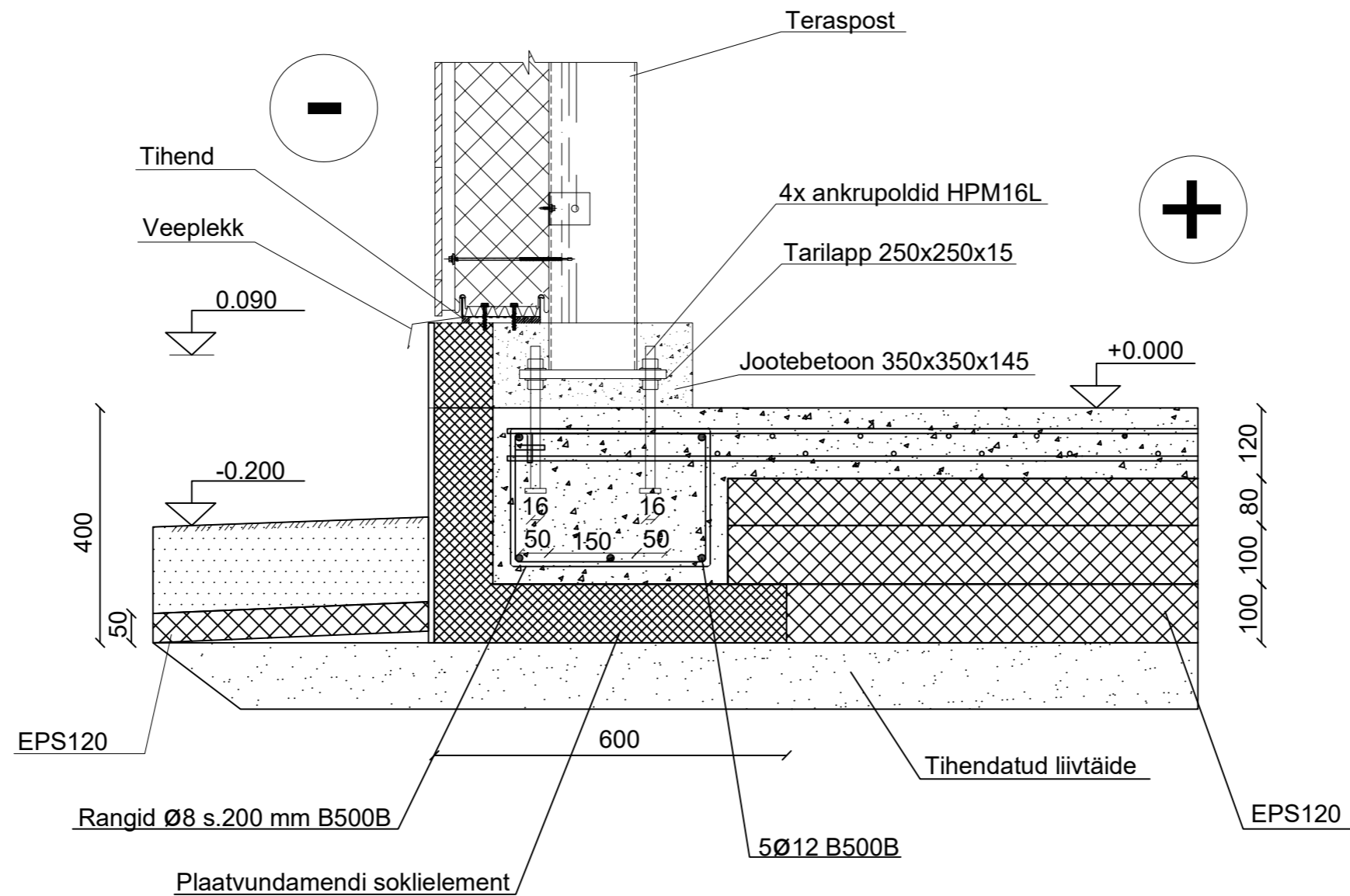
	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Mõõt: 1:10	Leht: 7/15
	Koostaja: Milena Gerasimova Juhendaja: Lehar Leetsaar Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort	Sõlm 1		
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus	Kuupäev: 11.01.2024	




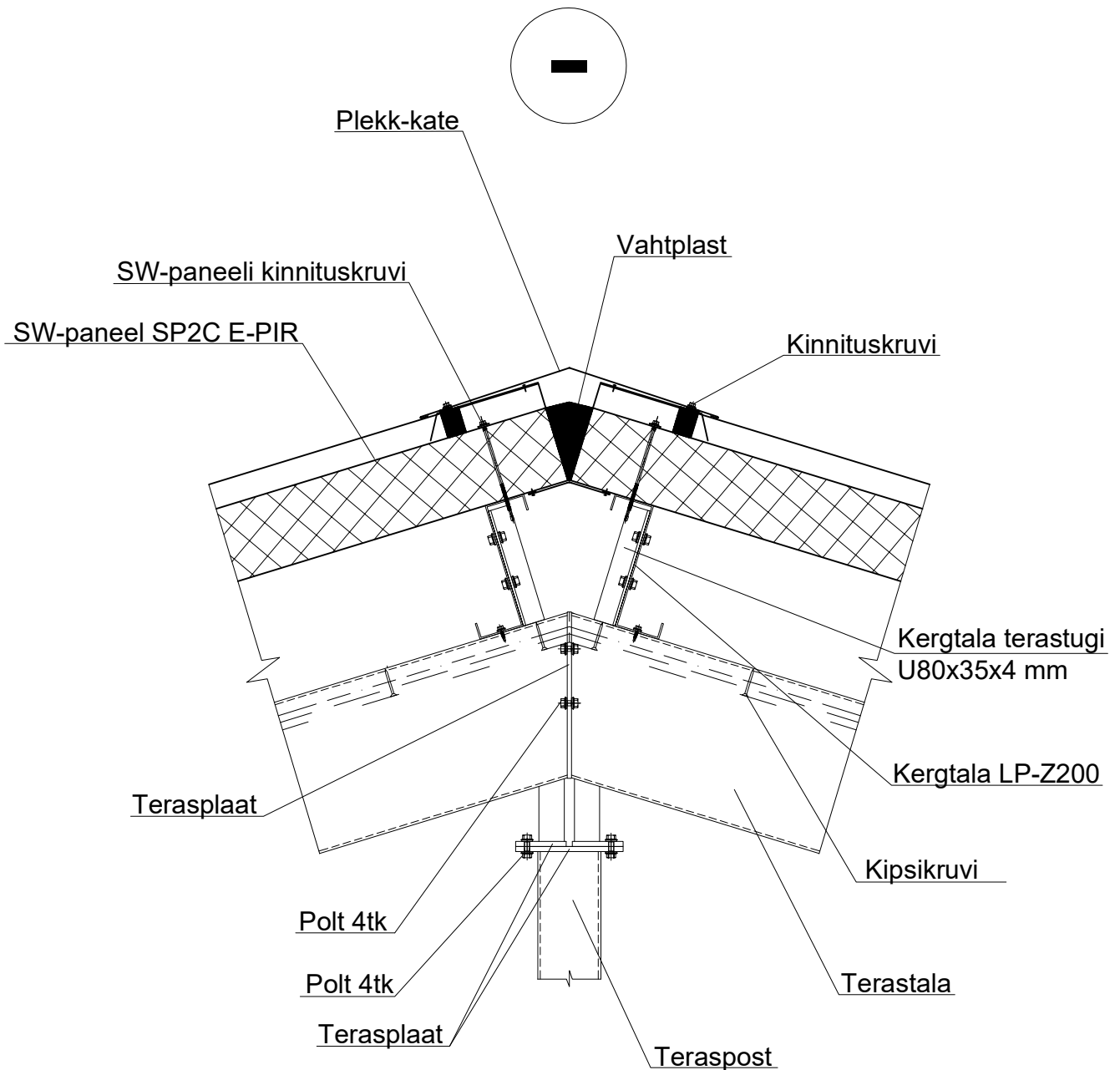
	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Mõõt: 1:10	Leht: 8/15
	Koostaja: Milena Gerasimova Juhendaja: Lehar Leetsaar Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort		Sõlm 2	
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus	Kuupäev: 11.01.2024	




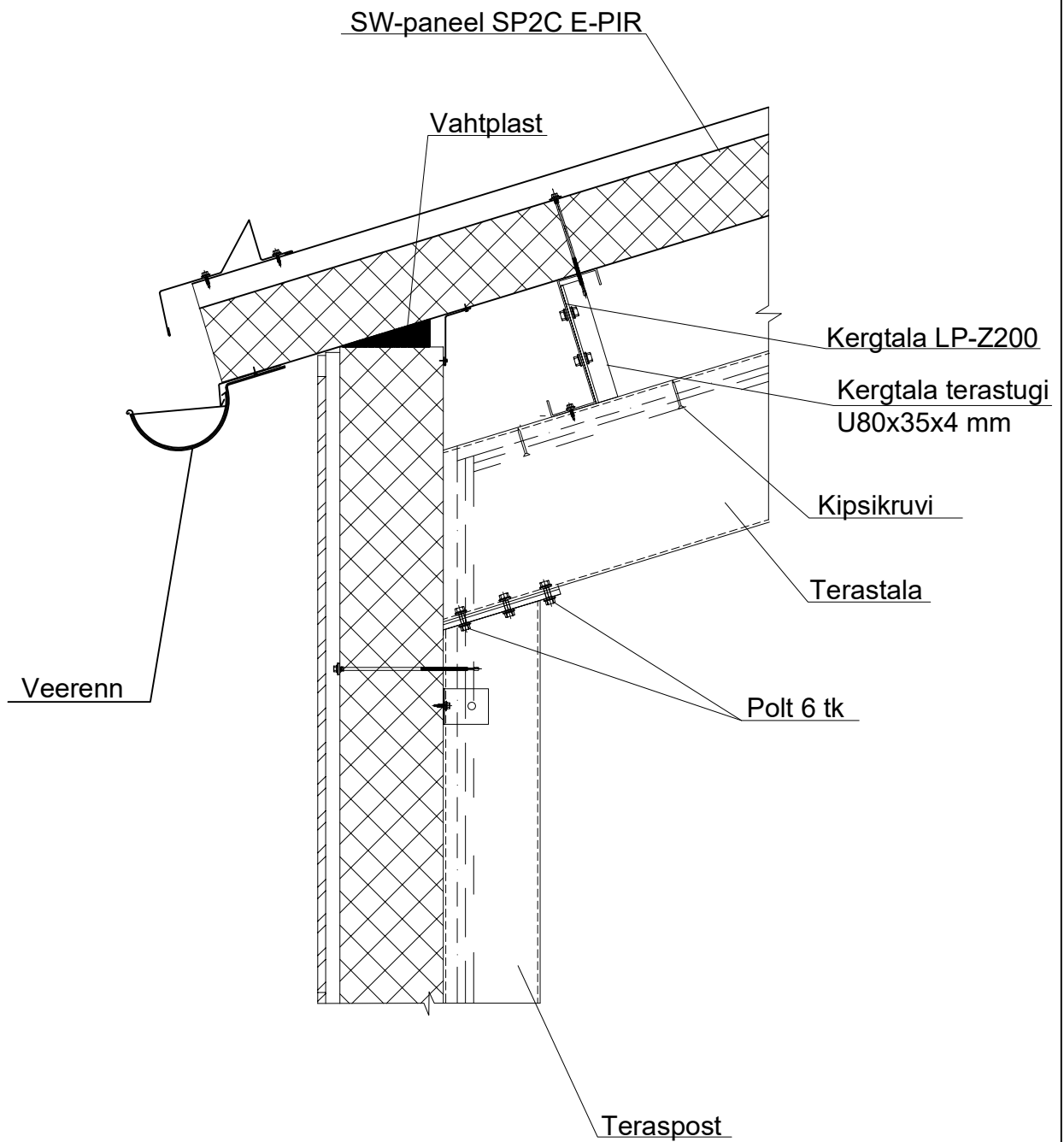
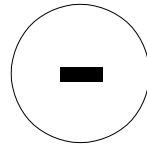
	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Mõõt: 1:10	Leht: 9/15
	Koostaja: Milena Gerasimova Juhendaja: Lehar Leetsaar Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort		Sõlm 3	
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus	Kuupäev: 11.01.2024	




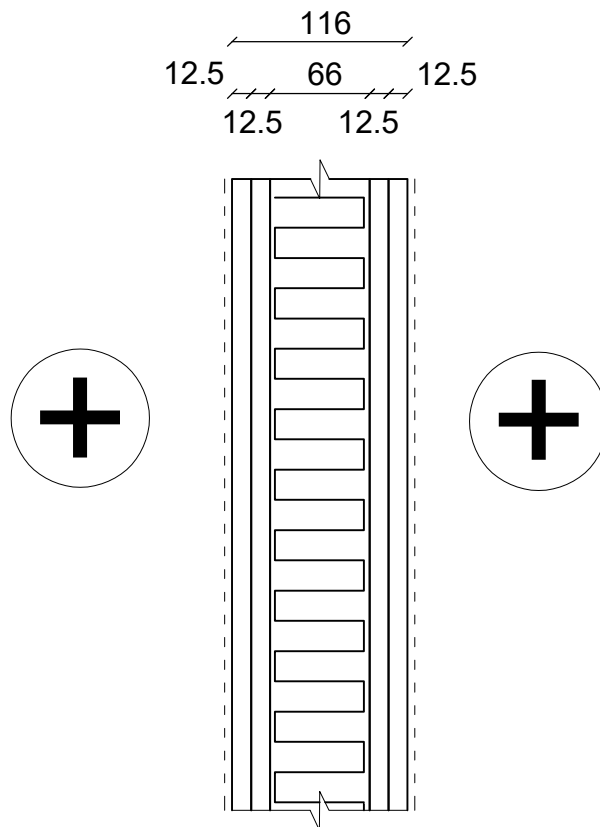
	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Mõõt: 1:10	Leht: 10/15
	Koostaja: Milena Gerasimova Juhendaja: Lehar Leetsaar Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort	Sõlm A		
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus	Kuupäev: 11.01.2024	



	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Mõõt:	Leht:
				1:10
Koostaja:	Milena Gerasimova	<h1>Sõlm B</h1>		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar			
Kaasjuhendaja:	Ragnar Pabort			
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus	Kuupäev: 11.01.2024	



	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Mõõt: 1:10	Leht: 12/15
Koostaja:	Milena Gerasimova	<h2>Sõlm C</h2>		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar			
Kaasjuhendaja:	Ragnar Pabort			
<h2>Tartu Kolledž</h2>		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus	Kuupäev: 11.01.2024	



SS-01

Viimistlus

Kipsplaat Gyproc 4 PRO

Teraskarkass 66/35 + Klaasvill Isover Standard 35 70 mm

Kipsplaat eritugev

Kipsplaat Gyproc 4 PRO


Viimistlus

2x12,5 mm

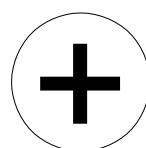
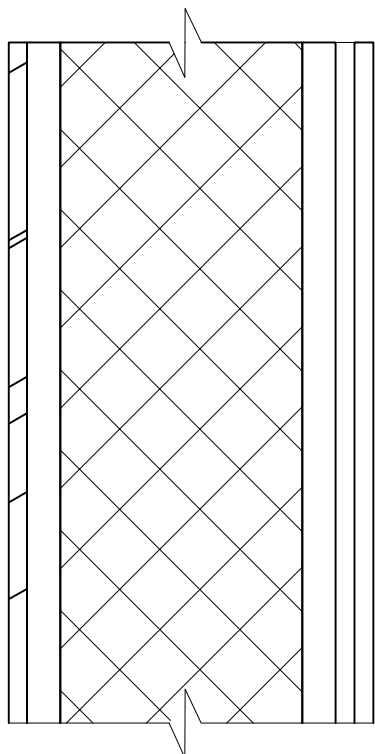
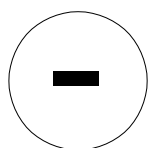
66 mm

12,5 mm

12,5 mm


	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht: 13/15	Mõõt: 1:20
	Koostaja: Milena Gerasimova		Siseseina tüüplõige	
Juhendaja: Lehar Leetsaar Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort				
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus	Kuupäev: 11.01.2024	

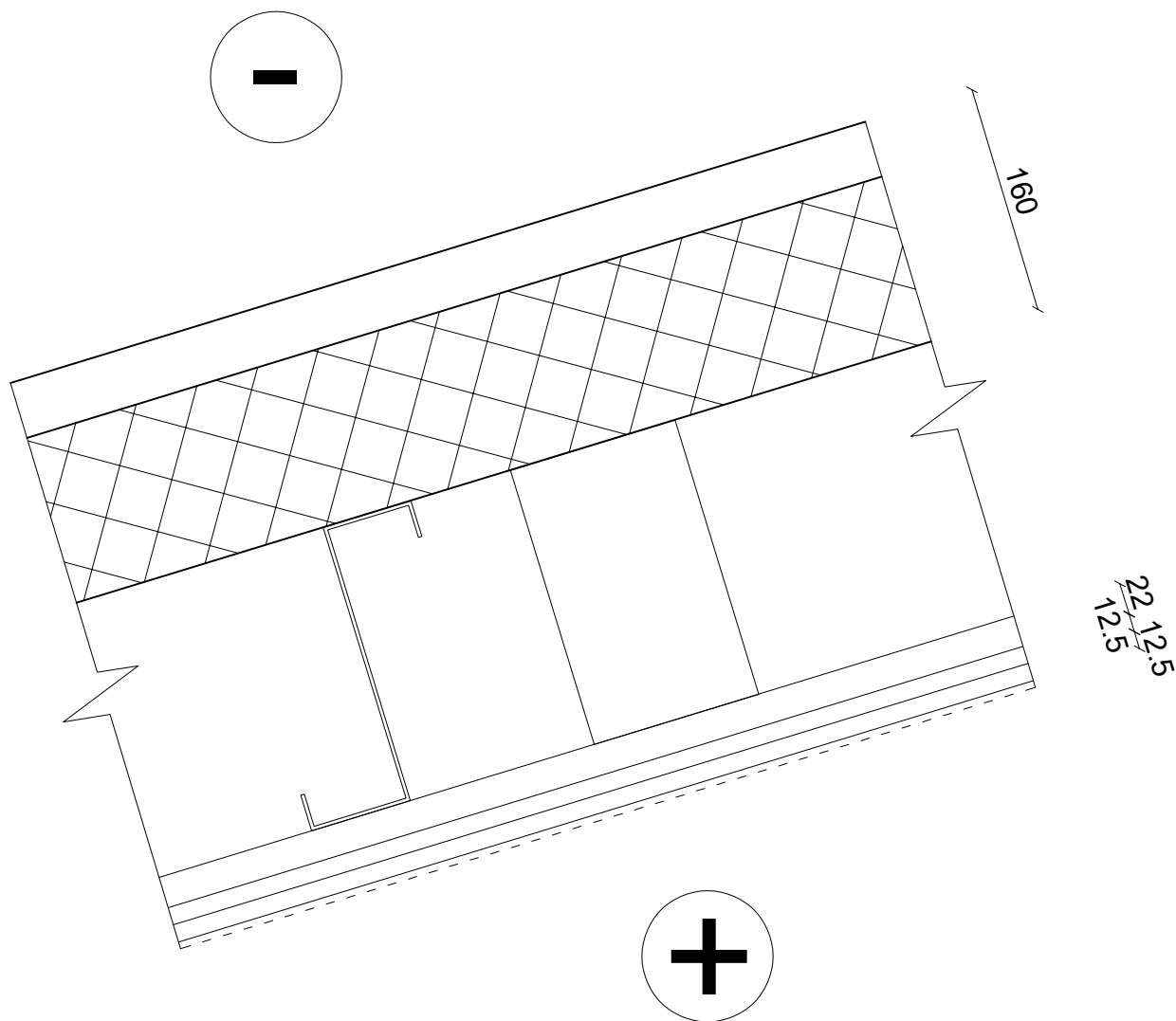
$\overbrace{\hspace{10em}}^{241}$
 $\underbrace{\hspace{10em}}_{12.5}$
 12 22 160 22 12.5



VS-01

Horisontaalne kiudtsement välisvooder Cedral Click CO6	12 mm
Vertikaalne kalibreeritud puitroov 22x100 mm s.600 mm +õhkvahe	22 mm
Kergpaneel SP2E X-PIR	160 mm
Distantслиist 22x50 s.600 mm	22 mm
Kipsplaat Gyproc 4 PRO	2x12,5 mm
Viimistlus	


	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht: 14/15	Mõõt: 1:20
	Koostaja: Milena Gerasimova Juhendaja: Lehar Leetsaar Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort	Välisseina tüüplõige		
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus	Kuupäev: 11.01.2024	



KL-P-01 ja KL-T-01

Kergpaneel SP2C E-PIR 160/120
 Terasest Z-roov või liimpuitroov s. 1740 mm
 Distantслиist 100x22 mm s. 400 mm
 Kipsplaat Gyproc 4 Pro
 Viimistlus

160 mm
 200...280 mm
 22 mm
 2x12,5 mm

	TalTech INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Leht: 15/15	Mõõt: 1:20
	Koostaja: Milena Gerasimova Juhendaja: Lehar Leetsaar Kaasjuhendaja: Ragnar Pabort		Katuslae tüüplõige	
Tartu Kolledž		Savikalda laagrikompleksi hoone terasest ja puidust konstruktiivne lahendus ja maksumuste võrdlus	Kuupäev: 11.01.2024	