

**TAL
TECH**

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND
Tartu kolledž

**TEENINDUS- JA BÜROOHOONE
KANDEKONSTRUKTSIOONIDE
DIMENSIONEERIMINE**

**DIMENSIONING THE LOAD-BEARING STRUCTURES OF
COMMERCIAL AND OFFICE BUILDING**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Erki Vellama

Üliõpilaskood 144549EAEI

Juhendaja: Ragnar Pabort, lektor

Tartu 2020

AUTORIDEKLARATSIOON

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.

"29" mai 2020

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

"....." 202.....

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

"....."202... .

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks¹

Mina, Erki Vellama (sünnikuupäev: 30.06.1995)

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose

Teenindus- ja büroohoone kandekonstruksioonide dimensioneerimine,

mille juhendaja on

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.

¹*Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil.*

_____ (allkiri)

_____ (kuupäev)

Tartu kolledž

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Erki Vellama, 144549EAEI

Õppekava, peeriala: EAEI02/12Tartu – Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine
spetsialiseerumisega ehitiste projekteerimine ja arhitektuur

Juhendaja: lektor Ragnar Pabort, tel +372 534 014 60

Lõputöö teema:

Teenindus- ja büroohoone kandekonstruksioonide dimensioneerimine

Dimensioning the load-bearing structures of commercial and office building

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Terasest kandekonstruksioonide dimensioneerimine
2. Terasfermi ja sprengeltala maksumuse võrdlus

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Koormuste määramine, sisejõudude leidmine	27.03.2020
2.	Konstruksioonide dimensioneerimine, maksumuse küsimine	15.05.2020
3.	Seletuskirja koostamine, jooniste vormistamine	26.05.2020

Töö keel: eesti **Lõputöö esitamise tähtaeg:** "29" mai 2020.a

Üliõpilane: Erki Vellama "....." mai 2020.a
/allkiri/

Juhendaja: Ragnar Pabort "....." mai 2020.a
/allkiri/

Programmijuht: Aime Ruus "....." mai 2020.a
/allkiri/

SISUKORD

Lühendite ja tähiste loetelu	7
SISSEJUHATUS	10
1 PÕHIOSA	11
1.1 Hoone tutvustus	11
1.2 Arvutusmeetodi kirjeldus	13
1.3 Kandevkonstruktsiooni kirjeldus	14
1.4 Kandekonstruktsioonides kasutatavad materjalid	14
2 KOORMUSED	16
2.1 Piirseisundid, koormuskombinatsioonid ja osavarutegurid	16
2.2 Omakaalukoormused	18
2.3 Lumekoormus	19
2.3.1 Lumekoormus lamekatusel	20
2.4 Tuulekoormus	20
2.4.1 Tuulekoormus seintele	21
2.4.2 Tuulekoormus katusele	24
2.5 Muud koormused	27
2.6 Koormuskombinatsioonid	27
2.6.1 Kandepiirseisundi (ULS) koormuskombinatsioonid	28
2.6.2 Kasutuspiirseisundi (SLS) koormuskombinatsioonid	28
3 Katusekandjate dimensioneerimine	29
3.1 Üldosa	29
3.2 Terasfermi dimensioneerimine	29
3.2.1 Fermile mõjuvad koormused	29
3.2.2 Fermi ülemise vöö kandevõime kontroll	30
3.2.3 Fermi alumise vöö kandevõime kontroll	34
3.2.4 Võrguvarida V-03 kandevõime kontroll	37
3.2.5 Võrguvarida V-11 kandevõime kontroll	39
3.2.6 Surutud varrastele kandevõime	40
3.2.7 Tõmmatud varraste kandevõime	41
3.2.8 Fermi sõlmede kontroll	42
3.2.9 Varraste V-13, V-03 ja V-01 sõlm	43
3.2.10 Varraste V-01 ja V-18 sõlm	45
3.2.11 Varraste V-02, V-11 ja V-12 sõlm	48
3.2.12 Terasfermi läbipaine	53
3.3 Terasest otsatala dimensioneerimine	53
3.3.1 Terastalale mõjuvad koormused	53

3.3.2	Terastala kandevõime kontroll	53
3.3.3	Terastalale läbipaine	57
3.4	Sprengeltala dimensioneerimine	58
3.4.1	Sprengeltalale mõjuvad koormused	58
3.4.2	Sprengeltala ülemise vöö kandevõime kontroll	58
3.4.3	Sprengeltala muljumise kontroll	61
3.4.4	Tõmbevöö kandevõime kontroll	63
3.4.5	Sprengeltala postide kandevõime kontroll	63
3.4.6	Sprengeltala läbipaine	65
3.5	Liimpuidust otsatala dimensioneerimine	66
3.5.1	Liimpuidust otsatalale mõjuvad koormused	66
3.5.2	Liimpuidust otsatala kandevõime kontroll	66
3.5.3	Liimpuidust otsatala läbipaine	68
3.6	Katusekandjate maksumuse võrdlus	68
3.6.1	Terastalale katusekandjate maksumus	68
3.6.2	Sprengeltalade maksumus	69
3.6.3	Maksumuse analüüs	70
4	Terastalade dimensioneerimine	71
4.1	Üldosa	71
4.2	Teenindusosa posti dimensioneerimine	71
4.2.1	Postile mõjuvad koormused	71
4.2.2	Post TP-1 kandevõime kontroll	72
4.2.3	Posti TP-1 jala kandevõime kontroll	76
	KOKKUVÕTE	80
	KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU	81
	LISAD	82
	Lisa 1 Fermi sisejõud	83
	Lisa 2 Terastalale läbipaine	86
	Lisa 4 Sprengeltala sisejõud	88
	Lisa 5 Liimpuidust otsatala sisejõud	90
	Lisa 6 Posti sisejõud	92
	Lisa 7 Läbipained	94
	Lisa 8 Katusekandjate spetsifikatsioon	95
	Lisa 9 Toereaktsioonid kandev profiilplekist	97
	Lisa 10 Graafiline osa	98

Lühendite ja tähiste loetelu

ULS (*ultimate limit state*) – kandepiir seisund

SLS (*serviceability limit state*) – kasutuspiir seisund

a – keevisõõbluse kõrgus

A – ristlõike pindala

A_{ef} – efektiivne kontaktpind ristikiudu survele

A_f – posti vöö pindala

A_s – keermestatud osa ristlõikepindala

a_w – abisuurus

b – profiili laius

B – materjali paksus

$b_{e.ov}$ – abisuurus

b_{ef} – ristlõike efektiivlaius

b_{eff} – abisuurus

C18 – okaspuidust saematerjali tugevusklass

C30/37 – betooni tugevusklass

C_e – avatustegur

C_{my} – ekvivalentse paindemomendi tegur

C_t – soojustegur

e – ekstsentrilisus, koormustsooni mõõde

E – elastsusmoodul

$E_{0.05}$ – elastsusmoodul 5% pikikiudu

$f_{c.0.g.d}$ – survetugevuse arvutusväärtus pikikiudu

$f_{c.90.g.d}$ – survetugevuse arvutusväärtus ristikiudu

$f_{c.90.g.k}$ – survetugevuse normväärtus ristikiudu

$F_{c.d}$ – survejõu arvutusväärtus

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus

$f_{j.d}$ – vundamendi arvutuslik survetugevus

$f_{m.y.d}$ – paindetugevuse arvutusväärtus

f_u – terase tõmbetugevus

$f_{v.d}$ – nihketugevuse arvutusväärtus

$F_{w.Ed}$ – keevisõõbluse summaarne tugevus

$f_{vw.d}$ – keevise arvutuslik nihketugevus

f_y – terase voolavuspiir

G – alaliskoormuse väärtus

g – ülekatte projektsioonipikkus

GL28h – lamell-liimpuidu tugevusklass

h – hoone kõrgus parapetita, profiili kõrgus

h_p – parapeti kõrgus

i – ristlõike inertsiraadius

$k_{c.90}$ – tegur, mis arvestab kontaktpindade vahekaugust, kontaktpikkust ja puitristlõike kõrgust

$k_{c.y}$ – nõtketegur

k_{cr} – tegur

k_h – tegur

k_m – tegur

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

k_n – abisuurus

k_y – abisuurus

k_{yy} – koosmõjutegur

L – varda pikkus

L_{cr} – Varda nõtkepikkus

L_w – keevisõmbluse pikkus

M_a – moment ankrupoltide suhtes

m_{Ed} – paindemoment ühiklaiuse kohta

$M_{Ed}, M_{Ed.1}, M_{Ed.2}$ – arvutuslik paindemoment

$M_{Ed.s}$ – arvutuslik paindemoment lõigu keskel

$M_{N.Rd}$ – ristlõike arvutuslik paindekandevõime, kus on pikijõu N_{Ed} vähendav mõju arvesse võetud

m_{Rd} – paindekandevõime ühiklaiuse kohta

$M_{y.d}$ – paindemomendi arväärtus y-telje suhtes

$M_{y.Ed}$ – maksimaalne paindemomendi arväärtus y-telje suhtes

$M_{y.Rd}$ – arvutuslik paindekandevõime y-telje suhtes

n – abisuurus

N_{Ed} – arvutuslik pikijõud

N_{Rd} – arvutuslik normaalkandevõime

P – eelpinge koormuse väärtus

p – pealpoolse võrguvarda kontaktpinna projektsioonipikkus

$Q_{k,1}$ – domineeriva muutuvkoormuse väärtus

$Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormuse väärtus

r – ristlõike raadius

s_k – lume normkoormus maapinnal

z – hoone kõrgus

z_a – ankrupoltide kaugus survetsooni keskkohast

z_b – survetsooni laius alusplaadi all
 t – ristlõike seina paksus
 V_{Ed} – arvutuslik põikjõud
 w – läbipaine
 w_e – tuulerõhk
 w_{max} – maksimaalne läbipaine
 W_{pl} – elastne vastupanumoment
 W_{pl} – plastne vastupanumoment
 $V_{pl.Rd}$ – ristlõike plastne põikjõukandevõime
 $V_{pl.Rd}$ – ristlõike plastne põikjõukandevõime
 X_d – materjali omaduse arväärtus

α – nõtkekõvera hälbetegur
 β_c – tegur
 γ – abisuurus, materjali mahukaal
 γ_G – muutuvkoormuse osavarutegur
 $\gamma_{G.inf}$ – alaliskoormuse soodne osavarutegur
 $\gamma_{G.sup}$ – alaliskoormuse ebasoodne osavarutegur
 $\gamma_M, \gamma_{M1}, \gamma_{M2}$ – materjali osavarutegur
 γ_P – eelpinge osavarutegur
 γ_Q – muutuvkoormuse osavarutegur
 ε – tugevusklassi mõju arvestav tegur
 η – abisuurus
 θ – varrastevaheline nurk
 λ_{ov} – ülekatte suurus
 $\lambda_{rel.y}$ – suhteline saledus.
 $\bar{\lambda}$ – ristlõikeklassile vastav abisuurus
 μ – nõtketegur
 μ_1 – lumekoormuse kujutegur
 π – tegur
 $\sigma_{c.0.d}$ – pikikiudu survepinge arväärtus
 $\sigma_{m.y.d}$ – paindepinge y-telje suhtes
 $\sigma_{m.z.d}$ – paindepinge z-telje suhtes
 τ_d – arvutuslik nihkepinge
 ϕ – nõtkekõverast sõltuv abisuurus
 χ_y – nõtketegur paindenõtkel
 $\Psi_{0,i}$ – muutuvkoormuse kombinatsioonitegur

SISSEJUHATUS

Magistritöö teemaks on teenindus- ja büroohoone teraskonstruksioonide dimensioneerimine ning terasest katusekandjate maksumuse võrdlemine liimpuidust ja terast sprengeltala maksumusega. Hoonele on koostatud arhitektuurne eelprojekt Arhitektuuristuudio Märk OÜ poolt.

Lõputöö eesmärk on dimensioneerida konstruktsioonid võimalikult optimaalselt, arvestades arhitektuurset lahendust ning Eesti Vabariigist kehtivaid projekteerimis- ja ehitusstandardeid.

Töö sisu on jaotatud viieks põhijaotiseks. Esimene jaotis tutvustab hoonet, arvutusmeetodeid ja kandevskeemi. Teises jaotises leitakse hoonele mõjuvad alalis- ja muutuvkoormused ning koostatakse koormuskombinatsioonid. Kolmandas osas dimensioneeritakse katusekandjad ning hinnatakse nende maksumust. Terasest katusekandjate puhul kontrollitakse fermi vööde, varraste ning enimkoormatud sõlmede ning otsatalade kandevõimet. Liimpuidust ja terasest katusekandjate puhul kontrollitakse sprengeltala vööde ning postide ning liimpuidust otsatalade kandevõimet. Neljandas osas kontrollitakse enimkoormatud posti kandevõimet ning painde ja survega koormatud posti jala kandevõimet.

Enimkoormatud posti ja selle jala arvutus on oluline hindamaks teraspostide võimet võtta vastu hoone seintele mõjuvaid tuulekoormuseid. Suurte avade tõttu hoone otsaseintes pole võimalik diagonaalseid terassidemeid paigutada ning hoone stabiilsuse tagavad teraspostid koos diafragmadega.

Katusekonstruktsioonide arvutuses on kasutatud toereaktsioone programmist Poimu. Konstruktsioonide maksimaalsed sisejõud on leidud arvutusprogrammiga *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* 2020 ning esitatud kuvatõmmistena töö lisades.

1 PÕHIOOSA

1.1 Hoone tutvustus

Töös käsitletav ehitis on lihtsa vormiga risttahuka kujuline hoone, mis on valdavalt monteeritavatest elementidest. Hoone ehitisealune pindala on 1168,8 m², kabariitmõõtmega 42,5 · 27,5 m, kõrgusega 8,3 m, telje sammuga 6,0 m ning katusekandjate sille on 13,5 m. Hoone on jaotatud kaheks osaks, mille ühes osas on teenindusplokk ning teises osas kontori- ja olmeplokk. Teenindusplokk on valdavalt ühekorruseline, erandiks on laborite kohal asuv ladustamisala. Kontoriplokk on kahekorruseline, mille esimesel korrusel on kabinetid ning rietusruumid koos pesuruumidega ning teisel korrusel kabinetid ja nõupidamise ruum koos vajalike teenindusaladega. Hoone horisontaalseteks kandekonstruktsioonideks on vahelae raudbetoonpaneelid, katuslae terasfermid ja kandev profiilplekk ning vertikaalseteks konstruktsioonideks teraspostid ja õõnesplokk müüritis. Välisseinad on kolmekihilisest raudbetoon soklist, kergpaneelist ning klaasfassaadist.

Hoonet tutvustavates alapunktides toodud andmed on arhitektuursest eelprojektist. [1]

Tehnilised andmed

Kasutusotstarve:	102201 Büroohoone 12519 Muu tööstushoone
Pikkus:	42,5 m
Laius:	27,5 m
Kõrgus:	8,3 m
Ehitisealune pindala:	1168,8 m ²
Korruselisus:	2
Hoone suletud netopind:	1723,7 m ²
Köetav pind:	1723,7 m ²
Tehnopind:	42,4 m ²
Hoone kubatuur:	9350 m ³
Hoone kasutusiga:	50 aastat
Tulepüsisivus:	TP-2 (büroo) TP-3 (teenindus)
Tagajärgedeklass:	CC2
Töökindluse klass:	RC2

Hoone ehituskonstruksioonid

Hoone rajatakse madalvundamendile, mis lahendatakse ehituskonstruksioonide projektiga. Vertikaalsed kandekonstruksioonid on monteeritavast terasest ja õõnesplokki müüritisest, horisontaalsed kandekonstruksioonid on terasfermid ja raudbetoonpaneelid.

Hoone paiknemine

Hoone planeeritakse Räni aleviku, Kassisilma tänav 8 kinnistu ehitusõiguse alale. Detailplaneeringuga on ehitusõigus 2033 m² ning täisehituse protsent maksimaalselt 30%. Planeeritav ehitisealune pindala on 1168,8 m² ja täisehituse protsent 17,5%. Hoone paiknemiskõrgus on absoluutkõrgusmärgil +67,80 EH2000 kõrgussüsteemi järgi.

Tulepüsivus

Hoone bürooplokk on projekteeritud TP-2 tulepüsivusklassiga ja teeninduse pool TP-3 tulepüsivusklassiga. Kuna hooneosadel on erinevad tulepüsivusklassid, siis eraldatakse need teineteisest tuletõkke piirdekonstruktsiooniga, millel on EI90 tulepüsivus. Kandekonstruksioonide tulepüsivus bürooplokis on R30 ja teenindusplokis kandekonstruksioonidele tulepüsivusnõuet ei esitata. Katusekonstruktsiooni tulepüsivus on REI15. Põlemiskoormus lae ja töökoja poolel on 300MJ/m², kontori ja olmeploki osas kuni 600MJ/m². Hoone moodustab neli tuletõkkeseksiooni: teise korruse tehnoruum, trepikoda ja büroo korrused. Suurim projekteeritud seksioon on 794,1 m².

Välispiirded ja nende soojapüsivus

Energiaõhususe saavutamiseks on kasutatud kompaktsid hoone mahtusid ning ruumide valgustatus on tagatud piisava hulga akendega. Materjalide valikul on lähtutud hoone kasutusotstarvest.

Tabel 1.1 Välispiirete soojusjuhtivuse miinimumnõuded [1]

Välispiire	Soojusjuhtivuse miinimumnõuded W/(m ² ·K)
Tõst- ja voldikuksed	1,80
Aknad ja klaasfassaad – PVC aknad ja klaas-alumiiniumfassaad	1,00
Uksed	1,20
Katus	0,14
Põrand	0,11
Välissein - sandwichpaneel	0,14

Siseseinad

Siseseinad projekteeritakse betoonõõnesplokist ja metallkarkassil kipsplaadiga kaetud kergseinast. Betoonõõnesploki helipidavus on $R_w \geq 47$ dB, siseseinte helipidavus kabinettide vahel $R_w \geq 48$ dB, siseseinte helipidavus kabinettide ja üldkasutatavate ruumide vahel $R_w \geq 34$ dB.

Põrandad

Põrandad pinnasel erinevad teenindus- ja kontoriplokis. Teenindusplokis projekteeritakse 120-140 mm paksune kiudbetoonpõrand ning hoone perimeetris paigaldatakse 100 mm paksune EPS 100. Kontoriplokis projekteeritakse 100-120 mm paksune kiudbetoonpõrand 100mm paksusele EPS 100 soojustusele. Põrandate all on 250 mm paksune tihendatud killustikalus ja 200 mm paksune tihendatud liivalus, mis on olemasoleval mineraalsel aluspinnasel.

Vahelaed

Vahelaed lahendatakse monteeritava raudbetoonpaneeliga, paksusega 220-265 mm. Vahelaed maksimaalne löögimüra juhtivus on $L_{n,w} \geq 63$ dB.

Katuslaed

Katuslagi projekteeritakse terasfermidele toetuval kandval terasprofiilplekil. Katusekatteks on PVC või SBS rullmaterjal. Katuslae soojustuseks on 30 mm jäik villaplaat tuulutussoontega Paroc ROS30g, 150 mm EPS 60 ja 70 mm jäik villaplaat Paroc ROS50 või analoog. Sadevesi ära juhtimiseks antakse üldised kalded katusekonstruktsioonidega ning kohalikud kalded soojustusega.

1.2 Arvutusmeetodikirjeldus

Töö eesmärk on teha dimensioneerimisarvutused hoone peamistele kandekonstruktsioonidele:

- Katusefermidele – vööde ja varraste dimensioneerimine ja sõlmede kandevõime kontroll
- Teraspostidele – posti dimensioneerimine ja posti jala arvutus

Töös leitakse hoonele mõjuvad peamised koormused: omakaal, lumekoormus vastavalt piirkonnale ja tuulekoormus vastavalt maastikutüübile. Vahelagedele leitakse kasuskoormus vastavalt ruumi klassile. Koormustele koostatakse

koormuskombinatsioonid kande- ja kasutuspiirseisundis ning neile leitakse osavarutegurid ja kombinatsioonitegurid EVS-EN 1991-1-1:2002 Eurokoodeks 1 järgi.

Kandev profiilplekk dimensioneeritakse arvutusprogrammiga Poimu ning leitakse enimkoormatud katuseferm. *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020* programmiga koostatakse koormusskeem ja 2D arvutusmudel ning leitakse maksimaalsed sisejõud. Arvutustes kasutatud maksimaalsed sisejõud on esitatud lisades kuvatõmmistena. Dimensioneerimisarvutused tehakse arvutusprogrammis *PTC Mathcad Express* vastavalt Eurokoodeksi osale.

1.3 Kandevkonstruktsiooni kirjeldus

Hoone kandekonstruktsiooni koostamisel on lähtutud arhitektuursest eelprojektist. Katusele mõjuvad koormused kantakse kandva profiilplekiga terasfermidele, mis toetuvad teraspostidele, millede kaudu kantakse koormused vundamentidele. Suurte avade tõttu otsaseintes pole võimalik nendesse sidemeid paigaldada. Seintele mõjuv tuulekoormus võetakse pikiseinas vastu paindejäikade vundamendisõlmedega, hoone keskel asuva õõnesplokist müüritisega ning jäikusdiafragmana töötava kandeprofiilist katuslae ja õõnespaneelidest vahelaega. Lühemale seinale mõjuv horisontaalne tuulekoormus võetakse vastu terassidemetega hoone välisseintes. Õõnespaneelide töötamise eelduseks jäikusdiafragmana on piisav armeerimine ja sidumine karkassiga. Kandeprofiili töötamise jäikusdiafragmana tagab paneelide piisav sidumine omavahel ja katusekandjatega ning äärejäikurite kasutamine. Vahelaelt tulevad koormused võetakse vastu õõnesplokki müüritisega ning teraspostide vahele paigaldatud taladega. Lõputöös esitatakse paindejäikade sõlmede arvutused ning joonised.

1.4 Kandekonstruktsioonides kasutatavad materjalid

Hoone kandekonstruktsioonid projekteeritakse terasest tugevusklassiga S355. Võrdluses kasutatavad liimpuittalad projekteeritakse lamell-liimpuit GL28h ning sprengeeltala postid saematerjalist tugevusklassiga C18.

Tabel 1.2 Teras S355 karakteristikud [2]

Teras	Voolavuspiir $f_y / \text{N/mm}^2$	Tõmbetugevus $f_u / \text{N/mm}^2$	Elastsusmoodul $E / \text{N/mm}^2$
S355	355	510	210 000

Tabel 1.3 Puittoodete karakteristikud [3, tabel 1], [4, tabel 4]

	Painde- tugevus $f_{mk} / \text{N/mm}^2$	Survetugevus pikikiudu $f_{c.0.k} / \text{N/mm}^2$	Survetugevus ristikiudu $f_{c.90.k} / \text{N/mm}^2$	Nihke- tugevus $f_{v.k} / \text{N/mm}^2$	Elastsusmoodul 5% pikikiudu $E_{0.05} / \text{N/mm}^2$
Saepuit C18	18	18	2,2	3,4	6 000
Lamell- liimpuit GL28h	28	28	2,5	3,5	10 100

2 KOORMUSED

2.1 Piirseisundid, koormuskombinatsioonid ja osavarutegurid

Hoone projekteerimisel lähtutakse koormuste normväärtustest. Kandekonstruktsioonide dimensioneerimiseks leitakse elementidele mõjuvad alalis- ja muutuvkoormused. Muutuvkoormusteks on lumekoormused vastavalt piirkonnale, tuulekoormused vastavalt maastikutüübile erinevatele hoone osadele ja vahelagedele mõjuvad kasuskoormused vastavalt ruumi funktsioonile. Koormuste väärtuste kombineerimisega leitakse kande- ja kasutuspiirseisundite kriitilised koormusjuhtumid. [5]

Kandepiirseisund on konstruktsiooni varisemisele eelnev seisnud. See on seotud konstruktsiooni kui terviku või selle osa staatilise tasakaalu kaotusega või purunemisega ja sellega kaasneb oht inimestele ja ehitise sisustusele. Kandepiirseisundi koormuskombinatsioonides võetakse alaliskoormuste osavaruteguriks $\gamma_G = 1,2$ ja muutuvkoormuste osavaruteguriks $\gamma_Q = 1,5$. Konstruktsiooni kontrollil ainult alaliskoormuse ebasoodsast mõjust rakendatakse osavarutegurit $\gamma_{G,sup} = 1,35$ ja alaliskoormuse soodsast mõjust $\gamma_{G,inf} = 1,0$. Mitme samaaegselt mõjuva muutuvkoormuse puhul eritatakse domineerivat muutuvkoormust ja muid muutuvkoormuseid. Mittedomineerivale muutuvkoormusele rakendatakse kombinatsioonitegurit ψ_0 . Alaliste ja ajutiste arvutusolukordade koormuskombinatsioonide kandepiirseisundis (ULS – *ultimate limit state*) leitakse standardi EVS-EN 1990:2002 kohaselt valemiga 2.1. [5]

Alalise või ajutise arvutusolukorra koormuskombinatsioon[5, lk 43, valem 6.10]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (2.1)$$

kus γ_G – alaliskoormuse osavarutegur;

G – alaliskoormuse väärtus, kN, kN/m², kN/m;

γ_P – eelpinge osavarutegur;

P – eelpinge koormuse väärtus, kN, kN/m², kN/m;

γ_Q – muutuvkoormuse osavarutegur;

$Q_{k,1}$ – domineeriva muutuvkoormuse väärtus, kN, kN/m², kN/m;

$Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormuse väärtus, kN, kN/m², kN/m;

$\psi_{0,i}$ – muutuvkoormuse kombinatsioonitegur.

Kasutuspiiriseisund käsitleb konstruktsiooni või selle elementide töötamist normaalsetes tingimustes, inimeste mugavust ja ehitise välimust (suur läbipaine, ulatuslik pragunemine). Kasutuspiiriseisundite puhul tuleks eristata taastuvat ja taastumatut kasutuspiiriseisundit. Taastumatute kandepiiriseisundite leidmiseks kasutatakse kasutuspiiriseisundi normkombinatsiooni. Kasutuspiiriseisundite kombinatsioonides on kõikide koormuskombinatsioonide osavarutegurid $\gamma_G = 1,0$ ja $\gamma_Q = 1,0$. Normkombinatsioonide mittedomineerivaid muutuvkoormusi vähendatakse kombinatsiooniteguriga ψ_0 . Normkombinatsioonid kasutuspiiriseisundis (SLS – *serviceability limit state*) leitakse EVS-EN 1990:2002 kohaselt valemiga 2.2. [5]

Normkombinatsioon kasutuspiiriseisundis [5, lk 45, valem 6.14b]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (2.2)$$

Töös kasutatud osavarutegurid on kokku võetud tabelis 2.1. Käsitletaval hoonel on mitu kasutusklassi: B (bürooruumid) ja E1 (laopinnad). Kombinatsioonitegurite väärtused on toodud tabelis 2.2

Tabel 2.1 Osavarutegurite väärtused [5]

Koormuse liik	Osavaruteguri tähis	Osavaruteguri väärtus
Alalised koormused kandepiiriseisundis (ebasoodne mõju)	$\gamma_{G.sup}$	1,20
Alalised koormused kandepiiriseisundis (soodne mõju)	$\gamma_{G.inf}$	1,00
Ainult alalised koormused kandepiiriseisundis (ebasoodne mõju)	$\gamma_{G,j.sup}$	1,35
Muutuvkoormused kandepiiriseisundis (ebasoodne mõju)	γ_Q	1,50
Muutuvkoormused kandepiiriseisundis (soodne mõju)	γ_Q	0,00
Alalised koormused normatiivses kasutuspiiriseisundis	γ_G	1,0
Muutuvad koormused normatiivses kasutuspiiriseisundis	γ_Q	1,0

Tabel 2.2 Kombinatsiooniteguri ψ väärtused [5]

Koormuse liik	ψ_0
Kasuskoormus klass B (ametipinnad)	0,7
Kasuskoormus klass E (laopinnad)	1,0
Lumekoormus	0,5
Tuulekoormus	0,6

2.2 Omakaalukoormused

Konstruksioonide omakaalukoormused arvutatakse katusele, seintele ja vahelagedele vastavalt Arhitektuuristuudio Märk OÜ poolt koostatud eelprojektis kirjeldatud konstruktsioonitüüpidele. Materjalide mahukaalud on arvestatud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused ja ehitusmaterjalide tootjate poolt esitatud andmetele. Konstruktsioonide omakaalukoormused ja nende kihid on toodud tabelis 2.3 büroo vahelagedel, tabelis 2.4 lao vahelael, tabelis 2.5 katuslael ja tabelis 2.6 seintel.

Normatiivne omakaalukoormus g_k leitakse valemiga:

$$g_k = \left(\frac{B}{1000} \right) \cdot \gamma, \quad (2.3)$$

kus B – materjali paksus, mm;

γ – materjali mahukaal, kN/m³.

Tabel 2.3. Büroo vahelae omakaalukoormused [6], [7]

Materjal	Paksus B / mm	Mahukaal γ / kN/m ³	Normkoormus g_k / kN/m ²
Siseviimistlus	-	-	0,2
Jäikvill	50	0,13	0,0065
Raudbetoon	80	25	2,0
Õõnespaneel HCE265 vuugitult	-	-	3,8
Kokku			6,01

Tabel 2.4. Lao vahelae omakaalukoormused [6], [7]

Materjal	Paksus B / mm	Mahukaal γ / kN/m ³	Normkoormus g_k / kN/m ²
Raudbetoon	30	25	0,75
Õõnespaneel 265 vuugitult	-	-	3,8
Kokku			4,55

Lisaks arvestatakse riputuskoormusega vahelagedele 0,1 kN/m².

Tabel 2.5. Katuslae omakaalu koormused [8], [9]

Materjal	Paksus B / mm	Mahukaal $\gamma / \text{kN/m}^3$	Normkoormus $g_k / \text{kN/m}^2$
PVC või SBS rullmaterjal	-	-	0,1
Jäik villaplaat tuulutussoontega	30	1,3	0,039
EPS 60	150	0,14	0,021
Aurutöke	-	-	0,002
Jäik villaplaat	70	1,3	0,091
Kokku			0,253

2.3 Lumekoormus

Lumekoormus on muutuvkoormus. Koormuse määramisel arvestatakse katuse kuju ja lume võimalikku paiknemist katusel tuulevaikse ja tuulise ilmaga. Lumekoormus on määratud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus. [10]



Joonis 2.1. Lume normkoormus s_k maapinnal kN/m^2 [10, lk 46, joonis NA.4.1]

Lumekoormuse normsuurus maapinnal s_k määratakse lumekoormuse kaardilt (joonis 2.1). Antud hoone asub Tartu lähedal, kus lume normkoormus maapinnal on $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

2.3.1 Lumekoormus lamekatusel

Lumekoormuse normsuurus katusele määratakse valemiga:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (2.4)$$

kus μ_1 – lumekoormuse kujutegur,

C_e – avatustegur;

C_t – soojustegur;

s_k – lume normkoormus maapinnal, kN/m^2 .

Vastavalt EVS-EN 1991-1-3:2006 Eesti standardi rahvuslikule lisale $C_e = 1,0$ ja $C_t = 1,0$. Töös käsitletaval hoone on lamekatus, seega lumekoormuse kujuteguri väärtus on $\mu_1 = 0,8$. [10]

Valemiga 2.4 leitakse katusele mõjuv normatiivne lumekoormus:

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

2.4 Tuulekoormus

Tuulekoormus on muutuvkoormus, mis esitatakse risti konstruktsiooni pinnaga mõjuva tuulerõhuna. Tuulekoormuse arvutused on tehtud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-4/NA:2007 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus. Eesti standardi rahvuslik lisa.

Projekteeritav büroo- ja teenindushoone arvutuskõrgus on $z = 8,31$ m ning hoone asub piirkonnas, kus on II maastikutüüp. Maastiku iseloomustus ja kiirusrõhk on toodud tabelis 2.6.

Tabel 2.6 Tuule kiirusrõhk maastikutüüp II korral [6]

Maastikutüüp	z_{min} m	Kiirusrõhk $q_p / \text{N/m}^2$
II Maastik madala rohutaolise taimkattega ja ühkikute takistustega (puud, hooned), mille vaheline kaugus võrdub vähemalt 20-kordse kõrgusega	2	$q_p = 9,96 \ln^2 \frac{z}{0,05} + 69,75 \ln \frac{z}{0,05}$

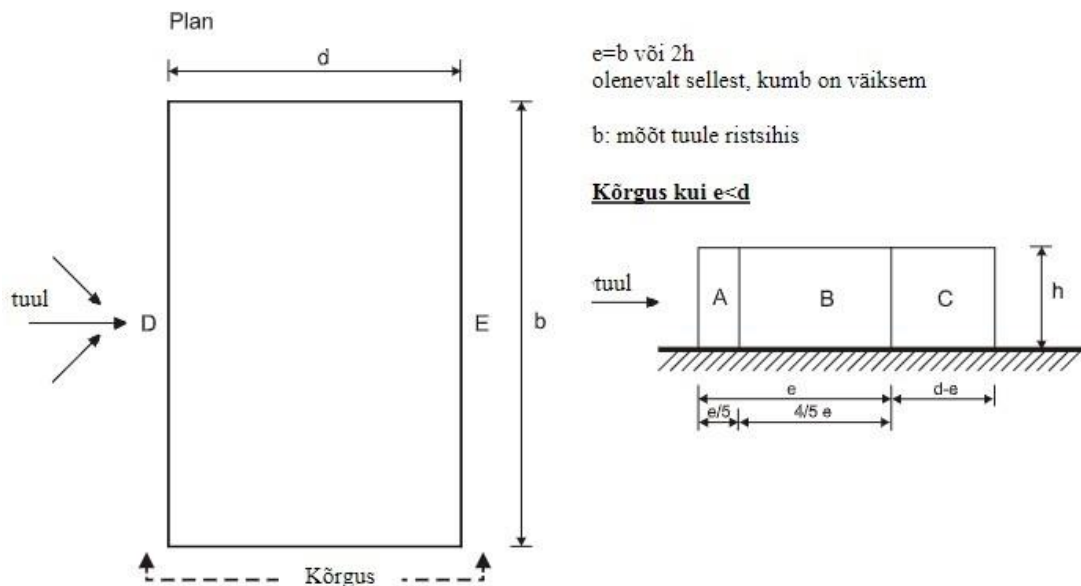
Tuulekiirusrõhk q_p arvutatakse valemiga tabelist 2.6:

$$q_p = 9,96 \ln^2 \frac{8,31}{0,05} + 69,75 \ln \frac{8,31}{0,05} = 617,0 \text{ N/m}^2 \quad (2.5)$$

Tuulekoormused seintele ja katustele on esitatud üldtegurite ($C_{pe.10}$) järgi, mille väärtused kehtivad 10 m^2 ja suuremate koormuspindade puhul. Tavaolukorras loetakse ukseid ja aknad suletuks, siserõhku arvestatakse avariiolekukorras, kus hoone aknad ja ukseid on lahti või purunenud.

2.4.1 Tuulekoormus seintele

Ristkülikukujulise põhiplaani hoonet, mille kõrgus h on väiksem kui laius tuule sihis b vaadeldakse üheosalisena. Külkseinte tsoonide laiused olenevad pikkusest e ja d (d – külkseina mõõt). Mõõt $e = b$ või $2 \cdot h$ (b – mõõt tuule sihis, h – hoone kõrgus) olenevalt sellest kumb suurus on väiksem.



Joonis 2.2 Ristkülikplaani hoonet püstseinte koormustsoonid [11, lk 36, joonis 7.5]

Ristkülikukujulise põhiplaani hoonete vertikaalsete seinte välisrõhutegurid määratakse vastavalt EVS-EN 1991-1-4/NA:2007 tabelile 7.1 suhte h/d põhjal. Tuulerõhutegurid vertikaalsete seinte koormustsoonidele on toodud tabelis 2.7.

Tabel 2.7 Välisrõhutegurid ristkülikulise põhiplaani hoonete seintele [11, lk 36, tabel 7.1]

Tsoon	A	B	C	D	E
h/d	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,7
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

Konstruksiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e , kN/m²:

$$w_e = q_p \cdot C_p, \quad (2.6)$$

Tuulekoormus seintele hoone küljelt (0°, 180°)

Hoone kõrgus $z = 8,31$ m
Koormustsooni mõõt $e = 2 \cdot h = 16,62$ m
 $e = b = 42,5$ m

Määravaks saab väiksem mõõt $e = 2 \cdot h = 16,62$ m. Vastavalt joonisele 2.2 sõltub küljeseina koormustsoonide A, B ja C laius hoone laiuusest tuule sihis $d = 27,5$ m ja koormustsooni mõõdust e .

Suhe $h/d = 8,31/27,5 = 0,302$

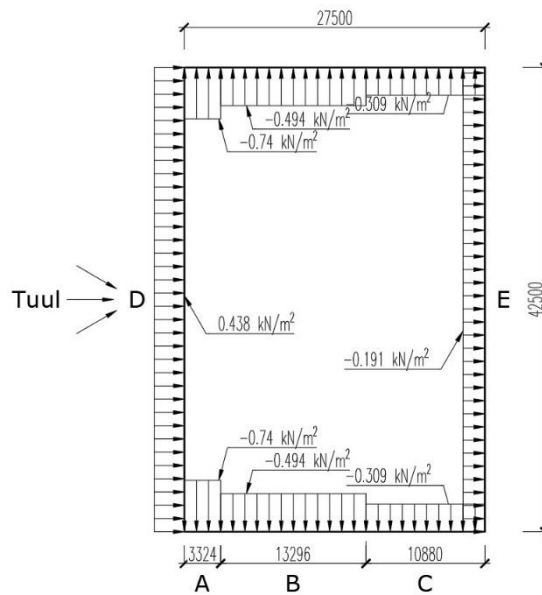
Kuna suhe h/d jääb tabelis kahe suuruse vahele, siis interpoleeritakse välisrõhutegurid, mis on toodud tabelis 2.8.

Tabel 2.8 Välisrõhutegurite väärtused seintel

Tsoon	A	B	C	D	E
h/d	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
0,302	-1,2	-0,8	-0,5	+0,71	-0,31

Välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e erinevatele tsoonidele arvutatakse valemiga 2.6:

Tsoon A: $w_{e,A.0} = 0,617 \cdot (-1,2) = -0,740$ kN/m²
Tsoon B: $w_{e,B.0} = 0,617 \cdot (-0,8) = -0,4940$ kN/m²
Tsoon C: $w_{e,C.0} = 0,617 \cdot (-0,5) = -0,309$ kN/m²
Tsoon D: $w_{e,D.0} = 0,617 \cdot 0,71 = 0,438$ kN/m²
Tsoon E: $w_{e,E.0} = 0,617 \cdot (-0,31) = -0,191$ kN/m²



Joonis 2.3 Tuulekoormus seintele hoone küljelt (0° , 180°)

Tuulekoormus seintele hoone otsast (90°)

Hoone kõrgus $z = 8,31$ m

Koormustsooni mõõt $e = 2 \cdot h = 16,62$ m

$$e = b = 27,5 \text{ m}$$

Määravaks saab väiksem mõõt $e = 2 \cdot h = 16,62$ m. Vastavalt joonisele 2.2 sõltub küljeseina koormustsoonide A, B ja C laius hoone laiuusest tuule sihis $d = 42,5$ m ja koormustsooni mõõdust e .

Suhe $h/d = 8,31/42,5 = 0,196$

Kuna suhe $h/d \leq 0,25$, võetakse välisrõhutegurid tabeli 2.7 viimasest reast.

Välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e erinevatele tsoonidele arvutatakse valemiga 2.6:

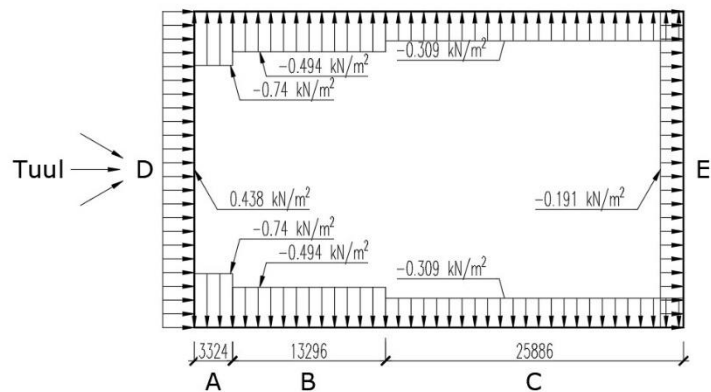
$$\text{Tsoon A: } w_{e,A.90} = 0,617 \cdot (-1,2) = -0,740 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tsoon B: } w_{e,B.90} = 0,617 \cdot (-0,8) = -0,4940 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tsoon C: } w_{e,C.90} = 0,617 \cdot (-0,5) = -0,309 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tsoon D: } w_{e,D.90} = 0,617 \cdot 0,7 = 0,432 \text{ kN/m}^2$$

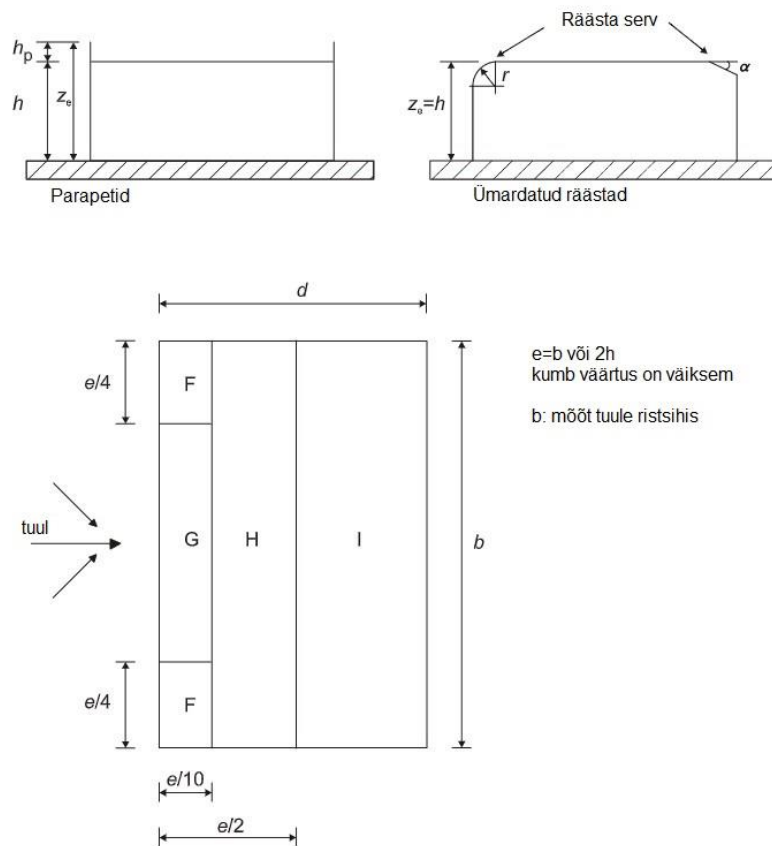
$$\text{Tsoon E: } w_{e,E.90} = 0,617 \cdot (-0,31) = -0,191 \text{ kN/m}^2$$



Joonis 2.4 Tuulekoormus seintele hoone otsast (90°)

2.4.2 Tuulekoormus katusele

Töös käsitletaval hoone on parapetiga lamekatuse. Lamekatuse koormustsoonide suurused sõltuvad mõõtmest $e = b$ või $2 \cdot h$, olenevalt sellest kumb on väiksem.



Joonis 2.5 Lamekatuse koormustsoonid ja arvutuskõrgused [11, lk 38, joonis 7.6]

Parapetiga lamekatuse välisrõhutegurid määratakse vastavalt EVS-EN 1991-1-4:2005 tabeli 7.2 suhte h_p/h põhjal (h_p – parapeti kõrgus, h – hoone kõrgus parapetita). Parapetiga lamekatuse tuulerõhutegurid on toodud tabelis 2.9.

Tabel 2.9 Parapetiga lamekatuse tuulerõhutegurid [11, lk 39, joonis 7.2]

Tsoon	F	G	H	I
h_p/h	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
0,025	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
0,05	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
0,10	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Tuulekoormus katusele hoone küljelt (0°, 180°)

Hoone kõrgus parapetita $h = 7,61$ m

Parapeti kõrgus $h_p = 0,7$ m

Koormustsooni mõõt $e = 2 \cdot h = 2 \cdot 8,31 = 16,62$ m

$$e = b = 42,5 \text{ m}$$

Määravaks saab väiksem mõõt $e = 2 \cdot h = 16,62$ m.

Suhe $h_p/h = 0,7/7,61 = 0,092$

Kuna suhe h_p/h jääb tabelis kahe suuruse vahele, siis interpoleeritakse välisrõhutegurid, mis on toodud tabelis 2.10.

Tabel 2.10 Välisrõhutegurite väärtused katusel

Tsoon	F	G	H	I
h_p/h	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
0,025	-1,23	-0,82	-0,7	$\pm 0,2$

Välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e erinevatele tsoonidele arvutatakse valemiga 2.6:

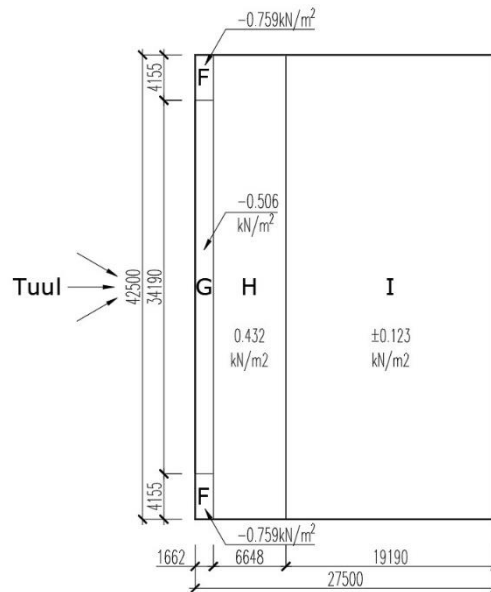
$$\text{Tsoon F: } w_{e,F,0} = 0,617 \cdot (-1,23) = -0,759 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tsoon G: } w_{e,G,0} = 0,617 \cdot (-0,82) = -0,506 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tsoon H: } w_{e,H,0} = 0,617 \cdot (-0,7) = -0,432 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tsoon I}_p: w_{e,I_p,0} = 0,617 \cdot 0,2 = 0,123 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tsoon I}_n: w_{e,I_n,0} = 0,617 \cdot (-0,2) = -0,123 \text{ kN/m}^2$$



Joonis 2.6 Tuulekoormus katusele hoone küljelt (0°, 180°)

Tuulekoormus katusele hoone otsast (90°)

Hoone kõrgus parapetita $h = 7,61$ m

Parapeti kõrgus $h_p = 0,7$ m

Koormustsooni mõõt $e = 2 \cdot h = 2 \cdot 8,31 = 16,62$ m

$$e = b = 27,5 \text{ m}$$

Määravaks saab väikse mõõt $e = 2 \cdot h = 16,62$ m.

Suhe $h_p/h = 0,7/7,61 = 0,092$

Kuna suhe h_p/h jääb tabelis kahe suuruse vahele, siis interpoleeritakse välisrõhutegurid, mis on toodud tabelis 2.10.

Tabel 2.10 Välisrõhutegurite väärtused katusel

Tsoon	F	G	H	I
h_p/h	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
0,025	-1,23	-0,82	-0,7	±0,2

Välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e erinevatele tsoonidele arvutatakse valemiga 2.6:

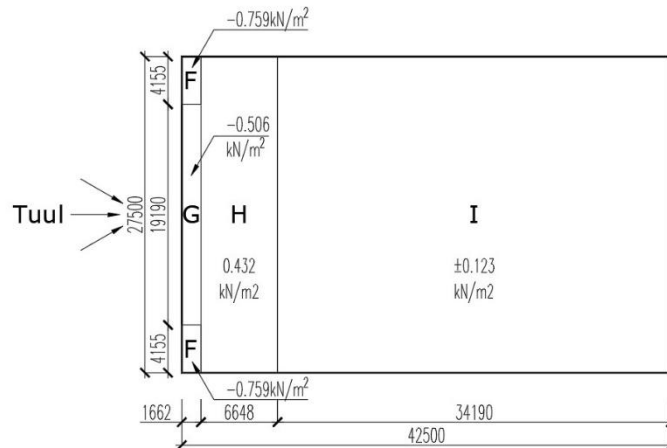
Tsoon F: $w_{e,F.90} = 0,617 \cdot (-1,23) = -0,759 \text{ kN/m}^2$

Tsoon G: $w_{e,G.90} = 0,617 \cdot (-0,82) = -0,506 \text{ kN/m}^2$

Tsoon H: $w_{e,H.90} = 0,617 \cdot (-0,7) = -0,432 \text{ kN/m}^2$

Tsoon I_p: $w_{e,I_p.90} = 0,617 \cdot 0,2 = 0,123 \text{ kN/m}^2$

Tsoon I_n: $w_{e,I_n.90} = 0,617 \cdot (-0,2) = -0,123 \text{ kN/m}^2$



Joonis 2.7 Tuulekoormus katusele hoone otsast (90°)

2.5 Muud koormused

Esialgse lahenduse juures pole hoone katusele päikesepaneele arvestatud. Kuna katuse pindala on piisavalt suur, et sinna oleks võimalik paigaldada päikesepaneele, siis arvestatakse selle koormusega.

Lähteandmetena on võetud *Bisol Duplex Series* päikesepaneel omakaaluga 18,5 kg (suurus 1690 · 1002 mm) ning *Bisol EasyMound HDPE Base 200*. Koos väikese varuga on päikesepaneelide kaal koos ballastiga 0,4 kN/m². [12], [13]

Lisaks arvestatakse katusele kommunikatsioonidest ja tehnosüsteemidest põhjustatud riputuskoormus 0,2 kN/m².

2.6 Koormuskombinatsioonid

Koormuskombinatsioonid on koostatud kande- ja kasutuspiir seisundite kohta vastavalt jaotises 2.1 toodud valemitele 2.1 ja 2.2 ning tabelites 2.1 ja 2.2 toodud osavaru- ja kombinatsioonitegurite väärtusele.

Kasutades jaotistes 2.2 – 2.5 arvatud koormuste väärtusi, leitakse programmi *Poimu* abil joonkoormused katusekandjatele. *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020* abil on leitud kõige ohtlikumad koormuskombinatsioonid, millega määratakse elementide sisejõud ning dimensioneeritakse katusekandjad, postid ning jäigastavad elemendid.

2.6.1 Kandepiirseisundi (ULS) koormuskombinatsioonid

1. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (omakaal + riputus)$$

2. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (omakaal + riputus) + \gamma_Q \cdot (lumi + \psi_{0(tuul)} \cdot tuul_{suruv} + \psi_{0(kasus)} \cdot q_k)$$

3. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (omakaal + riputus) + \gamma_Q \cdot (\psi_{0(lumi)} \cdot lumi + tuul_{suruv} + \psi_{0(kasus)} \cdot q_k)$$

4. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (omakaal + riputus) + \gamma_Q \cdot (\psi_{0(lumi)} \cdot lumi + \psi_{0(tuul)} \cdot tuul_{suruv} + q_k)$$

5. ULS:

$$\gamma_{G.inf} \cdot (omakaal) + \gamma_Q \cdot (tuul_{tõstev})$$

2.6.2 Kasutspiirseisundi (SLS) koormuskombinatsioonid

6. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (omakaal + riputus) + \gamma_Q \cdot (lumi + \psi_{0(tuul)} \cdot tuul_{suruv} + \psi_{0(kasus)} \cdot q_k)$$

7. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (omakaal + riputus) + \gamma_Q \cdot (\psi_{0(lumi)} \cdot lumi + tuul_{suruv} + \psi_{0(kasus)} \cdot q_k)$$

8. ULS:

$$\gamma_{G.sup} \cdot (omakaal + riputus) + \gamma_Q \cdot (\psi_{0(lumi)} \cdot lumi + \psi_{0(tuul)} \cdot tuul_{suruv} + q_k)$$

9. ULS:

$$\gamma_{G.inf} \cdot (omakaal) + \gamma_Q \cdot (tuul_{tõstev})$$

3 KATUSEKANDJATE DIMENSIONEERIMINE

3.1 Üldosa

Arhitektuurse eelprojektiga on määratud katusekandjateks terasfermid hoone keskel ja terastalad otsaseintes. Katusel mõjuvad koormused kannab fermidele ja taladele kandevprofiilplekk. Lisaks terasest katusekandjatele dimensioneeritakse ka sprengeltala ning liimpuit-tala otsaseintes. Sprengeltala on konstrueeritud nii, et selle tõmbevöö ei oleks madalamal kui terasfermi alumine vöö. Selle tõttu pole sprengeltala kõige optimaalsema kujuga, kuid tekib parem võrdlusmoment terasfermi ja sprengeltala vahel.

Terasfermi kontrollarvutuste aluseks on standard EVS-EN 1993-1-1:2005 ja K. Loorits raamatu „Teraskonstruktsioonide arvutus Eurokoodeks 3 järgi“.

Sprengeltala arvutuste aluseks on standard EVS-EN 1995-1-1:2005 ja raamatu „Puit- ja puidupõhised konstruktsioonid“ E-J. Justi, K. Õigeri ja A. Justi poolt.

3.2 Terasfermi dimensioneerimine

3.2.1 Fermile mõjuvad koormused

Fermile mõjuvad koormused katuslae omakaalust, lume- ja tuulekoormused ning päikesepaneelidest ja kommunikatsioonidest põhjustatud koormused. Kõige suuremaid sisejõude põhjustab kandepiiriseisundi koormuskombinatsioon ULS 2, kus domineeriv muutuvkoormus on lumi. Lisaks on kontrollitud kandepiiriseisundi koormuskombinatsiooni ULS 5, kus domineerivaks muutuvkoormuseks on tõstev tuul. Koormuskombinatsiooniga ULS 5 kontrollitakse alumises vöös tekkivaid pikijõude – survejõu korral on vaja lisada fermile külgtoed, et takistada fermi pöördumist. Kuvatõmmised arvutusprogrammist *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020* on toodud töö lisades.

Kõikide fermi varraste tugevusklass on S355 voolavuspiiriga $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ ning tugevusklassi mõju arvestav tegur ε on:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81 \quad (3.1)$$

3.2.2 Fermi ülemise vöö kandevõime kontroll

Terasfermi ülemise vöö kandevõime kontrollis on arvestatud survejõu ja paindemomendi koosmõjuga ning kontrollitud on ka põikjõu kandevõimet.

Survejõu ja paindemomendi kontroll on tehtud varraste V-07 ja V-16 vahel, kus on suurim survejõud ning põikjõu kontroll varda V-18 juures, kus on suurim põikjõud.

Fermi vardas mõjuv paindemoment lõigu keskel	$M_{Ed.s} = 5,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Fermi vardas mõjuv paindemoment lõigu äärtes	$M_{Ed.1} = -1,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	$M_{Ed.2} = -0,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Fermi vardas mõjuv maksimaalne pikijõud	$N_{Ed} = 408,68 \text{ kN}$
Fermi vardas mõjuv maksimaalne põikjõud	$V_{Ed} = 19,59 \text{ kN}$

Terasprofiil []120x120x4 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike pindala:	$A = 18,15 \text{ cm}^2$
Ristlõike laius:	$b = 120 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h = 120 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t = 4 \text{ mm}$
Ristlõike raadius:	$r = 8 \text{ mm}$
Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes:	$W_{pl} = 78,33 \text{ cm}^2$
Ristlõike inertsiraadius:	$i = 4,71 \text{ cm}$

Vastavalt EVS-EN 1993-1-1 lisa BB võetakse sõrestiku tasapinnas geomeetriliseks pikkuseks sõlmede vahekaugus ja nõtketeguriks 0,9.

Varda pikkus:	$L = 1507 \text{ mm}$
Varda nõtkepikkus	

$$L_{cr} = 0,9 \cdot L = 0,9 \cdot 1507 = 1356,3 \text{ mm} \quad (3.2)$$

Varda ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass sõltub terase tugevusklassist ja surutud elementide mõõtmete suhtest.

Varda painutatud seina ristlõikeklass:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot (t + r)}{t} = \frac{120 - 2 \cdot (4 + 8)}{4} = 24 < 72\varepsilon = 58,58 \rightarrow RK1 \quad (3.3)$$

Varda surutud seina ristlõike klass:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot (t + r)}{t} = \frac{120 - 2 \cdot (4 + 8)}{4} = 24 < 33\varepsilon = 26,73 \rightarrow RK1 \quad (3.4)$$

Kogu profiili ristlõikeklass on 1.

Varda kandevõime kontroll surve ja paindevõime koosmõjul

Vardale mõjub lauskoormus, seega tuleb arvestada paindemomendi ja pikijõu üheaegse mõjumisega. Fermi ülemine vöö on seotud kandeprofiilplekiga, mis seob selle külgsuunas, seega $k_{zy} = 0$. Kuna paindemoment mõjub ainult ristlõike tugevamas tasandis ning tegemist on kaksiksümmeetrilise ristlõikega, siis on varda stabiilsustingimused paine ja surve koosmõjul [8, lk 120, valem 5.45c]:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1 \quad (3.5)$$

kus N_{Ed} – maksimaalne survejõu arvutusväärtus, kN;

χ_y – nõtketegur paindenõtkel;

N_{Rd} – arvutuslik normaalkandevõime, kN;

k_{yy} – koosmõjutegur;

$M_{y,Ed}$ – maksimaalne paindemomendi arv väärtus y-telje suhtes, kN·m;

$M_{y,Rd}$ – arvutuslik paindekandevõime y-telje suhtes, kN·m.

Varda arvutuslik survekandevõime arvutatakse valemiga [2. lk 57, valem 6.10]:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (3.6)$$

kus A – ristlõike pindala, cm²;

f_y – terase voolavuspiir, N/mm²;

γ_{M1} – materjali osavarutegur, $\gamma_{M1} = 1,0$.

Varda arvutuslik survekandevõime valemi 3.6 järgi:

$$N_{Rd} = \frac{18,15 \cdot 10^2 \cdot 355}{1,0} = 644,3 \text{ kN}$$

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime arvutatakse valemiga [2, lk 57, valem 6.13]:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (3.7)$$

kus W_{pl} – plastne vastupanumoment, cm^3 .

Arvutuslik paindekandevõime y-telje suhtes valemi 3.7 järgi:

$$M_{Rd} = \frac{78,33 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} = 27,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Surutud varda tingsaledus $\bar{\lambda}$ vastav nõtketegur χ arvutatakse valemiga [2, lk 66 valem 6.49]:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1, \quad (3.8)$$

kus ϕ – nõtkekõverast sõltuv abisuurus;

$\bar{\lambda}$ – ristlõikeklassile vastav abisuurus.

Nõtketeguri χ leidmiseks vajalik abisuurus arvutatakse valemiga:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad (3.9)$$

kus α – nõtkekõvera hälbetegur.

Nõtkekõvera hälbetegur α leitakse EVS-EN 1993-1-1 tabeli 6.2 järgi, kus tugevusklassi S355 korral on nõtkekõver „a“ ning sellele vastav väärtus EVS-EN 1993-1-1 tabel 6.1 järgi on $\alpha = 0,21$.

Varda tingsaledus 1. ristlõikeklassile arvutatakse valemiga:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{\pi \cdot i} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \quad (3.10)$$

kus E – terase elastsusmoodul, $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$.

Tingsaledus vastavalt valemile 3.10:

$$\bar{\lambda} = \frac{1356,3}{\pi \cdot 47,1} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 0,377$$

Abisuurus ϕ vastavalt valemile 3.9:

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(0,377 - 0,2) + 0,377^2] = 0,589$$

Nõtketegur χ vastavalt valemile 3.8:

$$\chi = \frac{1}{0,589 + \sqrt{0,589^2 - 0,377^2}} = 0,959 \leq 1$$

Koosmõjutegur k_{yy} on arvatud valemiga [2, lk 91, tabel B.1]:

$$k_{yy} = C_{my} \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} \right] \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} \right), \quad (3.11)$$

kus C_{my} – ekvivalentse paindemomendi tegur.

Ekvivalentse paindemomendi tegur on arvatud valemiga [2, lk 93, tabel B.3]:

$$C_{my} = 0,2 - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4, \quad (3.12)$$

kus abisuurus α_s arvutatakse valemiga:

$$\alpha_s = \frac{M_s}{M_h} = \frac{M_{Ed,s}}{M_{Ed,1}} = \frac{5,03}{-1,35} = -3,73 \quad (3.13)$$

Kuna α_s kehtivuspiiriks on $-1...1$, siis arvestan abisuuruseks $\alpha_s = -1,0$.

Vastavalt valemile 3.12 arvutan ekvivalentse paindemomenditeguri C_{my} :

$$C_{my} = 0,2 - 0,8 \cdot (-1,0) = 1,0$$

Koosmõjutegur k_{yy} valemi 3.11 järgi on:

$$k_{yy} = 1,0 \left[1 + (0,377 - 0,2) \frac{408,68}{0,959 \cdot 644,3} \right] = 1,117 <$$

$$< 1,0 \left(1 + 0,8 \cdot \frac{408,68}{0,959 \cdot 644,3} \right) = 1,529 \rightarrow k_{yy} = 1,117$$

Varda stabiilsustingimused painde ja surve koosmõjul vastavalt valemile 3.5:

$$\frac{408,68}{0,959 \cdot 644,3} + 1,117 \frac{5,03}{27,8} = 0,864 < 1 \rightarrow OK!$$

Varda stabiilsus painde ja surve koosmõjul on tagatud.

Varda põikjõukandevõime kontroll

Ristlõike arvutuslik põikjõukandevõime V_{Ed} peab igas ristlõikes rahuldama tingimust [2, lk 85, valem 6.17]:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}, \quad (3.14)$$

kus V_{Ed} – vardas mõjuv arvutuslik põikjõud, kN;

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

Ristlõike plastne põikjõukandevõime arvutatakse valemiga [2, lk 58, valem 6.18]:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}, \quad (3.15)$$

kus A_v – ristlõike lõikepindala, cm^2 .

Lõikepindala arvutatakse konstantse seinapaksusega nelikanttorudel valemiga:

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} = \frac{1815 \cdot 120}{120 + 120} = 907,5 \text{ mm}^2 \quad (3.16)$$

Fermi ülemise vöö plastne põikjõukandevõime vastavalt valemile 3.15:

$$V_{pl.Rd} = \frac{907,5 \cdot (355/\sqrt{3})}{1,0} = 186,0 \text{ kN} > V_{Ed} = 19,59 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Tingimus 3.14 on täidetud seega ülemise vöö põikjõukandevõime on piisav.

3.2.3 Fermi alumise vöö kandevõime kontroll

Terasfermi alumise vöö kandevõime kontrollis on kandepiir seisundis arvestatud tõmbejõu ja paindemomendi koosmõjuga. Kuna domineeriva tõstva tuule korral (ULS 5) tekivad valumises vöös survejõud, siis kontrollitakse ka varda nõtkekandevõimet.

Tõmbejõu ja paindemomendi koosmõju ning nõtkekandevõime kontroll on tehtud varraste V-07 ja V-06 vahel, kus on suurim tõmbejõud ja paindemoment (ULS 2) ning survejõud (ULS 5).

Fermi vardas mõjuv paindemoment lõigu keskel	$M_{Ed} = 0,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Fermi vardas mõjuv maksimaalne pikijõud	$N_{Ed} = 404,73 \text{ kN}$
Fermi vardas mõjuv maksimaalne survejõud	$N_{c.Ed} = 21,29 \text{ kN}$

Terasprofiil []120x120x4 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike pindala:	$A = 12,36 \text{ cm}^2$
Ristlõike laius:	$b = 70 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h = 70 \text{ mm}$
Ristlõike seinapaksus:	$t = 5 \text{ mm}$
Ristlõike raadius:	$r = 10 \text{ mm}$
Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes:	$W_{pl} = 29,56 \text{ cm}^2$
Ristlõike inertsiraadius:	$i = 2,62 \text{ cm}$

Vastavalt EVS-EN 1993-1-1 lisa BB võetakse sõrestiku tasapinnas geomeetriliseks pikkuseks sõlmede vahekaugus ja nõtketeguriks 0,9.

Varda pikkus:	$L = 2800 \text{ mm}$
---------------	-----------------------

Varda nõtkepikkus vastavalt valemile 3.2:

$$L_{cr} = 0,9 \cdot 2800 = 2520 \text{ mm}$$

Varda ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass sõltub terase tugevusklassist ja surutud elementide mõõtmete suhtest.

Varda painutatud seina ristlõikeklass vastavalt valemile 3.3:

$$\frac{c}{t} = \frac{70 - 2 \cdot (5 + 10)}{4} = 10 < 72\varepsilon = 58,58 \rightarrow RK1$$

Varda surutud seina ristlõike klass vastavalt valemile 3.4:

$$\frac{c}{t} = \frac{70 - 2 \cdot (5 + 10)}{4} = 10 < 33\varepsilon = 26,73 \rightarrow RK1$$

Kogu profiili ristlõikeklass on 1.

Varda kandevõime paindemomendi ja pikijõu koosmõjul

Paindemomendi ja pikijõu koosmõjul peab ristlõikeklass 1 puhul olema täidetud tingimus [2, lk 62, valem 6.31]:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}, \quad (3.17)$$

kus $M_{N,Rd}$ – ristlõike arvutuslik paindekandevõime, kus on arvestatud pikijõu N_{Ed} vähendav mõju arvesse võetud.

Nelikanttorude puhul leitakse $M_{N,Rd}$ valemiga [2, lk 63, valem 6.39]:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5a_w} \leq M_{pl,y,Rd}, \quad (3.18)$$

kus $M_{pl,y,Rd}$ – plastne paindekandevõime y telje suhtes, kN·m;

n – abisuurus;

a_w – abisuurus.

Abisuurused n ja a_w arvutatakse valemitega:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}, \quad (3.19)$$

$$a_w = \frac{A - 2bt}{A} = \frac{12,36 - 2 \cdot 70 \cdot 5}{12,36} = 0,434 \leq 0,5 \quad (3.20)$$

Arvutuslik plastne pikijõukandevõime arvutatakse valemiga:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12,36 \cdot 10^2 \cdot 355}{1,0} = 438,87 \text{ kN} \quad (3.21)$$

Abisuurus n vastavalt valemile 3.19:

$$n = \frac{404,73}{438,87} = 0,922$$

Ristlõike plastne paindekandevõime arvutatakse valemi 3.7 järgi:

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{29,56 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} = 10,47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ristlõike paindekandevõime, kus võetakse arvesse pikijõu vähendav mõju valemi 3.18 järgi on:

$$M_{N.y.Rd} = 10,47 \cdot \frac{1 - 0,922}{1 - 0,5 \cdot 0,434} = 1,04 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{pl.y.Rd} = 10,47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{N.y.Rd} = 1,09 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 0,53 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow OK!$$

Tingimus 3.17 on täidetud ning alumise vöö paindekandevõime on piisav.

Varda nõtkekandevõime

Tsentriselt surutud varda arvutuslik nõtkekandevõime peab rahuldama tingimust [2, lk 65, valem 6.46]:

$$N_{Ed} \leq N_{b.Rd}, \quad (3.22)$$

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime $N_{b.Rd}$ arvutatakse ristlõikeklass 1 puhul valemiga [2, lk 65, valem 6.47]:

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (3.23)$$

Kuna alumine vöö pole horisontaalsuunas seotud, siis tuleks arvutada nõtkekandevõime y-telje ja z-telje suunas.

Y-telje sihilisel nõtkumisel on kriitiline pikkus:

$$L_{cr.y} = 0,9 \cdot 2800 = 2520 \text{ mm}$$

Z-telje sihilisel nõtkumisel on varda pikkus $L = 10560 \text{ mm}$ ning nõtketegur $\mu = 1,0$:

$$L_{cr.z} = 1,0 \cdot 10560 = 10560 \text{ mm}$$

Nõtketeguri χ leidmiseks vajalik abisuurus arvutatakse valemiga 3.9 ning ristlõikeklassile vastav tingsaledus valemiga 3.10:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{2520}{\pi \cdot 26,2} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 1,259$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{10560}{\pi \cdot 26,2} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 5,274$$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(1,259 - 0,2) + 1,259^2] = 1,404$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,21(5,274 - 0,2) + 5,274^2] = 14,940$$

Nõtketegur χ vastavalt valemile 3.8:

$$\chi_y = \frac{1}{1,404 + \sqrt{1,404^2 - 1,259^2}} = 0,494 \leq 1$$
$$\chi_z = \frac{1}{14,94 + \sqrt{14,94^2 - 5,274^2}} = 0,034 \leq 1$$

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime vastavalt valemile 3.23:

$$N_{b,Rd,y} = \frac{0,494 \cdot 12,36 \cdot 10^2 \cdot 355}{1,0} = 216,7 \text{ kN} > N_{c.Ed} = 21,29 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$
$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,034 \cdot 12,36 \cdot 10^2 \cdot 355}{1,0} = 15,20 \text{ kN} < N_{c.Ed} = 21,29 \text{ kN}$$

Kuna z-telje sihis ei ole tingimus 3.22 täidetud, siis tuleks lisada täiendav horisontaalne tugi varda keskele.

Sellela on uus z-telje sihiline kriitiline pikkus:

$$L_{cr,z} = 1,0 \cdot \frac{10560}{2} = 5280 \text{ mm}$$

Nõtketeguri χ leidmiseks vajalik abisuurus arvutatakse valemiga 3.9 ning ristlõikeklassile vastav tingsaledus valemiga 3.10:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{5280}{\pi \cdot 26,2} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 2,637$$
$$\phi_z = 0,5[1 + 0,21(2,637 - 0,2) + 2,637^2] = 4,232$$

Nõtketegur χ vastavalt valemile 3.8:

$$\chi_z = \frac{1}{4,232 + \sqrt{4,232^2 - 2,637^2}} = 0,132 \leq 1$$

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime vastavalt valemile 3.23:

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,132 \cdot 12,36 \cdot 10^2 \cdot 355}{1,0} = 57,91 \text{ kN} > N_{c.Ed} = 21,29 \text{ kN}$$

Tingimus 3.22 on täidetud ning alumise vöö nõtkekandevõime on piisav.

3.2.4 Võrguvarra V-03 kandevõime kontroll

Võrguvarras V-03 on fermi äärmine varras, mis on tsentriselt tõmmatud ning sellele toetub vertikaalne varras V-14, mis tekitab vaadeldavas elemendis põikjõudu ning paindemomenti. Võrguvarra V-03 puhul kontrollitakse ristlõike kandevõimet pikijõu ja paindemomendi koosmõjul ning põikjõukandevõimet.

Kuna ferm pole sümmeetriline, siis samad arvutused tehakse ka vardaga V-12, kuid seda selles lõputöös ei kajastata.

Fermi vardas mõjuv paindemoment lõigu keskel	$M_{Ed} = 0,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Fermi vardas mõjuv maksimaalne pikijõud	$N_{Ed} = 216,21 \text{ kN}$
Fermi vardas mõjuv maksimaalne põikjõud	$V_{Ed} = 23,90 \text{ kN}$

Terasprofiil []70x70x3 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike pindala:	$A = 7,81 \text{ cm}^2$
Ristlõike laius:	$b = 70 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h = 70 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t = 3 \text{ mm}$
Ristlõike raadius:	$r = 6 \text{ mm}$
Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes:	$W_{pl} = 19,42 \text{ cm}^2$

Varda ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass sõltub terase tugevusklassist ja surutud elementide mõõtmete suhtest.

Varda painutatud seina ristlõikeklass vastavalt valemile 3.3:

$$\frac{c}{t} = \frac{70 - 2 \cdot (5 + 10)}{4} = 10 < 72\varepsilon = 58,58 \rightarrow RK1$$

Kogu profiili ristlõikeklass on 1.

Varda kandevõime paindemomendi ja pikijõu koosmõjul

Paindemomendi ja pikijõu koosmõjul peab ristlõikeklass 1 puhul olema täidetud tingimus 3.17 ning nelikanttorude paindekandevõime, kus võetakse arvesse pikijõu vähendav mõju valemiga 3.18.

Arvutuslik plastne pikijõukandevõime arvutatakse valemiga 3.21:

$$N_{pl.Rd} = \frac{7,81 \cdot 10^2 \cdot 355}{1,0} = 277,25 \text{ kN}$$

Abisuurused n ja a_w arvutatakse valemitega 3.19 ja 3.20:

$$n = \frac{216,21}{277,25} = 0,78$$

$$a_w = \frac{781 - 2 \cdot 70 \cdot 3}{781} = 0,462 \leq 0,5$$

Ristlõike plastne paindekandevõime arvutatakse valemi 3.7 järgi:

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{19,42 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} = 6,89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ristlõike paindekandevõime, kus võetakse arvesse pikijõu vähendav mõju valemi 3.18 järgi on:

$$M_{N,y.Rd} = 6,89 \cdot \frac{1 - 0,78}{1 - 0,5 \cdot 0,462} = 1,97 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{pl,y.Rd} = 6,89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{N,y.Rd} = 1,97 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 0,92 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow OK1$$

Tingimus 3.17 on täidetud ning varda vöö paindekandevõime on piisav.

Varda põikjõu kandevõime

Paindemomendi, pikijõu ja põikjõuga varda ristlõike kandevõime arutamisel ei pea põikjõudu arvestama, kui kehtib tingimus [2, lk 65, 6.2.10 punkt 2]:

$$V_{Ed} > 0,5V_{pl.Rd}, \quad (3.24)$$

Ristlõike plastse põikjõukandevõime arutamiseks, leian ristlõike pindala A_v valemiga 3.16:

$$A_v = \frac{781 \cdot 70}{70 + 70} = 390,5 \text{ mm}^2$$

Fermi ülemise vöö plastne põikjõukandevõime vastavalt valemile 3.15:

$$V_{pl.Rd} = \frac{390,5 \cdot (355/\sqrt{3})}{1,0} = 80,04 \text{ kN} > 0,5 \cdot V_{Ed} = 23,90 \cdot 0,5 = 11,95 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Tingimus 3.24 on täidetud ning põikjõu mõju varda kandevõimele ei pea arvestama.

3.2.5 Võrguvarda V-11 kandevõime kontroll

Fermi varras V-11 on võrguvarras, millele mõjub kõige suurem survejõud. Varda kandevõime kontrollil kandepiir seisundis kontrollitakse nõtkekandevõimet.

Fermi vardas mõjuv maksimaalne survejõud

$$N_{c.Ed} = 136,51 \text{ kN}$$

Terasprofiil [J]60x60x3 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike pindala:	$A = 6,61 \text{ cm}^2$
Ristlõike laius:	$b = 60 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h = 60 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t = 3 \text{ mm}$
Ristlõike raadius:	$r = 6 \text{ mm}$
Ristlõike inertsiraadius:	$i = 2,31 \text{ cm}$

Varda ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass sõltub terase tugevusklassist ja surutud elementide mõõtmete suhtest.

Varda painutatud seina ristlõikeklass vastavalt valemile 3.3:

$$\frac{c}{t} = \frac{60 - 2 \cdot (3 + 6)}{4} = 10,5 < 72\varepsilon = 58,58 \rightarrow RK1$$

Kogu profiili ristlõikeklass on 1.

Vastavalt EVS-EN 1993-1-1 lisa BB võetakse sõrestiku tasapinnas geomeetriliseks pikkuseks sõlmede vahekaugus ja nõtketeguriks 0,9.

Varda pikkus: $L = 1850 \text{ mm}$

Varda nõtkepikkus vastavalt valemile 3.2:

$$L_{cr} = 0,9 \cdot 1850 = 1665 \text{ mm}$$

Varda nõtkekandevõime

Tsentriselt surutud varda arvutuslik nõtkekandevõime peab rahuldama tingimust 3.22:

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

Nõtketeguri χ leidmiseks vajalik abisuurus arvutatakse valemiga 3.9 ning ristlõikeklassile vastav tingsaledus valemiga 3.10:

$$\bar{\lambda} = \frac{1665}{\pi \cdot 23,1} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 0,943$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(0,943 - 0,2) + 0,943^2] = 1,023$$

Nõtketegur χ vastavalt valemile 3.8:

$$\chi = \frac{1}{1,023 + \sqrt{1,023^2 - 0,943^2}} = 0,705 \leq 1$$

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime vastavalt valemile 3.23:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,705 \cdot 6,61 \cdot 10^2 \cdot 355}{1,0} = 165,3 \text{ kN} > N_{c,Ed} = 136,51 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Tingimus 3.22 on täidetud ning varda nõtkekandevõime on piisav.

3.2.6 Surutud varrastele kandevõime

Kuna fermi surutud võrguvarraste arvutused on ühesugused (pt 3.2.5), siis esitatakse surutud võrguvarraste profiilid, pikkused, mõjuvad jõud ning nõtkekandevõimed ühises

tabelis 3.1. Kuna fermi toevarras on lühike ($L = 243$ mm), siis nõtkekandevõimet pole vaja arvutada ning tabelis 3.2 on toodud tsentriliselt surutud varda kandevõime.

Tabel 3.1 Surutud võrguvarraste kandevõime

Varda nimetus	Profiil	Pikkus L / mm	Survejõud $N_{c.Ed}$ / kN	Kandevõime $N_{b.Rd}$ / kN
V-04	[]60x60x3	1570	146,61	186,6
V-06	[]50x50x3	1750	56,32	116,4
V-09	[]50x50x3	1770	77,35	114,8
V-11	[]60x60x3	1850	136,51	165,3
V-14	[]40x40x3	930	29,83	124,1
V-15	[]40x40x3	1030	25,48	117,6
V-16	[]40x40x3	1160	29,43	108,0
V-17	[]40x40x3	1280	24,25	98,2
V-18	[]40x40x3	1390	33,98	89,1

Fermi surutud võrguvarraste puhul on tingimus 3.22 täidetud ja nõtkekandevõimed on piisavad.

Tabel 3.2 Surutud toe kandevõime

Varda nimetus	Profiil	Survejõud $N_{c.Ed}$ / kN	Kandevõime N_{Rd} / kN
V-13	[]90x90x5	143,8	580,78

Fermi toe kandevõime on piisav.

3.2.7 Tõmmatud varraste kandevõime

Sarnaselt surutud varrastele, on ka tõmmatud varraste arvutused ühesugused (pt 3.2.4), seetõttu esitatakse ka tõmmatud varraste profiilid, pikkused, mõjuvad jõud ning kandevõimed ühises tabelis.

Tabel 3.3 Tõmmatud varraste kandevõime

Nimetus	Profiil	Sisejõud			Kandevõime		
		N_{Ed} / kN	M_{Ed} / kN·m	V_{Ed} / kN	N_{Rd} / kN	$M_{N,Rd}$ / kN·m	V_{Rd} / kN
V-03	[]70x70x3	216,2	0,92	23,9	277,2	1,97	80,0
V-05	[]50x50x3	95,3	0,98	18,9	192,0	2,16	55,4
V-07	[]50x50x3	3,38	-	-	192,0		-
V-08	[]50x50x3	41,6	1,13	21,6	192,0	3,35	55,4
V-10	[]50x50x3	111,5	0,82	16,7	192,0	1,80	55,4
V-12	[]70x70x3	202,9	1,31	24,9	277,2	2,40	80,0

Fermi tõmmatud ja painutatud või tõmmatud võrguvarraste puhul on tingimused 3.17 ja 3.24 täidetud ning kandevõimed on piisava varuga.

3.2.8 Fermi sõlmede kontroll

Antud juhul on tegemist fermiga, mis on ebasümmeetriline ning kõik fermi sõlmed on erinevad. Selle tõttu tuleks kontrollida kõiki sõlmi. Lõputöös esitletakse enimkoormatud T-liidet, ülekattega N-liidet ning ülekatteta K-liidet. Liidete arvutamise üheks tingimuseks on eeldus, et kõik sõrestiku vardad kuuluvad 1. või 2. ristlõikeklassi. Tabelis 3.4 on välja toodud fermis kasutatud varraste ristlõikeklassid vastavalt valemitele 3.3 ja 3.4.

Tabel 3.4 Fermi varraste ristlõikeklassid

Ristlõige	c / mm	c/t / mm	Ristlõikeklass survel	Ristlõikeklass paindel
[]120x120x4	24,0	6,0	RK 1	RK 1
[]90x90x5	60,0	12	RK 1	RK 1
[]70x70x3	17,3	5,8	RK 1	RK 1
[]60x60x3	14,0	4,7	RK 1	RK 1
[]50x50x3	10,7	3,6	RK 1	RK 1
[]40x40x3	7,3	2,4	RK 1	RK 1

3.2.9 Varraste V-13, V-03 ja V-01 sõlm

Tegemist on nelikanttorust varrastest ülekattega N-liitega.

Varrastes mõjuvad jõud:

- $N_{01.Ed} = 0 \text{ kN}$
- $N_{02.Ed} = 117,41 \text{ kN}$ (survejõud)
- $N_{1.Ed} = -216,21 \text{ kN}$ (tõmbejõud)
- $N_{2.Ed} = 143,77 \text{ kN}$ (survejõud)

Varda V-01 [120x120x4 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike laius:	$b_0 = 120 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h_0 = 120 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t_0 = 4 \text{ mm}$

Varda V-03 [70x70x3 ristlõikeparameetrid [8]

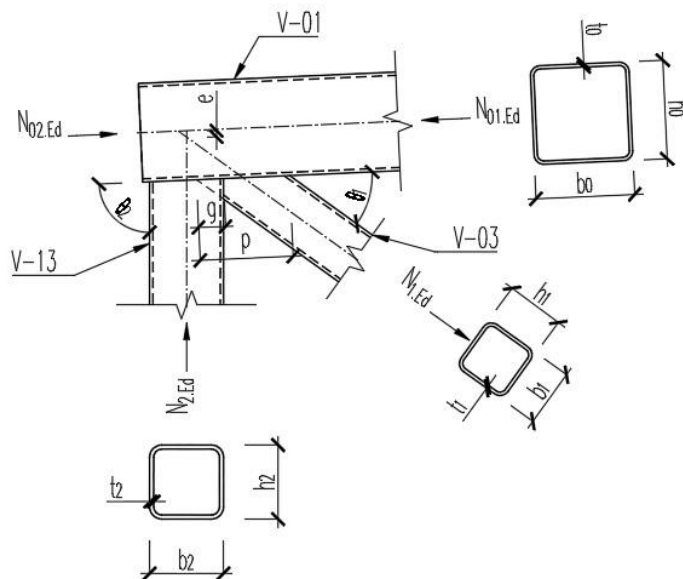
Ristlõike laius:	$b_1 = 70 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h_1 = 70 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t_1 = 3 \text{ mm}$

Varda V-13 [90x90x5 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike laius:	$b_2 = 90 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h_2 = 90 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t_2 = 5 \text{ mm}$

Pealpoolse võrguvarda kontaktpinna projektsioonipikkus $p = 113 \text{ mm}$

Ülekatte projektsioonipikkus $g = 33 \text{ mm}$



Joonis 3.1 Varraste V-01, V-03 ja V-13 vaheline sõlm

Nelikanttorudest tasapinnaliste sõrestike keevisliidete arvutusmetoodika kehtivuspiiride kontroll [14, lk 134, tabel 7.8]:

- $\frac{b_i}{b_0} = \frac{b_1}{b_0} = \frac{70}{120} = 0,58 > 0,25$ tingimus täidetud
- $25\% \leq \lambda_{0v} \leq 100\%$
- $\lambda_{0v} = \frac{g}{p} \cdot 100\% = \frac{33}{113} \cdot 100\% = 29,2\%$ tingimus täidetud
- $\frac{b_i}{b_j} = \frac{b_1}{b_2} = \frac{70}{90} = 0,78 > 0,75$ tingimus täidetud

Ülekattega N-liitel kontrollitakse ainult pealpoolselt varrast V-03. Valemites on pealpoolne varras märgitud indeksiga $i = 1$ ja alumine varras $j = 2$.

Sõlme kandevõime kontroll

Võrguvarda kandevõime, kui ülekate on $25\% \leq \lambda_{0v} < 50\%$ leitakse valemiga [14, lk 136, tabel 7.10]:

$$N_{i.Rd} = f_{yi} t_i \left[b_{eff} + b_{e.ov} + \frac{\lambda_{ov}}{50} (2h_i - 4t_i) \right], \quad (3.25)$$

- kus f_{yi} – pealmise varda terase voolavuspiir, N/mm²;
 t_i – pealpoolse võrguvarda seinapaksus, mm;
 b_{eff} – abisuurus, mm;
 $b_{e.ov}$ – abisuurus, mm;
 h_i – pealpoolse võrguvarda ristlõike kõrgus, mm.

Kandevõime arvutamiseks kasutatavad abisuurused leitakse valemitega:

$$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_i} b_i \leq b_i, \quad (3.26)$$

- kus b_0 – vöö ristlõike laius, mm;
 t_0 – vöö seinapaksus, mm.

$$b_{e.ov} = \frac{10}{b_j/t_j} \frac{f_{yj} t_j}{f_{yi} t_i} b_i \leq b_i, \quad (3.27)$$

- kus b_j – alumise varda ristlõike laius, mm;
 t_j – alumise varda seinapaksus, mm;
 f_{yj} – alumise varda terase voolavuspiir, N/mm².

Vastavalt valemitele 3.26 ja 3.27 leitakse abisuurused:

$$b_{eff} = \frac{10}{120/4} \frac{355 \cdot 4}{355 \cdot 3} \cdot 70 = 31,07 \text{ mm} < b_i = 70 \text{ mm}$$

$$b_{e.ov} = \frac{10}{90/5} \frac{355 \cdot 5}{355 \cdot 3} \cdot 70 = 64,81 \text{ mm} < b_i = 70 \text{ mm}$$

Ülekattega N-liite kandevõime vastavalt valemile 3.25 on:

$$N_{i,Rd} = 355 \cdot 3 \left[31,07 + 64,81 + \frac{29,2}{50} (2 \cdot 70 - 4 \cdot 3) \right] = 181,7 \text{ kN} < 216,21 \text{ kN}$$

Kuna kandevõime pole piisav, siis suurendatakse varraste V-13 (indeks $j = 2$) ja V-03 (indeks $i = 1$) seinapaksuseid:

- $t_1 = 4 \text{ mm}$;
- $t_2 = 6 \text{ mm}$.

Vastavalt valemitele 3.26 ja 3.27 arvutatakse uued abisuurused:

$$b_{eff} = \frac{10}{120/4} \frac{355 \cdot 4}{355 \cdot 4} \cdot 70 = 23,33 \text{ mm} < b_i = 70 \text{ mm}$$

$$b_{e.ov} = \frac{10}{90/6} \frac{355 \cdot 6}{355 \cdot 4} \cdot 70 = 70 \text{ mm} \leq b_i = 70 \text{ mm}$$

Ülekattega N-liite kandevõime vastavalt valemile 3.25 on:

$$N_{i,Rd} = 355 \cdot 4 \left[23,33 + 70,0 + \frac{29,2}{50} (2 \cdot 70 - 4 \cdot 4) \right] = 235,4 \text{ kN} > 216,21 \text{ kN}$$

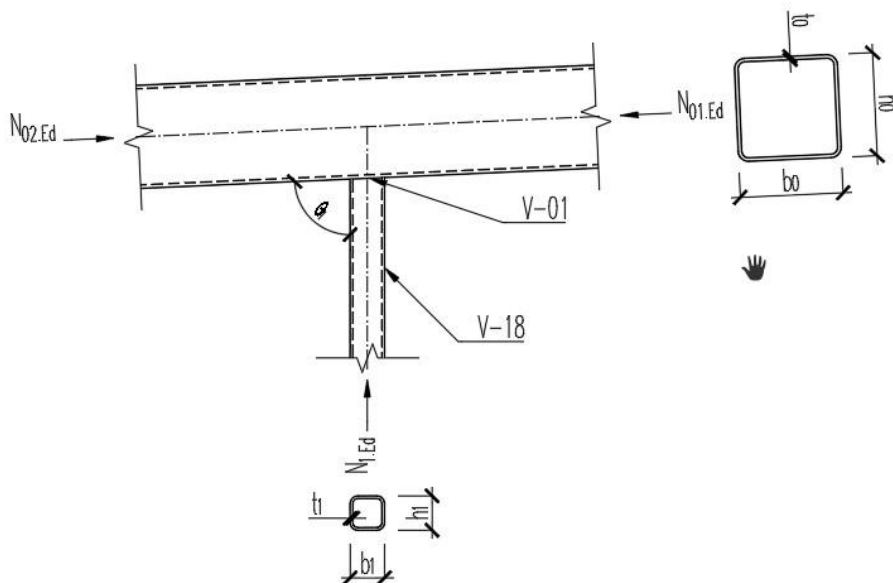
Võrguvaruda $i = 1$ kandevõime on piisav, seega sõlme kandevõime on tagatud.

3.2.10 Varraste V-01 ja V-18 sõlm

Tegemist on nelikanttorust varrastest keevitatud T-liitega.

Varrastes mõjuvad jõud:

- $N_{01.Ed} = 151,11 \text{ kN}$ (survejõud)
- $N_{02.Ed} = 151,11 \text{ kN}$ (survejõud)
- $N_{1.Ed} = 33,92 \text{ kN}$ (survejõud)
- $M_{0.Ed} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$



Joonis 3.2 Varraste V-01 ja V-18 vaheline sõlm

Terasprofiil []120x120x4 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike pindala:	$A_0 = 18,15 \text{ cm}^2$
Ristlõike laius:	$b_0 = 120 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h_0 = 120 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t_0 = 4 \text{ mm}$
Ristlõike raadius:	$r_0 = 8 \text{ mm}$
Ristlõike elastne vastupanumoment:	$W_{el,0} = 67,05 \text{ cm}^3$

Varda V-18 []40x40x3 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike laius:	$b_1 = 40 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h_1 = 40 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t_1 = 3 \text{ mm}$
Varraste vaheline nurk:	$\theta_1 = 87^\circ$

Nelikanttorudest tasapinnaliste sõrestike keevisliidete arvutusmetoodika kehtivuspiiride kontroll EVS-EN 1993-1-8 tabel 7.8 järgi.

- $\frac{b_i}{b_0} = \frac{b_1}{b_0} = \frac{40}{120} = 0,33 > 0,25$ tingimus täidetud
- $\frac{b_i}{t_i} = \frac{b_1}{t_1} = \frac{40}{3} = 13,3 < 35$ tingimus täidetud
- $\frac{b_0}{t_0} = \frac{120}{4} = 30 < 35$ tingimus täidetud

T-liite kandevõime arvutus sõltub suurustest β , mis leitakse valemiga:

$$\beta = \frac{b_1}{b_0} = \frac{40}{120} = 0,33 \quad (3.28)$$

Sõlme kandevõime kontroll

EVS-EN 1993-1-8 järgi saab liite kandevõimel määravaks vöö liitepinna kandevõime, mis arvutatakse valemiga [14, lk 137, tabel 7.11]:

$$N_{i.Rd} = \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1 - \beta) \sin \theta_1} \left(\frac{2\eta}{\sin \theta_1} + 4\sqrt{1 - \beta} \right), \quad (3.29)$$

kus k_n – abisuurus;

η – abisuurus.

Abisuurus k_n oleneb abisuurusest n , mis leitakse valemiga:

$$n = \frac{N_{0.Ed}}{A_0 \cdot f_{y0}} + \frac{M_{0.Ed}}{W_{el.0} \cdot f_{y0}} = \frac{151110}{18,15 \cdot 100 \cdot 355} + \frac{0}{67,05 \cdot 10^3 \cdot 355} = 0,235 \quad (3.30)$$

Abisuurus k_n arvutatakse valemiga:

$$k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta} = 1,3 - \frac{0,4 \cdot 0,235}{0,33} = 1,015 > 1 \quad (3.31)$$

Kuna abisuurusel on tingimus $k_n \leq 1,0$, siis arvestatakse abisuurusega $k_n = 1,0$.

Abisuurus η arvutatakse valemiga:

$$\eta = \frac{h_i}{b_0} = \frac{h_1}{b_0} = \frac{40}{120} = 0,33 \quad (3.32)$$

Vöö liitepinna kandevõime arvutatakse valemiga 3.29:

$$N_{i.Rd} = \frac{1,0 \cdot 355 \cdot 4^2}{(1 - 0,33) \sin 87^\circ} \left(\frac{2 \cdot 0,33}{\sin 87^\circ} + 4\sqrt{1 - 0,33} \right) = 33,40 \text{ kN} < N_{1.Ed} = 33,92 \text{ kN}$$

Kuna vöö liitepinna kandevõime pole tagatud, siis suurendatakse vöö seina paksust.

Terasprofiil []120x120x5 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike pindala:	$A_0 = 22,36 \text{ cm}^2$
Ristlõike laius:	$b_0 = 120 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h_0 = 120 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t_0 = 5 \text{ mm}$
Ristlõike raadius:	$r_0 = 10 \text{ mm}$
Ristlõike elastne vastupanumoment:	$W_{el.0} = 80,91 \text{ cm}^3$

Valemite 3.30, 30.31 ja 3.32 järgi arvutatakse abisuurused:

$$n = \frac{151110}{22,36 \cdot 100 \cdot 355} + \frac{0}{80,91 \cdot 10^3 \cdot 355} = 0,190$$

$$k_n = 1,3 - \frac{0,4 \cdot 0,190}{0,33} = 1,07 > 1$$

Kuna abisuurusel on tingimus $k_n \leq 1,0$, siis arvestatakse abisuuruseks $k_n = 1,0$.

$$\eta = \frac{40}{120} = 0,33$$

Vöö liitepinna kandevõime arvutatakse valemiga 3.29:

$$N_{i,Rd} = \frac{1,0 \cdot 355 \cdot 5^2}{(1 - 0,33)\sin 87^\circ} \left(\frac{2 \cdot 0,33}{\sin 87^\circ} + 4\sqrt{1 - 0,33} \right) = 52,2 \text{ kN} > N_{1,Ed} = 33,92 \text{ kN}$$

Vöö ristlõikega [120x120x5 puhul on vöö liitepinna kandevõime tagatud.

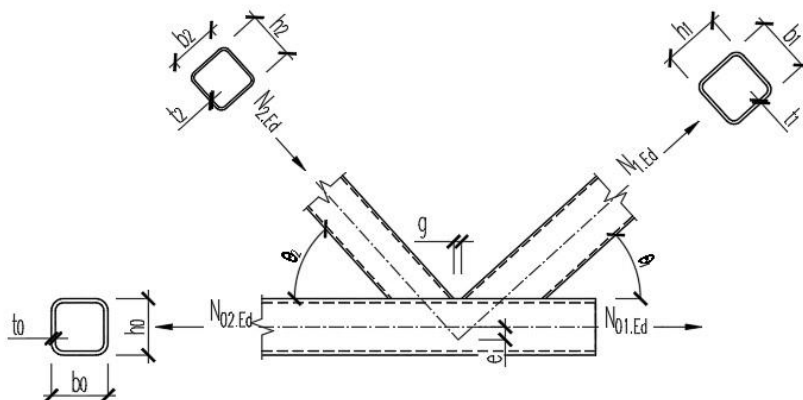
Võimalik oleks olnud ka konstrueerida tugevdatud T-liide. Kuna see ei ole ainuke T-liide fermis, siis sõlmede lihtsustamiseks suurendati vöö seina paksust.

3.2.11 Varraste V-02, V-11 ja V-12 sõlm

Tegemist on ülekatteta K-liitega.

Varrastes mõjuvad jõud:

- $N_{01,Ed} = 0 \text{ kN}$
- $N_{02,Ed} = -234,18 \text{ kN}$ (tõmbejõud)
- $N_{1,Ed} = -180,21 \text{ kN}$ (tõmbejõud)
- $N_{2,Ed} = 136,51 \text{ kN}$ (survejõud)
- $M_{Ed} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$



Joonis 3.3 Varraste V-02, V-11 ja V-12 vaheline sõlm

Varda V-02 [70x70x5 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike laius:	$b_0 = 70 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h_0 = 70 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t_0 = 5 \text{ mm}$
Ristlõike pindala:	$A_0 = 12,36 \text{ cm}^2$
Ristlõike elastne vastupanumoment:	$W_{el.0} = 24,18 \text{ cm}^3$

Varda V-12 [70x70x3 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike laius:	$b_1 = 70 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h_1 = 70 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t_1 = 3 \text{ mm}$

Varda V-11 [60x60x3 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike laius:	$b_2 = 60 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h_2 = 60 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t_2 = 3 \text{ mm}$

Varraste vahe:	$g = 7 \text{ mm}$
Ekstsentrilisus:	$e = 15 \text{ mm}$
Varraste ja vöö vaheline nurk:	$\theta_1 = 42^\circ$
	$\theta_2 = 48^\circ$

Kõik vardad kuuluvad ristlõikeklassi RK 1.

Nelikanttorudest tasapinnaliste sõrestike keevisliidete arvutusmeetodika kehtivuspiiride kontroll EVS-EN 1993-1-8 tabel 7.8 järgi.

- $\frac{b_i}{b_0} \geq 0,35 \geq 0,1 + 0,01 \frac{b_0}{t_0}$
 $\frac{b_1}{b_0} = \frac{70}{70} = 1 \geq 0,35$ $\frac{b_1}{b_0} = 1 > 0,1 + 0,01 \frac{70}{5} = 0,24$ täidetud
 $\frac{b_2}{b_0} = \frac{60}{70} = 0,86 \geq 0,35$ $\frac{b_2}{b_0} = 0,86 > 0,1 + 0,01 \frac{70}{5} = 0,24$ täidetud
- $\frac{b_i}{t_i} \leq 35$ ja $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$
 $\frac{b_1}{t_1} = \frac{h_1}{t_1} = \frac{70}{3} = 23,3 < 35$ $\frac{b_2}{t_2} = \frac{h_2}{t_2} = \frac{60}{3} = 20 < 35$ täidetud
- $0,5 \leq \frac{h_0}{b_0} \leq 2$ ja $0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2$
Antud juhul $\frac{h_0}{b_0} = \frac{h_i}{b_i} = 1$ täidetud
- $\frac{b_0}{t_0} \leq 35$ ja $\frac{h_0}{t_0} \leq 35$
- $\frac{b_0}{t_0} = \frac{h_0}{t_0} = \frac{70}{5} = 14 < 35$ täidetud

$$- 0,5(1 - \beta) \leq \frac{g}{b_0} \leq 1,5(1 - \beta); \quad g \geq t_1 + t_2$$

$$\beta = \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0} = \frac{70 + 60 + 70 + 60}{4 \cdot 70} = 0,93$$

$$0,5(1 - 0,93) = 0,035 < \frac{7}{70} = 0,10 < 1,5(1 - 0,93) = 0,105$$

$$g = 7 \text{ mm} > 3 + 3 = 6 \text{ mm}$$

täidetud

Vöö liitepinna kandevõime

Vöö liitepinna kandevõime arvutatakse vastavalt EVS-EN 1993-1-8 valemiga [14, lk 138, tabel 7.12]:

$$N_{i.Rd} = \frac{8,9k_n f_{y0} t_0^2 \sqrt{\gamma}}{\sin \theta_i} \beta, \quad (3.33)$$

kus γ – abisuurus.

Abisuurused vöö liitepinna kandevõime arvutamiseks:

$$N_{0.Ed} = N_{0z.Ed} + N_{2.Ed} \cdot \cos \theta_1 = -234,18 + 136,51 \cdot \cos 48^\circ = -142,8 \text{ kN} \quad (3.34)$$

Sõlme ekstsentrilisus $e = 15 \text{ mm} < 0,25 \cdot h_0 = 17,5 \text{ mm}$, siis sõlme kontrollis ekstsentrilisustest põhjustatud täiendavat paindemomenti arvestama ei pea.

Valemi 3.30 järgi arvutatakse abisuurus:

$$n = \frac{-142800}{12,36 \cdot 100 \cdot 355} + \frac{0}{24,18 \cdot 10^3 \cdot 355} = -0,326$$

Kuna sõlmes on tõmme (n väärtus on negatiivne), siis:

$$k_n = 1,0$$

Abisuurus γ arvutatakse valemiga:

$$\gamma = \frac{b_0}{2t_0} = \frac{70}{2 \cdot 5} = 7 \quad (3.35)$$

Liitepinna kandevõime arvutatakse valemiga 3.33:

$$N_{1.Rd} = \frac{8,9 \cdot 1,0 \cdot 355 \cdot 5^2 \sqrt{7}}{\sin 42^\circ} 0,93 = 290,4 \text{ kN} > N_{1.Ed} = 180,21 \text{ kN}$$

$$N_{2.Rd} = \frac{8,9 \cdot 1,0 \cdot 355 \cdot 5^2 \sqrt{7}}{\sin 48^\circ} 0,93 = 261,5 \text{ kN} > N_{1.Ed} = 136,51 \text{ kN}$$

Vöö liitepinna kandevõime on tagatud.

Vöö lõikekandevõime

Vöö plastne põikjõukandevõime arvutatakse valemiga [14, lk 138, tabel 7.12]:

$$N_{i.Rd} = \frac{f_{y0}A_v}{\sqrt{3} \sin \theta_i}, \quad (3.36)$$

kus A_v – lõikepindala, mm^2 .

Vöö kandevõime kontroll sõlmes normaal- ja lõikejõu koosmõjul tehakse valemiga:

$$N_{0.Rd} = (A_0 - A_v)f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Ed}/V_{pl.Rd})^2}, \quad (3.37)$$

kus V_{Ed} – mõjuv põikjõud, kN;

$V_{pl.Rd}$ – plastne põikjõukandevõime, kN.

Vajalikud abisuurused lõikekandevõime arvutamiseks:

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + 4g^2/(3t_0^2)}} = \sqrt{\frac{1}{1 + 4 \cdot 7^2/(3 \cdot 5^2)}} = 0,526$$

Lõikepindala arvutatakse valemiga:

$$A_v = (2h_0 + \alpha b_0)t_0 = (2 \cdot 70 + 0,526 \cdot 70) \cdot 5 = 884,1 \text{ mm}^2$$

Vöö arvutuslik põikjõud sõlmes arvutatakse valemiga:

$$V_{Ed} = N_{1.Ed} \cdot \sin \theta_1 = 180,21 \cdot \sin 42^\circ = 120,6 \text{ kN}$$

Vöö plastne põikjõukandevõime arvutatakse valemiga 3.15

$$V_{pl.Rd} = \frac{355 \cdot 884,1}{\sqrt{3} \cdot \sin 42^\circ} = 270,8 \text{ kN}$$

Vöö kandevõime kontroll sõlmes normaal- ja lõikejõu koosmõjul arvutatakse valemiga 3.37:

$$N_{0.Rd} = (1236 - 884,1)355 + 884,1 \cdot 355 \sqrt{1 - (120,6/270,8)^2} = 405,9 \text{ kN} > \\ > N_{0.Ed} = 142,8 \text{ kN}$$

Vöö kandevõime normaal- ja lõikejõu koosmõju suhtes on tagatud.

Võrguvarda kandevõime sõlmes

Võrguvarda kandevõimes sõlmes leitakse valemiga [14, lk 138, tabel 7.12]:

$$N_{i.Rd} = f_{yi}t_i(2h_i - 4t_i + b_i + b_{eff}), \quad (3.38)$$

Abisuurused b_{eff} leitakse valemiga 3.26:

$$b_{eff.1} = \frac{10 \cdot 355 \cdot 5}{70 \cdot 355 \cdot 3} \cdot 70 = 83,3 \text{ mm} > b_1 = 70 \text{ mm}$$

Seega $b_{eff.1} = 70 \text{ mm}$.

$$b_{eff.1} = \frac{10 \cdot 355 \cdot 5}{70 \cdot 355 \cdot 3} \cdot 60 = 71,4 \text{ mm} > b_1 = 60 \text{ mm}$$

Seega $b_{eff.2} = 60 \text{ mm}$.

Võrguvarraste kandevõimed vastavalt valemile 3.38 on:

$$N_{1.Rd} = 355 \cdot 3(2 \cdot 70 - 4 \cdot 3 + 70 + 70) = 285,4 \text{ kN} > N_{1.Ed} = 180,21 \text{ kN}$$

$$N_{2.Rd} = 355 \cdot 3(2 \cdot 60 - 4 \cdot 3 + 60 + 60) = 242,8 \text{ kN} > N_{2.Ed} = 136,51 \text{ kN}$$

Võrguvarraste kandevõime sõlmes on tagatud.

Vöö liitepinna läbistuskandevõime

Vöö liitepinna kandevõimet kontrollitakse juhul, kui [14, lk 138, tabel 7.12]:

$$\beta \leq \left(1 - \frac{1}{\gamma}\right), \quad (3.39)$$

Kontrollitakse tingimust valemit 3.39 järgi:

$$\beta = 0,93 > \left(1 - \frac{1}{7}\right) = 0,86$$

Seega liitepinna läbistuskandevõime kontroll pole vajalik.

Töös on toodud välja enimkoormatud sõlmede arvutuse, kuid kontrollitud on ka ülejäänud sõlmed. Tehtud arvutuste põhjal võib järeldada, et fermi kandevõime on tagatud.

3.2.12 Terasfermi läbipaine

Vastavalt Eesti Standardile EVS-EN 1993-1-1:2005 on katuslagedele määratud summaarsest koormusest tingitud lõpliku läbipainde w_{max} piirsuurus.[2]

Vaadeldaval hoonel on katus mittekäidav, seega vastavalt EVS-EN 1993-1-1:2005 tabel NA7.1 on piirläbipaine:

$$w = \frac{L}{200}, \quad (3.40)$$

Terasfermide sille on $L = 13,5$ m, seega vastavalt valemile 3.40 on maksimaalne läbipaine:

$$w_{max} = \frac{13,5}{200} = 0,0675 \text{ m} = 6,75 \text{ cm}$$

Läbipainded on arvutatud arvutusprogrammiga *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020* ning peatüki 2.6.2 esitatud kasutuspiiriseisundi koormuskombinatsioonile on maksimaalne läbipaine toodud lisades.

Maksimaalne läbipaine SLS 6 olukorras on:

$$w = 4,6 \text{ cm} < w_{max} = 6,75 \text{ cm} \rightarrow OK!$$

3.3 Terasest otsatala dimensioneerimine

3.3.1 Terastalale mõjuvad koormused

Talale mõjuvad koormused katuslae omakaalust, lume- ja tuulekoormused ning päikesepaneelidest ja kommunikatsioonidest põhjustatud koormused. Kõige suuremaid sisejõude põhjustab kandepiiriseisundi koormuskombinatsioon ULS 2, kus domineeriv muutuvkoormus on lumi. Kuvatõmmised arvutusprogrammist *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020* on toodud töö lisades.

3.3.2 Terastala kandevõime kontroll

Terastala kandevõime kontrollil on arvestatud survejõu ja paindemomendi koosmõjuga ning kontrollitud on ka põikjõu kandevõimet.

Maksimaalsed sisejõud tekivad tala keskmisel toel.

Talas mõjuv paindemoment lõigu keskel	$M_{Ed.s} = 32,49 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Talas mõjuv paindemoment lõigu äärtes	$M_{Ed.1} = -43,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	$M_{Ed.2} = 0$
Talas mõjuv maksimaalne pikijõud	$N_{Ed} = 1,40 \text{ kN}$
Talas mõjuv maksimaalne põikjõud	$V_{Ed} = 33,57 \text{ kN}$

Terasprofiil [I]180x100x5 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike pindala:	$A = 26,36 \text{ cm}^2$
Ristlõike laius:	$b = 100 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h = 180 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t = 5 \text{ mm}$
Ristlõike raadius:	$r = 10 \text{ mm}$
Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes:	$W_{pl.y} = 154,0 \text{ cm}^2$
Ristlõike inertsiraadius:	$i_y = 6,53 \text{ cm}$
Varda pikkus:	$L = 13495 \text{ mm}$

Varda nõtkepikkus vastavalt valemile 3.2:

$$L_{cr} = 1,0 \cdot L = 1,0 \cdot 13495 = 13495 \text{ mm}$$

Varda ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass sõltub terase tugevusklassist ja surutud elementide mõõtmete suhtest.

Varda painutatud seina ristlõikeklass vastavalt valemile 3.3:

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2 \cdot (t + r)}{t} = \frac{180 - 2 \cdot (5 + 10)}{5} = 30 < 72\varepsilon = 58,58 \rightarrow RK1$$

Varda surutud seina ristlõike klass vastavalt valemile 3.4:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - 2 \cdot (t + r)}{t} = \frac{100 - 2 \cdot (5 + 10)}{5} = 14 < 33\varepsilon = 26,73 \rightarrow RK1$$

Kogu profiili ristlõikeklass on 1.

Varda põikjõukandevõime kontroll

Ristlõike arvutuslik põikjõukandevõime V_{Ed} peab igas ristlõikes rahuldama tingimust 3.14:

$$V_{Ed} \leq V_{pl.Rd},$$

Lõikepindala arvutatakse konstantse seinapaksusega nelikanttorudel valemiga 3.16:

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} = \frac{2636 \cdot 180}{100 + 180} = 1694,5 \text{ mm}^2$$

Tala plastne põikjõukandevõime vastavalt valemile 3.15:

$$V_{pl.Rd} = \frac{1694,5 \cdot (355/\sqrt{3})}{1,0} = 347,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 33,57 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

$$0,5V_{pl.Rd} = 0,5 \cdot 347,3 = 174,1 \text{ kN} > V_{Ed} = 33,57 \text{ kN}$$

Kuna põikjõud on alla poole plastsest põikjõu kandevõimest, siis selle mõju paindekandevõimele võib jätta arvestamata.

Varda kandevõime kontroll surve ja paindevõime koosmõjul

Paindemomendi ja pikijõu koosmõjul peab ristlõikeklass 1 puhul olema täidetud tingimus 3.17:

$$M_{Ed} \leq M_{N.Rd},$$

Nelikanttorude puhul leitakse $M_{N.Rd}$ valemiga 3.18:

$$M_{N.y.Rd} = M_{pl.y.Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5a_w} \leq M_{pl.y.Rd},$$

Abisuuruste leidmiseks arvutan plastse pikijõukandevõime valemiga 3.21:

$$N_{pl.Rd} = \frac{26,36 \cdot 10^2 \cdot 355}{1,0} = 935,7 \text{ kN}$$

Abisuurused n ja a_w arvutatakse valemitega 3.19 ja 3.20:

$$n = \frac{1,4}{935,7} = 0,0015$$

$$a_w = \frac{2636 - 2 \cdot 100 \cdot 5}{2636} = 0,621 > 0,5$$

Seega abisuuruseks võtame $a_w = 0,5$.

Ristlõike plastne paindekandevõime arvutatakse valemi 3.7 järgi:

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{154,0 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} = 54,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ristlõike paindekandevõime, kus võetakse arvesse pikijõu vähendav mõju valemi 3.18 järgi on:

$$M_{N.y.Rd} = 54,67 \cdot \frac{1 - 0,0015}{1 - 0,5 \cdot 0,5} = 72,78 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{pl.y.Rd} = 54,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{N.y.Rd} = 72,78 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 43,74 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow OK!$$

Tingimus 3.17 on täidetud ning tala paindekandevõime on piisav.

Surve ja paindega koormatud varda stabiilsus

Talale mõjub lauskoormus, seega tuleb arvestada paindemomendi ja pikijõu üheaegse mõjumisega. Tala on seotud kandeprofiilplekiga, mis seob selle külgsuunas, seega:

$$k_{zy} = 0.$$

Vastavalt valemile 3.5 tehakse varda stabiilsuskontroll. Koosmõjuteguri k_{yy} leidmiseks on vajalik leida nõtketegur χ valemi 3.8 järgi, abisuurus ϕ valemi 3.9 järgi ja tingsaledus $\bar{\lambda}$ valemi 3.10 järgi.

Tingsaledus vastavalt valemile 3.10:

$$\bar{\lambda} = \frac{13495}{\pi \cdot 65,3} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 2,70$$

Abisuurus ϕ vastavalt valemile 3.9:

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(2,70 - 0,2) + 2,70^2] = 4,41$$

Nõtketegur χ vastavalt valemile 3.8:

$$\chi = \frac{1}{4,41 + \sqrt{4,41^2 - 2,70^2}} = 0,127 \leq 1$$

Ekvivalentse paindemomendi tegur leidmiseks vajalik abisuurus α_s on arvutatud valemiga 3.13:

$$\alpha_s = \frac{32,49}{-43,74} = -0,74$$

Vastavalt valemile 3.12 arvutan ekvivalentse paindemomenditeguri C_{my} :

$$C_{my} = 0,2 - 0,8 \cdot (-0,74) = 0,792 > 0,4$$

Koosmõjutegur k_{yy} valemi 3.11 järgi on:

$$k_{yy} = 0,792 \left[1 + (2,70 - 0,2) \frac{1,40}{0,127 \cdot 935,7} \right] = 0,815 > \\ > 0,792 \left(1 + 0,8 \cdot \frac{1,40}{0,127 \cdot 935,7} \right) = 0,799 \rightarrow k_{yy} = 0,799$$

Varda stabiilsustingimused painde ja surve koosmõjul vastavalt valemile 3.5:

$$\frac{1,4}{0,127 \cdot 935,7} + 0,799 \frac{43,74}{54,67} = 0,651 < 1 \rightarrow OK!$$

Otsatala stabiilsus on tagatud.

3.3.3 Terasest otsatala läbipaine

Vastavalt peatükis 3.2.12 esitatud tingimustele leitakse valem 3.40 järgi piirläbipainde suurus. [2]

Terastala sille on $L = 7,5$ m, seega vastavalt valemile 3.40 on maksimaalne läbipaine:

$$w_{max} = \frac{7,5}{200} = 0,0375 \text{ m} = 3,75 \text{ cm}$$

Läbipainded on arvutatud arvutusprogrammiga *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* 2020 ning peatüki 2.6.2 esitatud kasutuspiiriseisundi koormuskombinatsioonile on maksimaalne läbipaine toodud lisades.

Maksimaalne läbipaine on SLS 6 olukorras on:

$$w = 4,8 \text{ cm} > w_{max} = 3,75 \text{ cm}$$

Kuna maksimaalne läbipaine on suurem lubatust, siis tuleks suurendada otsatala ristlõiget.

Terasprofiil [I]180x100x8 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike pindala:	$A = 40,04 \text{ cm}^2$
Ristlõike laius:	$b = 100 \text{ mm}$
Ristlõike kõrgus:	$h = 180 \text{ mm}$
Ristlõike seina paksus:	$t = 8 \text{ mm}$
Ristlõike raadius:	$r = 20 \text{ mm}$
Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes:	$W_{pl,y} = 225,8 \text{ cm}^2$
Ristlõike inertsiraadius:	$i_y = 6,32 \text{ cm}$

Terasprofiil [I]180x100x8 maksimaalne läbipaine SLS 6 olukorras on:

$$w = 3,0 \text{ cm} < w_{max} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow OK!$$

3.4 Sprengeltala dimensioneerimine

3.4.1 Sprengeltalale mõjuvad koormused

Sprengeltala on puidust survevöö ja terasest tõmbevööga tala, mis dimensioneeritakse ning võrreldakse tootmise ning paigaldamise maksumust terasfermiga.

Sprengeltalale mõjuvad samad koormused, mis terasfermile: katuslae omakaalust, lume- ja tuulekoormused ning päikesepaneelidest ja kommunikatsioonidest põhjustatud koormused. Kõige suuremaid sisejõude põhjustab kandepiirseisundi koormuskombinatsioon ULS 2, kus domineeriv muutuvkoormus on lumi. Sprengeltala on konstrueeritud nii, et selle vööde vahe oleks sama suur nagu terasfermil. Selle tõttu pole lahendus kõige optimaalsem ning tekkivad sisejõud on suuremad. Kuvatõmmised arvutusprogrammist *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020* on toodud töö lisades.

3.4.2 Sprengeltala ülemise vöö kandevõime kontroll

Sprengeltala ülemine vöö on liimpuidust GL28h. Sellele mõjuvad lauskoormusest tekitatud paindemoment ning survejõud ning tehakse ka nihkepinge kontroll.

Talas mõjuv paindemoment lõigu keskel $M_{Ed} = 52,02 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Talas mõjuv maksimaalne pikijõud $N_{Ed} = 376,57 \text{ kN}$

Talas mõjuv maksimaalne põikjõud $V_{Ed} = 39,29 \text{ kN}$

Tala pikkus: $L = 13600 \text{ mm}$

Vastavalt EVS-EN 1995 on jätkuva sõrestikuvarda nõtketegur lihtsustatud arvutuse puhul keskmistel sõlmedel ja sillet $\mu = 0,6$. [15, lk 92, joonis 9.3]

Tala nõtkepikkus vastavalt valemile 3.2:

$$L_{cr} = 0,6 \cdot 13600 = 8160 \text{ mm}$$

Liimpuidu ristlõike parameetrid:

- Ristlõike kõrgus: $h = 400 \text{ mm}$
- Ristlõike laius: $b = 200 \text{ mm}$
- Ristlõike pindala: $A = 800 \text{ cm}^2$

- Ristlõike vastupanumoment y -telje suhtes: $W_y = 5333 \text{ cm}^3$
- Ristlõike inertsiraadius: $i_y = 11,54 \text{ cm}$

Liimpuit GL28h omadused [6]:

- Paindetugevuse normväärtus: $f_{m.g.k} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Survetugevuse normväärtus pikikiudu: $f_{c.0.g.k} = 28 \text{ N/mm}^2$
- 5% elastsusmoodul pikikiudu: $E_{0.g.05} = 10\,500 \text{ N/mm}^2$
- Nihketugevuse normväärtus: $f_{v.g.k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$

Materjali omaduse arväärtus leitakse valemiga [15, lk 24, valem 2.14]:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (3.41)$$

kus X_d – materjali omaduse arväärtus, N/mm^2 ;

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

γ_M – materjali osavarutegur.

Vastavalt standardile on lamell-liimpuit osavaruteguri väärtuseks $\gamma_M = 1,25$ [15, lk 127, tabel NA.2.3].

Arvestades, et puitkonstruktsioonid on siseruumis, kus õhuniiskus jääb alla 65%, on konstruktsiooni kasutusklass 1. Koormuse kestusklass on EVS-1995-1-1 järgi keskkestev [15, lk 126, tabel NA.2.2].

Eelnevaid märkuseid arvesse võttes on modifikatsioonitegur EVS-EN1995-1-1 järgi $k_{mod} = 0,80$ [15, lk 27, tabel 3.1].

Liimpuidu ristlõike, mille kõrgus on paindel väiksem kui 600 mm võib paindetugevuse normsuurust suurendada teguriga k_h .

$$k_h = \min \left\{ \frac{(600/h)^{0,1}}{1,1} = \min \left\{ \frac{(600/400)^{0,1}}{1,1} = 1,04 \rightarrow k_h = 1,04 \right. \right.$$

Valemi 3.41 on liimpuit GL28h arvutusväärtused:

- Paindetugevuse arvutusväärtus: $f_{m.y.d} = 18,66 \text{ N/mm}^2$
- Survetugevuse arvutusväärtus pikikiudu: $f_{c.0.g.d} = 17,92 \text{ N/mm}^2$
- Nihketugevuse arvutusväärtus: $f_{v.d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$

Surve koos paindega

Survel koos paindega saleduse $\lambda_{rel} > 0,3$ puhul arvutatakse nõtkete y-telje suhtes valemiga [15, lk 41, valem 6.23]:

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

kus $\sigma_{c.0.d}$ – pikikiudu survepinge arvvärtus, N/mm²;
 $k_{c.y}$ – nõtketegur;
 $\sigma_{m.y.d}$ – paindepinge y-telje suhtes; N/mm²;
 k_m – tegur, täisnurkristlõike puhul 0,7;
 $\sigma_{m.z.d}$ – paindepinge z-telje suhtes.

Kuna z-telje sihis on liimpuittala seotud profiilplekiga, siis arvestatakse ainult y-telje sihilist nõtket.

Survepingete $\sigma_{c.0.d}$ ja paindepingete $\sigma_{m.d}$ väärtused leitakse valemitega:

$$\sigma_{c.0.d} = \frac{F_{c.d}}{A} = \frac{375,57 \cdot 10^3}{800 \cdot 10^2} = 4,70 \text{ N/mm}^2 \quad (3.43)$$

kus $F_{c.d}$ – survejõu arvvärtus, kN.

$$\sigma_{m.y.d} = \frac{M_{y.d}}{W_y} = \frac{52,02 \cdot 10^6}{5333 \cdot 10^3} = 9,75 \text{ N/mm}^2 \quad (3.44)$$

kus $M_{y.d}$ – paindemomendi arvvärtus y-telje suhtes, kN·m.

Nõtketegur $k_{c.y}$ arvutatakse valemiga:

$$k_{c.y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (3.45)$$

kus k_y – abisuurus;
 $\lambda_{rel,y}$ – suhteline saledus.

Suhteline saledus $\lambda_{rel,y}$ arvutatakse valemiga:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{L_{ef}}{\pi \cdot i_y} \sqrt{\frac{f_{c.0.k}}{E_{0.05}}} = \frac{8160}{\pi \cdot 115,4} \sqrt{\frac{28}{10500}} = 1,16 \quad (3.46)$$

Abisuurus k_y arvutatakse valemiga:

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2], \quad (3.47)$$

kus β_c – tegur, liimpuidu puhul 0,1.

Abisuurus k_y on seega valemi 3.47 järgi:

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (1,16 - 0,3) + 1,16^2] = 1,21$$

Nõtketegur $k_{c,y}$ arvutatakse valemi 3.45 järgi:

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,21 + \sqrt{1,21^2 - 1,16^2}} = 0,64$$

Valemi 3.42 järgi survel koos paindega nõtke y-telje suhtes:

$$\frac{4,70}{0,64 \cdot 17,92} + \frac{9,75}{18,66} = 0,932 \leq 1$$

Valemi 3.42 tingimus on täidetud ja tala kandevõime survel koos nõtkega on tagatud.

Nihkepinge kontroll

Nihkel peab olema rahuldatud tingimus [15, lk 37, valem 6.13]:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1, \quad (3.48)$$

kus τ_d – arvutuslik nihkepinge, N/mm².

Ristkülikristlõike puhul arvutatakse nihkepinge valemiga:

$$\tau_d = \frac{1,5V}{b_{ef} \cdot h'} \quad (3.49)$$

kus b_{ef} – ristlõike efektiivlaius, mm.

Ristlõike efektiivlaius b_{ef} leitakse valemiga:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b \quad (3.50)$$

kus k_{cr} – tegur, liimpuidu puhul väärtusega 0,67.

Ristkülikristlõike nihkepinge arvutatakse vastavalt valemile 3.49:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 39,29 \cdot 10^3}{0,67 \cdot 200 \cdot 400} = 1,1$$

Nihke tingimuse kontroll vastavalt valemile 3.48:

$$\frac{1,1}{2,24} = 0,49 < 1$$

Tala kandevõime on tagatud.

3.4.3 Sprengeltala muljumise kontroll

Sprengeltala toetub otstest postidele, tõmmatud vöö ning tala vahel on täispuidust postid, milles on survejõud. Nende tõttu on vajalik kontrollida muljumist liimpuitallas.

Toereaktsioon tala otstel $F_{R.c.d} = 145,55 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 Survejõud tala ja vöö vahel olevast postist $F_{P.c.d} = 58,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Toe laius on kõigis punktides võrdne tala laiusega $b = 200 \text{ mm}$
 Toe pikkus tala otsas $l_R = 260 \text{ mm}$
 Toe pikkus tala ja vöö vahel oleval postil $l_P = 200 \text{ mm}$

Liimpuit GL28h omadused [6]:

- Survetugevuse normväärtus ristikiudu: $f_{c.90.g.k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$

Valemi 3.41 on liimpuit GL28h arvutusväärtused:

- Survetugevuse arvutusväärtus ristikiudu: $f_{c.90.g.d} = 1,6 \text{ N/mm}^2$

Survel ristikiudu peab olema täidetud tingimus [15, lk 36, valem 6.3]:

$$\frac{\sigma_{c.90.d}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}} = \frac{f_{c.d}/A_{ef}}{k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}} \leq 1 \quad (3.51)$$

kus $k_{c.90}$ – tegur, mis arvestab kontaktpindade vahekaugust, kontaktpikkust ja puitristlõike kõrgust;
 A_{ef} – efektiivne kontaktpind ristikiudu survel.

Tegur $k_{c.90}$ vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamat tabel 14.15 on 1,75, kuna kontaktpindade vahekaugus $l_1 > 2 \cdot h$ ning kontaktpikkus $l < 400 \text{ mm}$.

Efektiivsel kontaktpinnal suurendatakse kontaktpikkust l mõlemas suunas 30 mm võrra, kuid mitte rohkem kui vaba otsa pikkus. Kuna tugi asub tala otsas, siis efektiivne kontaktpind on:

$$A_{ef} = b \cdot (l_R + 30 \text{ mm}) = 200 \cdot (260 + 30) = 58000 \text{ mm}^2 \quad (3.52)$$

Tingimuse 3.51 kontroll survel ristikiudu liimpuittala otsas:

$$\frac{145550/58000}{1,75 \cdot 1,6} = 0,89 \leq 1$$

Efektiivne kontaktpind tala ja vöö vahel oleval postil:

$$A_{ef} = b \cdot (l_P + 2 \cdot 30 \text{ mm}) = 200 \cdot (200 + 2 \cdot 30) = 52000 \text{ mm}^2$$

Tingimuse 3.51 kontroll survel ristikiudu liimpuittala ja vöö vahelisel postil:

$$\frac{58960/52000}{1,75 \cdot 1,6} = 0,40 \leq 1$$

Liimpuittalas on survel ristikiudu vajalikud tingimused täidetud ning muljumist ei teki.

3.4.4 Tõmbevöö kandevõime kontroll

Tõmbevöö on koosneb suure tõmbejõu tõttu kahest ümarterasest, mis on kinnitatud liimpuittala otstesse.

Tõmbevöös mõjuv maksimaalne tõmbejõud $N_{Ed} = 385,11 \text{ kN}$

Tõmbevöö ristlõike ümarteras d30 parameetrid:

- Ristlõike läbimõõt $d = 30 \text{ mm}$
- Ristlõike pindala $A = 706 \text{ mm}^2$
- Keermestatud osa ristlõikepindala $A_s = 560 \text{ mm}^2$

Arvutuslik plastne pikijõukandevõime arvutatakse valemiga 3.21:

$$N_{pl,Rd} = \frac{2 \cdot 560 \cdot 355}{1,0} = 397,6 \text{ kN} > N_{Ed} = 385,11 \text{ kN}$$

Ümarteras läbimõõduga 30 mm puhul on arvutuslik plastne pikijõukandevõime tagatud. Ümarterase töötamise eelduseks on terase pingestamise võimalus, mille tõttu on profiili otsad keermestatud. Kuna profiili läbimõõt on suur, siis tuleks tõmbevöö enne monteerimist painutada. Vastasel juhul tekiks liimpuittalas eelpinge, mis tõstva tuule korral võib saada tala kandevõimele määravaks.

3.4.5 Sprengeltala postide kandevõime kontroll

Sprengeltala liimpuittala ja tõmbevöö vahel on viis saepuidust posti, mis kannavad koormuse liimpuittalalt tõmbevööle.

Saepuidust postile mõjuv maksimaalne survejõud $N_{c,Ed} = 59,13 \text{ kN}$

Saepuidust postide parameetrid:

- Ristlõike laius $b = 200 \text{ mm}$
- Ristlõike kõrgus $h = 200 \text{ mm}$
- Ristlõike pindala $A = 400 \text{ cm}^2$
- Ristlõike inertsiraadius $i = 5,77 \text{ cm}$

Saepuit C18 omadused [6]:

- Survetugevuse normväärtus pikikiudu: $f_{c,0,g,k} = 18 \text{ N/mm}^2$
- 5% elastsusmoodul pikikiudu: $E_{0,g,05} = 6000 \text{ N/mm}^2$

Vastavalt standardile on saepuidu osavaruteguri väärtuseks $\gamma_M = 1,30$ [15, lk 127, tabel NA.2.3].

Arvestades, et puitkonstruktsioonid on siseruumis, kus õhuniiskus jääb alla 65%, on konstruktsiooni kasutusklass 1. Koormuse kestusklass on EVS-EN 1995-1-1 järgi keskkestev [15, lk 126, tabel NA.2.2].

Eelnevaid märkuseid arvesse võttes on modifikatsioonitegur $k_{mod} = 0,80$ [15, lk 27, table 3.1].

Valemi 3.41 on saepuit C18 arvutusväärtused:

- Survetugevuse arvutusväärtus: $f_{c.o.d} = 11,07 \text{ N/mm}^2$

Surve

Survel tuleb kontrollida varda saledust. Kui suhteline saledus $\lambda_{rel} > 0,3$, tuleb arvestada ka nõtketeguriga.

Tala pikkus: $L = 1100 \text{ mm}$

Vastavalt EVS-EN 1995-1-1 on liigendkinnitusega posti nõtketegur $\mu = 1,0$ [15]. Tala nõtkepikkus vastavalt valemile 3.2:

$$L_{cr} = 1,0 \cdot 1100 = 1100 \text{ mm}$$

Suhteline saledus $\lambda_{rel,y}$ arvutatakse valemiga 3.46:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{1100}{\pi \cdot 57,7} \sqrt{\frac{18}{6000}} = 0,33$$

Seega tuleb arvestada posti kandevõime kontrollil ka nõtketeguriga.

Saleda varda puhul peab olema täidetud tingimused :

$$\frac{\sigma_{c.o.d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.o.d}} = \frac{F_{c.d}/A_n}{k_{c,y} \cdot f_{c.o.d}} \leq 1 \quad (3.53)$$

$$\frac{\sigma_{c.o.d}}{f_{c.o.d}} = \frac{F_{c.d}/A_n}{f_{c.o.d}} \leq 1 \quad (3.54)$$

kus A_n – netoristlõikepindala, mm^2 .

Saepuidu puhul on tegur $\beta_c = 0,2$.

Nõtketeguri arvutamiseks vajalik abisuurus k_y valemi 3.47 järgi:

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,2 \cdot (0,33 - 0,3) + 0,33^2] = 0,56$$

Nõtketegur $k_{c,y}$ arvutatakse valemiga 3.45:

$$k_{c,y} = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,33^2}} = 0,99$$

Valemi 3.53 järgi on posti survetugevus:

$$\frac{59130/40000}{11,07} = 0,134 \leq 1$$

Valemi 3.54 järgi on posti nõtketugevus

$$\frac{59130/40000}{0,99 \cdot 11,07} = 0,135 \leq 1$$

Sprengeltala posti kandevoime on tagatud.

3.4.6 Sprengeltala läbipaine

Vastavalt Eesti Standardile EVS-EN 1995-1-1:2005 on peakandjate soovitatavad hetkelise läbipainde w_{inst} piirväärtused [15, lk 53, tabel 7.2].

$$w_{fin} = \frac{L}{300} \quad (3.55)$$

Sprengeltalade sille on $L = 13,5$ m, seega vastavalt valemile 3.55 on maksimaalne läbipaine:

$$w_{fin} = \frac{13,5}{300} = 0,045 \text{ m} = 4,5 \text{ cm}$$

Läbipainded on arvutatud arvutusprogrammiga *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* 2020 ning peatüki 2.6.2 esitatud kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioonile on maksimaalne läbipaine toodud lisades.

Maksimaalne läbipaine SLS 6 olukorras on:

$$w = 4,0 \text{ cm} < w_{inst} = 4,5 \text{ cm} \rightarrow OK!$$

3.5 Liimpuidust otsatala dimensioneerimine

3.5.1 Liimpuittalale mõjuvad koormused

Talale mõjuvad koormused katuslae omakaalust, lume- ja tuulekoormused ning päikesepaneelidest ja kommunikatsioonidest põhjustatud koormused. Kõige suuremaid sisejõude põhjustab kandepiirseisundi koormuskombinatsioon ULS 2, kus domineeriv muutuvkoormus on lumi. Kuvatõmmised arvutusprogrammist *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020* on toodud töö lisades.

3.5.2 Liimpuidust otsatala kandevõime kontroll

Otsatala liimpuidust GL28h. Sellele mõjuvad lauskoormusest tekitatud paindemoment ning survejõud ning tehakse ka nihkepinge kontroll.

Talas mõjuv paindemoment lõigu keskel $M_{Ed} = 43,36 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Talas mõjuv maksimaalne pikijõud $N_{Ed} = 1,39 \text{ kN}$

Talas mõjuv maksimaalne põikjõud $V_{Ed} = 33,28 \text{ kN}$

Tala pikkus: $L = 13600 \text{ mm}$

Vastavalt EVS-EN 1995-1-1 on jätkuva sõrestikuvarda nõtketegur lihtsustatud arvutuse puhul keskmistel sõlmedel ja silletel $\mu = 0,6$ [6].

Tala nõtkepikkus vastavalt valemile 3.2:

$$L_{cr} = 0,6 \cdot 13600 = 8160 \text{ mm}$$

Liimpuidu ristlõike parameetrid:

- Ristlõike kõrgus: $h = 320 \text{ mm}$
- Ristlõike laius: $b = 140 \text{ mm}$
- Ristlõike pindala: $A = 448 \text{ cm}^2$
- Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes: $W_y = 2389 \text{ cm}^3$
- Ristlõike inertsiraadius: $i_y = 9,23 \text{ cm}$

Liimpuidu ristlõike, mille kõrgus on paindel väiksem kui 600 mm võib paindetugevuse normisuurust suurendada teguriga k_h .

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

Valemi 3.41 on liimpuit GL28h arvutusväärtused:

- Paindetugevuse arvutusväärtus: $f_{m,y,d} = 19,08 \text{ N/mm}^2$
- Survetugevuse arvutusväärtus pikikiudu: $f_{c,0,g,d} = 17,92 \text{ N/mm}^2$
- Nihketugevuse arvutusväärtus: $f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$

Surve koos paindega

Survel koos paindega saleduse $\lambda_{rel} > 0,3$ puhul arvutatakse nõtkete y-telje suhtes valemiga 3.41.

Nõtketeguri arvutamiseks on vajalik arvutada suhteline saledus $\lambda_{rel,y}$ valemiga 3.46:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{8160}{\pi \cdot 92,3} \sqrt{\frac{28}{10500}} = 1,45$$

Abisuurus k_y arvutatakse valemi 3.47 järgi:

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (1,45 - 0,3) + 1,45^2] = 1,61$$

Nõtketegur $k_{c,y}$ arvutatakse valemi 3.45 järgi:

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,61 + \sqrt{1,61^2 - 1,45^2}} = 0,433$$

Valemi 3.42 järgi survel koos paindega nõtkete y-telje suhtes:

$$\frac{1390/44800}{0,433 \cdot 17,92} + \frac{43,36/2389}{18,66} 10^3 = 0,976 \leq 1$$

Nihkepinge kontroll

Nihkel peab olema rahuldatud tingimus 3.48.

Ristkülikristlõike nihkepinge arvutatakse vastavalt valemile 3.49 ja 3.50:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 33280}{0,67 \cdot 140 \cdot 320} = 1,66 \text{ N/mm}^2$$

Nihke tingimuse kontroll vastavalt valemile 3.48:

$$\frac{1,66}{2,24} = 0,74 < 1$$

Tala kandevõime on tagatud.

3.5.3 Liimpuidust otsatala läbipaine

Vastavalt peatükis 3.4.6 esitatud tingimustele leitakse valem 3.55 järgi maksimaalse hetkelise läbipainde piirväärtus.

Liimpuittala sille on $L = 7,5$ m, seega vastavalt valemile 3.55 on maksimaalne läbipaine:

$$w_{inst} = \frac{7,5}{300} = 0,025 \text{ m} = 2,5 \text{ cm}$$

Läbipainded on arvatud arvutusprogrammiga *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* 2020 ning peatüki 2.6.2 esitatud kasutuspiiriseisundi koormuskombinatsioonile on maksimaalne läbipaine toodud lisades.

Maksimaalne läbipaine SLS 6 olukorras on:

$$w = 2,3 \text{ cm} < w_{inst} = 2,5 \text{ cm} \rightarrow OK!$$

3.6 Katusekandjate maksumuse võrdlus

Katusekandjate maksumuse aluseks on võetud peatükis 3.2 ja 3.3 kontrollitud varraste ning talade profiilid ning peatükis 3.4 ja 3.5 kontrollitud liimpuittalade, terasest vöö ja postide profiilid. Täpsed terasprofiilide ja liimpuittalade koguste kalkulatsioonid on toodud töö lisades tabelitena.

Katusekandjate maksumuse jaoks on küsitud hinnapakkumised terasfermide ja sprengeltala terase tootmisele ning terasfermide ja sprengeltalade monteerimiseks ettevõttelt Tavepro OÜ. Liimpuittalade tootmisele on hinnapakkumine küsitud ettevõttelt Peetri Puit OÜ. Täispuidust materjali hind on määratud edasimüüja kodulehe hulgimüügi hinnaga.

3.6.1 Terasest katusekandjate maksumus

Terasest katusekandjad on terasfermid hoone keskel, mida on kokku 12 tk ning neli terastala hoone otstes. Ühe terasfermi kaal vastavalt spetsifikatsioonile on 404,5 kg ning terastala kaal 435,7 kg. Kogu hoone katusekandjate kaal on 6597 kg.

Vastavalt hinnapakumisele on terasfermide ja -talade tootmise maksumuseks 1,55 eurot/kg. Selle põhjal maksab terasest katusekandjate tootmine:

$$6597 \text{ kg} \cdot 1,55 \frac{\text{€}}{\text{kg}} = 10\,225,4 \text{ eurot}$$

Terasest katusekandjate paigaldamise maksumus vastavalt hinnapakumisele on 250 eurot/tk. Paigaldustööde kogumaksumus on seega:

$$(12 + 4) \cdot 250 \frac{\text{€}}{\text{tk}} = 4000 \text{ eurot}$$

Nende arvutuste järgi on terasest katusekandjate maksumus:

$$10\,225,4 + 4000 = 14\,225,4 \text{ eurot}$$

3.6.2 Sprengeltalade maksumus

Sarnaselt terasest katusekandjatele on 12 sprengeltala hoone keskel ning neli liimpuittala hoone otstes. Ühe sprengeltala koostamiseks vajaliku terase kaal vastavalt spetsifikatsioonile on 303,2 kg. Sprengeltala koostamiseks vajaliku liimpuittala ruumala on 1,088 m³ ning täispuit postide ruumala 0,151 m³. Ühe otsatala ruumala on 0,73 m³.

Vastavalt hinnapakumistele on sprengeltalade tootmise maksumuseks 2,45 eurot/kg. Terasest osade tootmise maksumus on seega:

$$12 \text{ tk} \cdot 303,2 \text{ kg} \cdot 2,45 \frac{\text{€}}{\text{kg}} = 8914,08 \text{ eurot}$$

Liimpuittalade maksumus hinnapakumise järgi on 450 eurot/m³. Vastavalt selle on sprengeltala ülemise vöö maksumus:

$$12 \text{ tk} \cdot 1,088 \cdot 450 \frac{\text{€}}{\text{m}^3} = 5875,2 \text{ eurot}$$

Liimpuidust otsatalade maksumus on:

$$4 \text{ tk} \cdot 0,73 \cdot 450 \frac{\text{€}}{\text{m}^3} = 1314 \text{ eurot}$$

Täispuidust postide hulgimüügi hind on 314,29 eurot/m³, mille järgi postide maksumus [16]:

$$12 \text{ tk} \cdot 0,151 \cdot 314,29 \frac{\text{€}}{\text{m}^3} = 569,5 \text{ eurot}$$

Sprengeltalade ja liimpuittalade paigaldamise maksumus vastavalt hinnapakumisele on 480 eurot/tk. Paigaldustööde maksumus kokku on:

$$(12 + 4) \cdot 480 \frac{\text{€}}{\text{tk}} = 7680 \text{ eurot}$$

Sprengeltaladest ja liimpuittaladest katusekandjate kogumaksumus:

$$8914,08 + 5875,2 + 1314 + 569,5 + 7680 = 24\,352,78 \text{ eurot}$$

3.6.3 Maksumuse analüüs

Koostatud tootejooniste ning küsitud hinnapakumiste põhjal on sprengetaladest ja liimpuidust katusekandjate maksumus üle 10 000 euro kallim. Selle põhjustab ühelt poolt kallim materjali hind, teisalt ka paigaldamise maksumus.

Sprengeltala terasosade koostamine on keeruline, mille tõttu on tootmise maksumus suurem. Sprengeltala terase maksumus on võrreldav kogu hoone katusekandjate maksumusega, mis on ligi 1300 euro võrra kallim. Sprengeltala puhul lisandub aga ka liimpuidu maksumus, mis on kokku ligi 7200 eurot. Selle põhjal on sprengetalade ning liimpuittalade tootmine terasfermidest ja -taladest $15358,78 - 10\,225,4 = 5133,38$ euro võrra kallim.

Sprengentalade maksumust oleks tõenäoliselt võimalik vähendada. Seda põhjusel, et konstrueeritud tala polnud kõige efektiivsem. Suuremate vööde vahega väheneks paindemoment ülemises vöös ning tõmbejõud terasvöös. Väiksemate sisejõududega on elemendid väiksema profiiliga ning madalama hinnaga. Sellisel juhul tuleks aga arvestada, et suureneks ka hoone kõrgus või väheneks efektiivne ruumi maht.

Sprengentalade paigaldamine on keerulisem ja aega nõudvam kui terasfermide paigaldamine. Sprengentalad tuleb monteerida mitmes osas: kõigepealt liimpuittala, seejärel puidust postid ning terasest tõmbevööd. Kuna elemendid on rasked ja maas pole võimalik neid kahjustamata kokku monteerida, siis tulebki need paigaldada kraana abil. Ühe tõste asemel (terasferm) tehakse mitu ning selle tõttu on töö aega nõudvam ning kallim. Eelnevate arvutuste põhjal on sprengetala paigaldamine $7680 - 4000 = 3680$ euro võrra kallim.

Maksumuse analüüsi põhjal oleks mõistlikum kasutada terasferme. Arhitektuurse eelistuse või keskkonnasäästlikkust silmas pidades võiks kasutada puittalaid ning sprengetala oleks selleks väga sobiv. Sprengeltala eelised tavalise liimpuittala ees on saledam ristlõige, mis annab ruumile avarust ning tühimikud tala sees, mis võimaldavad kommunikatsioone ning torustikke mugavamalt paigaldada.

4 TERASPOSTI DIMENSIONEERIMINE

4.1 Üldosa

Terasposti arvutusel keskendutakse paindejäiga vundamendisõlmelega postile. Paindejäiga vundamendisõlme kasutamise põhjuseks on suured avad hoone otsaseintes, mille tõttu pole võimalik neisse tuulekoormust vastuvõtvaid terassidemeid paigaldada. Paindejäik vundamendisõlm tagab teenindusosa jäikuse piki hoonet. Risti hoonet tagavad jäikuse teljel A ja E olevad terasdiagonaalid. Terasposti dimensioneerimisel kontrollitakse posti ristlõiget ning posti jala kandevõimet.

Terasfermi kontrollarvutuste aluseks on standard EVS-EN 1993-1-1:2005 ja K. Loorits raamat „Teraskonstruksioonide arvutus Eurokoodeks 3 järgi“.

4.2 Teenindusosa posti dimensioneerimine

4.2.1 Postile mõjuvad koormused

Teenindusosa post (kokkuleppeliselt TP-1) asub telgedel E/1-4. Sellele mõjub punktkoormus posti otsast, mis on tingitud fermi toereaktsioonist, omakaal posti profiilist ning seinakattematerjalist ning tuulekoormus, mille kannab postile seina sandwichpaneelid.

Kõige suuremaid pikijõude põhjustab kandepiirseisundi koormuskombinatsioon ULS 2, kus domineeriv muutuvkoormus on lumi. Kõige suuremaid paindejõude põhjustab kandepiirseisundi koormuskombinatsioon ULS 3, kus domineeriv muutuvkoormus on suruv tuul. Vundamendi ankrute kontrollil on määravaks kandepiirseisundi koormuskombinatsiooni ULS 5, kus domineerivaks muutuvkoormuseks on tõstev tuul. Kuvatõmmised arvutusprogrammist *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020* on toodud töö lisades.

Posti arvutus on tehtud vastavalt Eesti standardile EVS-EN 1993-1-1 ja posti jala arvutus K. Loorits raamatu „Teraskonstruktsioonide arvutus Eurokoodeks 3 järgi“ peatükk 10 järgi.

Posti tugevusklass on S355 voolavuspiiriga $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ ning tugevusklassi mõju arvestav tegur ε vastavalt valemile 3.1 on 0,81.

4.2.2 Post TP-1 kandevõime kontroll

Posti kandevõime kontrollis on arvestatud survejõu ja paindemomendi koosmõjuga ning kontrollitud on ka põikjõu kandevõimet. Kandevõime kontroll tehakse posti jalas – enim koormatud punktis.

I koormuskombinatsioon (maksimaalne paindemoment)

Postis mõjuv maksimaalne paindemoment $M_{Ed} = 111,83 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Postis mõjuv pikijõud $N_{Ed} = 113,07 \text{ kN}$

Postis mõjuv maksimaalne põikjõud $V_{Ed} = 37,73 \text{ kN}$

II koormuskombinatsioon (maksimaalne pikijõud)

Postis mõjuv paindemoment $M_{Ed} = 67,10 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Postis mõjuv maksimaalne pikijõud $N_{Ed} = 151,37 \text{ kN}$

Postis mõjuv maksimaalne põikjõud $V_{Ed} = 37,73 \text{ kN}$

Terasprofiil []250x150x8 ristlõikeparameetrid [8]

Ristlõike pindala: $A = 59,24 \text{ cm}^2$

Ristlõike laius: $b = 150 \text{ mm}$

Ristlõike kõrgus: $h = 250 \text{ mm}$

Ristlõike seina paksus: $t = 8 \text{ mm}$

Ristlõike raadius: $r = 16 \text{ mm}$

Ristlõike vastupanumoment y-telje suhtes: $W_{pl,y} = 482,2 \text{ cm}^2$

Ristlõike inertsiraadius: $i = 9,08 \text{ cm}$

Vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamat tabel 12.3 on ühest otsast jäigalt kinnitatud posti nõtketegur $\mu = 2,0$. [6]

Varda pikkus: $L = 7050 \text{ mm}$

Varda nõtkepikkus vastavalt valemile 3.2

$$L_{cr} = 2,0 \cdot L = 2,0 \cdot 7050 = 14100 \text{ mm}$$

Varda ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass sõltub terase tugevusklassist ja surutud elementide mõõtmete suhtest.

Varda painutatud seina ristlõikeklass vastavalt valemile 3.3:

$$\frac{c}{t} = \frac{250 - 2 \cdot (8 + 16)}{8} = 25,25 < 72\varepsilon = 58,58 \rightarrow RK1$$

Varda surutud seina ristlõike klass:

$$\frac{c}{t} = \frac{150 - 2 \cdot (8 + 16)}{8} = 12,75 < 33\varepsilon = 26,73 \rightarrow RK1$$

Kogu profiili ristlõikeklass on 1.

Varda põikjõukandevõime kontroll

Ristlõike arvutuslik põikjõukandevõime V_{Ed} peab igas ristlõikes rahuldama tingimust 3.14:

$$V_{Ed} \leq V_{pl.Rd},$$

Lõikepindala arvutatakse konstantse seinapaksusega nelikanttorudel valemiga 3.16:

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} = \frac{5924 \cdot 250}{150 + 250} = 3702,5 \text{ mm}^2$$

Posti plastne põikjõukandevõime vastavalt valemile 3.15:

$$V_{pl.Rd} = \frac{3702,5 \cdot (355/\sqrt{3})}{1,0} = 758,8 \text{ kN} > V_{Ed} = 37,73 \text{ kN}$$
$$0,5V_{pl.Rd} = 0,5 \cdot 758,8 = 379,4 \text{ kN} > V_{Ed} = 37,73 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Kuna põikjõud on alla poole plastsest põikjõu kandevõimest, siis selle mõju paindekandevõimele võib jätta arvestamata.

Varda kandevõime kontroll surve ja paindevõime koosmõjul koormuskombinatsiooniga I

Paindemomendi ja pikijõu koosmõjul peab ristlõikeklass 1 puhul olema täidetud tingimus 3.17:

$$M_{Ed} \leq M_{N.Rd},$$

Nelikanttorude puhul leitakse $M_{N.Rd}$ valemiga 3.18:

$$M_{N.y.Rd} = M_{pl.y.Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5a_w} \leq M_{pl.y.Rd},$$

Abisuuruste leidmiseks arvutan plastse pikijõukandevõime valemiga 3.21:

$$N_{pl.Rd} = \frac{5924 \cdot 355}{1,0} = 2103,0 \text{ kN}$$

Abisuurused n ja a_w arvutatakse valemitega 3.19 ja 3.20:

$$n = \frac{113,07}{2103} = 0,053$$
$$a_w = \frac{5924 - 2 \cdot 150 \cdot 8}{5924} = 0,594 > 0,5$$

Seega abisuuruseks võtame $a_w = 0,5$.

Ristlõike plastne paindekandevõime arvutatakse valemi 3.7 järgi:

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{482,2 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} = 171,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ristlõike paindekandevõime, kus võetakse arvesse pikijõu vähendav mõju valemi 3.18 järgi on:

$$M_{N.y.Rd} = 171,1 \cdot \frac{1 - 0,053}{1 - 0,5 \cdot 0,5} = 216,0 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{pl.y.Rd} = 171,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$M_{N.y.Rd} = 171,1 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 111,83 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow OK1$$

Tingimus 3.17 on täidetud ning posti paindekandevõime on piisav.

Surve ja paindega koormatud varda stabiilsus

Talale mõjub lauskoormus, seega tuleb arvestada paindemomendi ja pikijõu üheaegse mõjumisega.

Vastavalt valemile 3.5 tehakse varda stabiilsuskontroll. Koosmõjuteguri k_{yy} leidmiseks on vajalik leida nõtketegur χ valemi 3.8 järgi, abisuurus ϕ valemi 3.9 järgi ja tingsaledus $\bar{\lambda}$ valemi 3.10 järgi.

Tingsaledus vastavalt valemile 3.10:

$$\bar{\lambda} = \frac{14100}{\pi \cdot 90,8} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 2,03$$

Abisuurus ϕ vastavalt valemile 3.9:

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(2,03 - 0,2) + 2,03^2] = 2,75$$

Nõtketegur χ vastavalt valemile 3.8:

$$\chi = \frac{1}{2,75 + \sqrt{2,75^2 - 2,03^2}} = 0,217 \leq 1$$

Vastavalt EVS-EN 1993-1-1 tabel B.3 võetakse siirduvate sõlmedega raamide varrastel ekvivalentse paindemomendi teguri väärtuseks $C_{my} = 0,9$.

Koosmõjutegur k_{yy} valemi 3.11 järgi on:

$$k_{yy} = 0,9 \left[1 + (2,03 - 0,2) \frac{113,07}{0,217 \cdot 2103} \right] = 1,308 >$$
$$> 0,9 \left(1 + 0,8 \cdot \frac{113,07}{0,217 \cdot 2103} \right) = 1,078 \rightarrow k_{yy} = 1,078$$

Varda stabiilsustingimused painde ja surve koosmõjul vastavalt valemile 3.5:

$$\frac{113,07}{0,217 \cdot 2103} + 1,078 \frac{111,83}{171,1} = 0,95 < 1 \rightarrow OK!$$

Posti stabiilsus koormuskombinatsiooniga I on tagatud.

Varda kandevõime kontroll surve ja paindevõime koosmõjul koormuskombinatsiooniga II

Kuna ristlõike pikijõukandevõime, paindekandevõime ning abisuurus a_w on samad, siis arvutatakse abisuurus n .

Abisuurus n arvutatakse valemitega 3.19:

$$n = \frac{151,37}{2103} = 0,072$$

Ristlõike paindekandevõime, kus võetakse arvesse pikijõu vähendav mõju valemi 3.18 järgi on:

$$M_{N,y.Rd} = 171,1 \cdot \frac{1 - 0,072}{1 - 0,5 \cdot 0,5} = 211,7 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{pl,y.Rd} = 171,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$M_{N,y.Rd} = 171,1 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 67,10 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow OK1$$

Tingimus 3.17 on täidetud ning posti paindekandevõime on piisav.

Surve ja paindega koormatud varda stabiilsus

Talale mõjub lauskoormus, seega tuleb arvestada paindemomendi ja pikijõu üheaegse mõjumisega.

Ristlõike nõtketegur on sama, mis I koormuskombinatsiooni puhul, siis arvutatakse stabiilsustingimuste kontrolliks ainult uus koosmõjutegur.

Koosmõjutegur k_{yy} valemi 3.11 järgi on:

$$k_{yy} = 0,9 \left[1 + (2,03 - 0,2) \frac{151,37}{0,217 \cdot 2103} \right] = 1,446 >$$
$$> 0,9 \left(1 + 0,8 \cdot \frac{151,37}{0,217 \cdot 2103} \right) = 1,139 \rightarrow k_{yy} = 1,139$$

Varda stabiilsustingimused painde ja surve koosmõjul vastavalt valemile 3.5:

$$\frac{151,37}{0,217 \cdot 2103} + 1,139 \frac{67,10}{171,1} = 0,778 < 1 \rightarrow OK!$$

Posti stabiilsus on tagatud.

4.2.3 Posti TP-1 jala kandevõime kontroll

Posti jala arvutustes tuleb arvestada kahe koormuskombinatsiooniga. Maksimaalse paindemomendiga koormuskombinatsioon saab määravaks posti jala alusplaadile ning ankrupoltide seisukohtalt on ohtlikem kombinatsioon maksimaalse paindemomendi ning minimaalse pikijõuga kombinatsioon.

Posti jala arvutustes on lähtutud K. Loorits raamatu „Teraskonstruktsioonide arvutus Eurokoodeks 3 järgi“ peatükist 10.

I koormuskombinatsioon (määrav alusplaadile)

Postis mõjuv maksimaalne paindemoment $M_{Ed} = 111,83 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Postis mõjuv pikijõud $N_{Ed} = 151,37 \text{ kN}$

II koormuskombinatsioon (määrav ankrupoltidele)

Postis mõjuv maksimaalne paindemoment $M_{Ed} = 111,83 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Postis mõjuv minimaalne pikijõud $N_{Ed} = -1,23 \text{ kN}$

Posti jala arvutuseks vajalikud parameetrid

- Alusplaadi paksus $t = 35 \text{ mm}$
- Alusplaadi laius $B = 350 \text{ mm}$
- Alusplaadi pikkus $L = 450 \text{ mm}$
- Alusplaadi ääre kaugus posti profiilist $c_1 = 100 \text{ mm}$
- Ava kaugus tsentrist $a = 140 \text{ mm}$
- Ava kaugus plaadi teisest äärest $d = 330 \text{ mm}$
- Ankrupoldi tsentri kaugus posti profiilist $m = 50 \text{ mm}$

Vundament on betoonist C30/37, mille arvutuslik survetugevus arvutatakse valemiga:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{30}{1,5} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.1)$$

Kuna alusplaadi paksus $t = 30 \text{ mm} > 16 \text{ mm}$, siis on terase voolavuspiiriks $f_y = 345 \text{ N/mm}^2$.

Eeldades, et järelvalu normtugevus on minimaalselt 20% vundamendi betooni tugevusest ja selle paksus ei ületa 0,2 kordset alusplaadi kitsamat mõõtu (antud juhul 70 mm), leitakse vundamendi arvutustugevus f_j :

$$f_{j,d} = \frac{2}{3} f_{cd} = \frac{2}{3} \cdot 20 = 13,3 \text{ N/mm}^2 \quad (4.2)$$

Alusplaadi töötav laius arvutatakse valemiga [14, lk 80, valem 6.5]:

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_j \gamma_{M0}}} = 35 \sqrt{\frac{345}{3 \cdot 13,3 \cdot 1,0}} = 102,9 > c_1 = 100 \text{ mm} \quad (4.3)$$

Kuna plaadi töötav laius on suurem kui alusplaadi ääre kaugus posti profiilist, siis on tegemist väikese alusplaadiga.

Alusplaadi kontroll paindele vundamendi survetsooni reaktsioonist

Moment ankrupoltide telje suhtes arvutatakse valemiga:

$$M_a = N_{Ed} a + M_{Ed} = 151,37 \cdot 0,140 + 111,83 = 133,02 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.4)$$

Survetsooni laius plaadi all arvutatakse valemiga:

$$z_b = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_a}{f_j \cdot B}} = 330 - \sqrt{330^2 - \frac{2 \cdot 133,02 \cdot 10^6}{13,3 \cdot 350}} = 102,5 \text{ mm} \quad (4.5)$$

Kuna:

$$z_b = 102,5 \text{ mm} < c = 102,9 \text{ mm} \text{ ja } c = 102,9 \text{ mm} > c_1 = 100 \text{ mm},$$

siis arvutatakse betooni reaktsioonist tingitud paindemomendi alusplaadi konsoolse osa all valemiga:

$$m_{Ed} = f_j \cdot z_b \left(c_1 - \frac{z_b}{2} \right) = 13,3 \cdot 102,5 \left(100 - \frac{102,5}{2} \right) = 66\,458 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}} \quad (4.6)$$

Alusplaadi paindekandevõime ühiklaiuse kohta leitakse valemiga:

$$m_{Rd} = \frac{f_y t^2}{6 \gamma_{M0}} = \frac{345 \cdot 35^2}{6 \cdot 1,0} = 70\,437 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}} > m_{Ed} = 66\,458 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}} \quad (4.7)$$

Alusplaadi paindekandevõime on tagatud.

Ankrupoltide kontroll

Moment ankrupoltide telje suhtes ankrupoltide jaoks kõige ohtlikumate sisejõudude kombinatsiooni puhul valemi 4.4 järgi:

$$M_a = -1,23 \cdot 0,140 + 111,83 = 110,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vundamendi survetsooni laius valemi 4.5 järgi:

$$z_b = 330 - \sqrt{330^2 - \frac{2 \cdot 110,74 \cdot 10^6}{13,3 \cdot 350}} = 82,3 \text{ mm}$$

Ankrupoltide telje kaugus survetsooni keskkohast arvutatakse valemiga:

$$z_a = d - \frac{z_b}{2} = 330 - \frac{82,3}{2} = 288,8 \text{ mm} \quad (4.8)$$

Ankrupoldi arvutuslik tõmbejõud arvutatakse valemiga:

$$2F_{t.Ed} = \frac{M_a}{z_a} - N_{Ed} = \frac{110,74}{288,8} \cdot 10^6 - (-1,23 \cdot 10^3) = 384,6 \text{ kN} \quad (4.9)$$

Ühe ankrupoldi arvutuslik tõmbejõud on seega $F_{t.Ed} = 192,3 \text{ kN}$.

Eeldades, et keermelatist ankrupoldid rahuldavad standardi EN 1090 nõudeid, valitakse ankrupoldiks M30 keermelatt terasest S355.

Keermelatt M30 parameetrid:

- Ristlõike pindala $A_s = 560 \text{ mm}^2$
- Teras S355 tõmbetugevus $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

Osavarutegur materjali tõmbetugevusele f_u on $\gamma_{M2} = 1,25$.

Keermelati tõmbekandevõime arvutatakse valemiga [14, lk 32, tabel 3.4]:

$$F_{t.Rd} = 0,9 \cdot \frac{f_u \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot \frac{510 \cdot 560}{1,25} = 205,6 \text{ kN} > F_{t.Ed} = 192,3 \text{ kN}$$

Alusplaadi kontroll ankrupoltide jõust tingitud paindemomendi suhtes

Arvutuslik paindemoment ankrupoltide tõmbejõust arvutatakse valemiga:

$$M_{Ed} = 2 \cdot f_{t.Ed} \cdot m = 2 \cdot 192,3 \cdot 0,05 = 19,23 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.10)$$

Alusplaadi arvutuslik paindekandevõime arvutatakse valemiga:

$$M_{Rd} = \frac{B \cdot t^2}{6} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{350 \cdot 35^2}{6} \cdot \frac{345}{1,0} = 24,65 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 19,23 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.11)$$

Posti ja alusplaadi vaheline keevisõmblus

Posti seina poolt vastuvõetav arvutatakse valemiga:

$$F_{f.Rd} = \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (4.12)$$

kus A_f – posti vöö pindala, mm^2 .

Posti vöö pindala leitakse valemiga:

$$A_f = b \cdot t = 150 \cdot 8 = 1200 \text{ mm}^2 \quad (4.13)$$

Posti seina poolt vastuvõetav jõud valemi 4.12 järgi on seega:

$$F_{f.Rd} = \frac{1200 \cdot 345}{1,0} = 414 \text{ kN}$$

Keevisõmbluse pikkuseks L_w võib võtta posti laiuse $b = 150 \text{ mm}$.

Keevise arvutuslik nihketugevus arvutatakse valemiga:

$$f_{vw.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}, \quad (4.14)$$

kus β_w – korrelatsioonitegur, mis terase S355 puhul on 0,9.

Keevise arvutuslik nihketugevus on valemi 4.14 järgi:

$$f_{vw.d} = \frac{510 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 261,7 \text{ N/mm}^2$$

Vajalik keevisõmbuluse kõrgus arvutatakse valemiga:

$$a = \frac{F_{f.Rd}}{L_w \cdot f_{vw.d}} = \frac{414 \cdot 10^3}{150 \cdot 261,7} = 10,5 \text{ mm} \quad (4.15)$$

Kuna keevise kõrgus on suur, siis lisan alusplaadile ribad, mis suurendavad keevise pikkust. Ribide pikkus alusplaadil ja postil on 70 mm. Määrän keevise kõrguseks $a = 5$ mm. Seega keevisõmbuluse pikkus on:

$$L_w = b + 2 \cdot 2(70 - a) = 150 + 2 \cdot 2(70 - 2 \cdot 5) = 490 \text{ mm}$$

Keeviseõmbuluse summaarne vastuvõetav jõud on seega:

$$F_{w.Ed} = f_{vw.d} \cdot a \cdot L_w = 261,7 \cdot 5 \cdot 490 = 531,65 \text{ kN} > F_{f.Rd} = 414 \text{ kN} \quad (4.16)$$

Posti alusplaadi kandevõime on tagatud.

KOKKUVÕTE

Käesolevas magistritöös dimensioneeriti teenindus- ja büroohoone terasest kandvaid konstruktsioone ning võrreldi kahte katusekonstruktsiooni võimalust. Esimeses lahenduses lahendati katust kandvad konstruktsioonid ainult terasega – terasfermid hoone keskel ning terastalad otsaseintes. Teises lahenduses hinnati hoone katusekonstruktsioonide lahendamist liimpuidu ning terase kombineerimisel – sprengetalad hoone keskel ning liimpuitalad otsaseintes. Mõlemale lahendusele olid ühesugused tingimused – hoone kasulik maht ei tohi väheneda ning hoone kõrgus peab samaks jääma. Selle tõttu ei saanud sprengetala lahendada kõige optimaalsemalt. Arvutustulemuste järgi koostati katusekandjatele spetsifikatsioonid materjalide mahtude leidmiseks, mille põhjal koostati maksumuse hinnang. Lisaks katusekonstruktsioonidele lahendati ka hooneosa jäikus, kontrollides paindejäiga posti jala kandevõimet.

Katusekandjate maksumuse hinnangust selgus, et terasest konstruktsioonid on soodsamad nii materjalikulu kui ka paigaldamise poolest. Selle põhjuseks võib olla sprengetala väike vööde vahe, mille tõttu suurenesid elementide sisejõud ning ristlõiked. Hüljates hoone piiratud kõrguse tingimuse, saaks sprengetala konstrueerida optimaalsema kuju ning madalamate kuludega. Sprengetala kallim maksumus sõltus ka suuremast paigaldamise hinnas, mis on tingitud keerulisemast konstruktsioonist ning suuremast tõstete arvust. Keerulisus ja ajakulu suurendabki sprengetala paigaldamise maksumust. Antud hoone puhul võib väita, et terasest katusekonstruktsioonide kasutamine on mõistlikum, kuna maksumus on väiksem ning paigaldamise aeg lühem.

Antud tööd jätkuna võiks võrdlusesse tuua ka materjalide tootmise keskkonnasäästlikkuse, süsiniku sidumise ning sellega ka uued materjalid ja lahendused. Samuti võib võrdluse laiendada postidele, seintele ning vahelaepaneelidele.

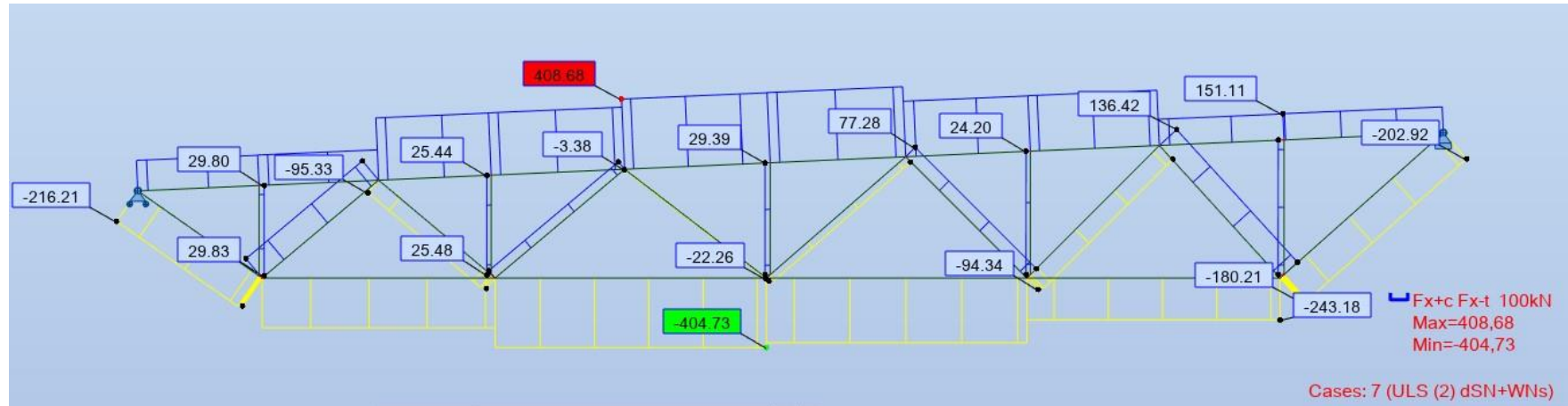
KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU

1. Hamer, P., Petrov, A. P. Teenindus- ja büroohoone eelprojekt. Arhitektuuristuudio Märk OÜ, Tallinn, 2020.
2. Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. EVS-EN 1993-1-1:2005. Eesti Standardikeskus. 2009
3. Ehituspuit. Tugevusklassid. EVS-EN 338:2016. Eesti Standardikeskus, 2016.
4. Puitkonstruktsioonid. Lamell-liimpuit ja plankliimpuit. Nõuded. EVS-EN 14080:2013. Eesti Standardikeskus, 2013
5. Eurokoodeks. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. EVS-EN 1990:2002+NA:2002. Eesti Standardikeskus. 2003
6. Masso, T. Ehituskonstruktorigi käsiraamat. 4. Parandatud trükk. Ehitame, Tallinn, 2014.
7. Vahelaepaneelid. E-Betoonelement AS [WWW] <https://www.betoonelement.ee/tooted/oonespaneelid/> (20.03.2020)
8. Loorits, K. Teraskonstruksioonide arvutus Eurokoodeks 3 järgi. AS Printon Trükikoda, Tallinn, 2008.
9. PAROC ROS 50 tooteinfo. AS PAROC. 2018
10. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus. EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016. Eesti Standardikeskus. 2016
11. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus. Eesti standardi rahvuslik lisa EVS-EN 1991-1-4/NA:2007. Eesti Standardikeskus. 2007
12. BISOL Duplex Series. Monocrystalline Half-Cut PV Modules / BDO 320-335 Wp. BISOL Group 2019.
13. BISOL EasyMount HDPE Base 200 tooteinfo. BISOL Group. 2019
14. Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-8: Liidete projekteerimine. EVS-EN 1993-1-8:2005+NA:2006. Eesti Standardikeskus. 2006.
15. Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. EVS-EN 1995-1-1:2005. Eesti Standardikeskus. 2005
16. Saematerjali hinnatabel. Tuuliku Puit OÜ. [WWW] <http://www.tuulikupuit.ee/tooted/puitmaterjalid/saematerjalid/prussid/> (15.05.2020)

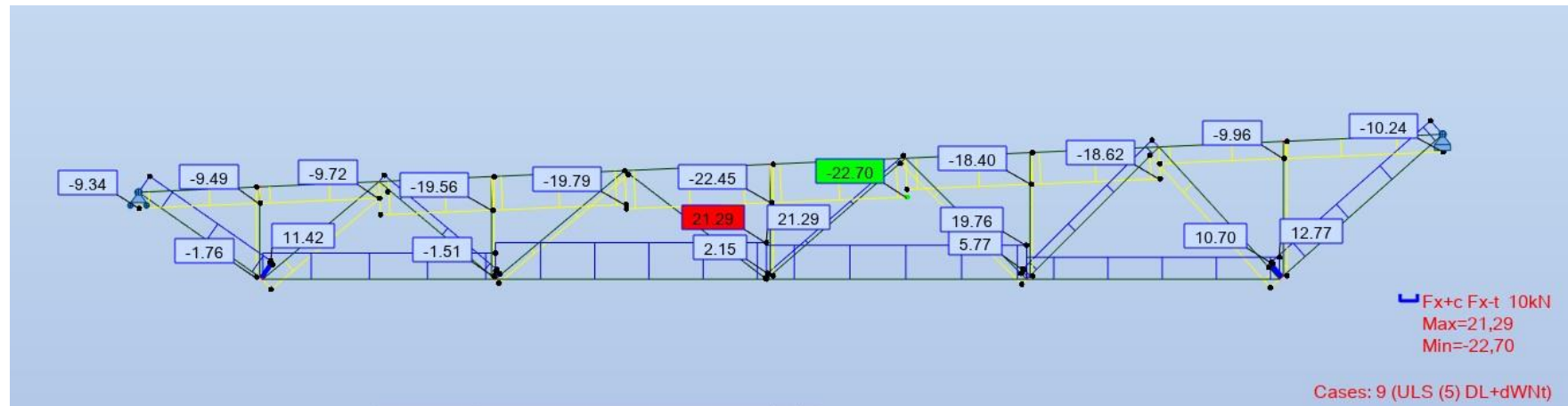
LISAD

Lisa 1 Fermi sisejõud

L1.1 Fermi pikijõud

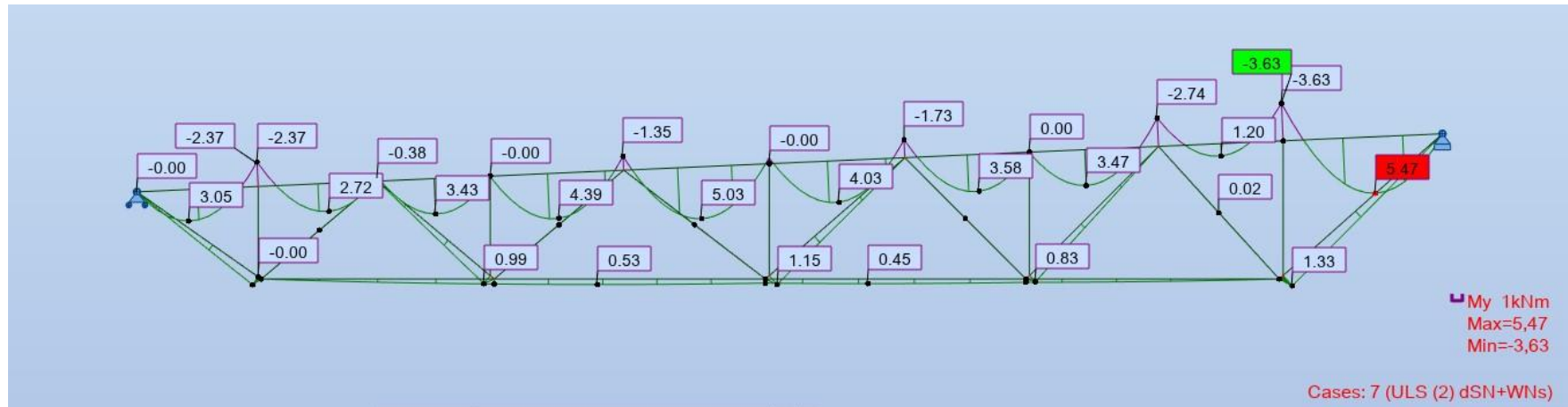


Joonis L1.1 Fermi pikijõu epüürid ULS 2 olukorras

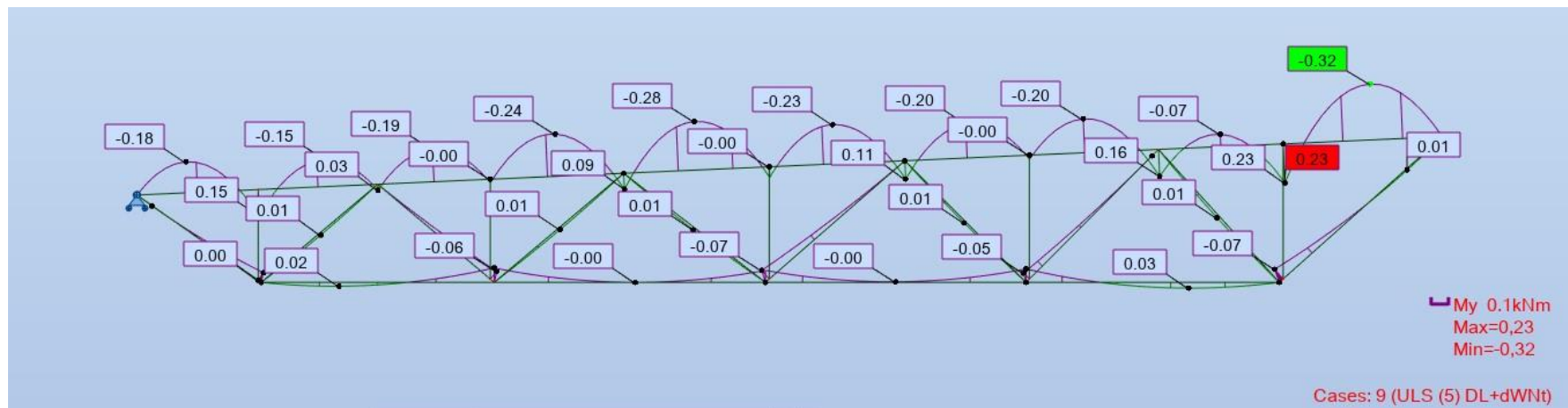


Joonis L1.2 Fermi pikijõu epüürid ULS 5 olukorras

L1.2 Fermi paindemoment

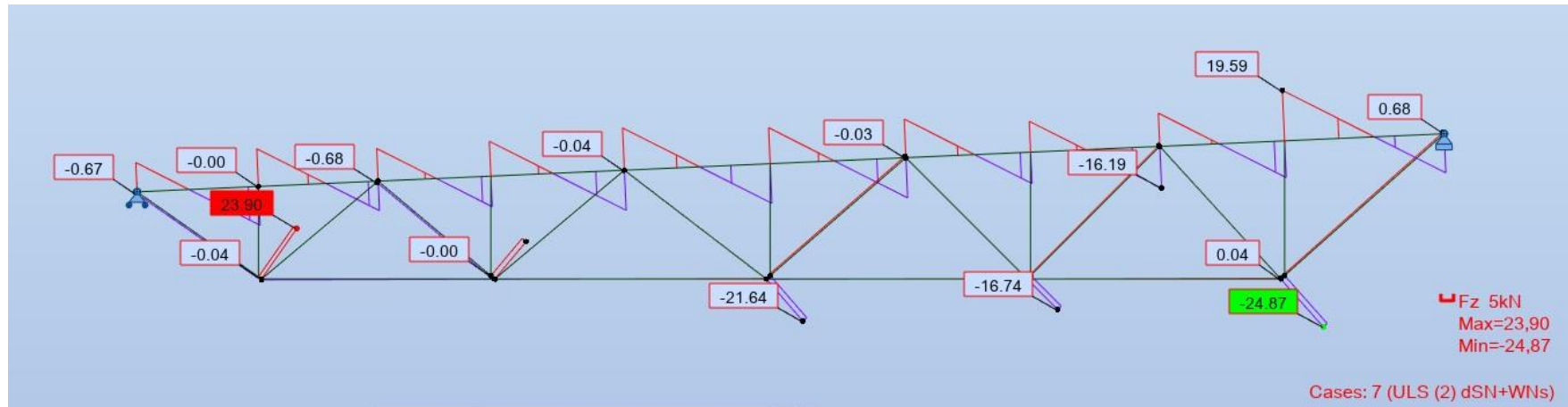


Joonis L1.3 Fermi paindemomendi epüür ULS 2 olukorras



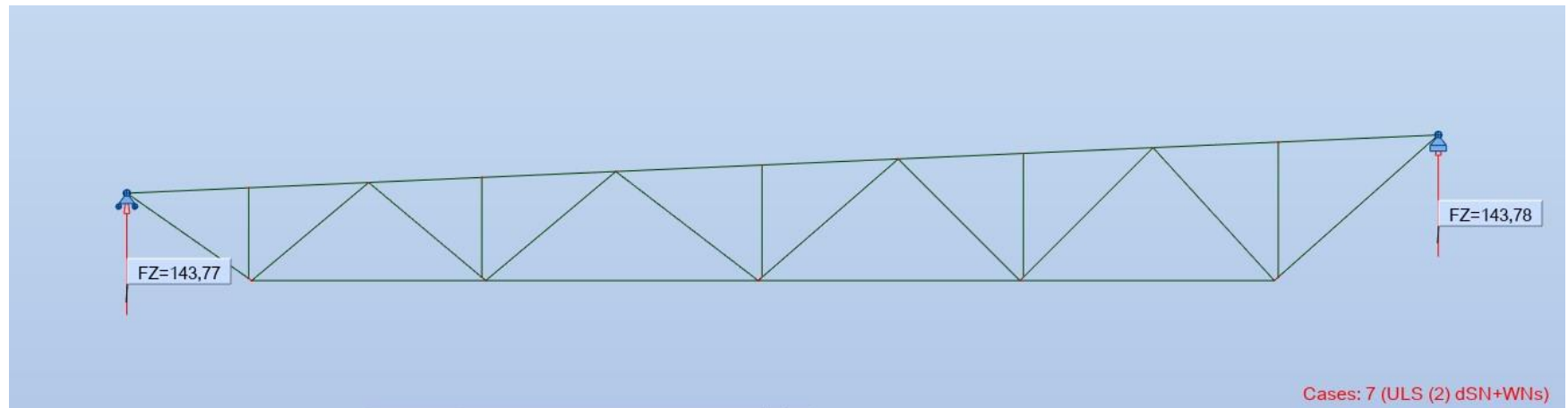
Joonis L1.4 Fermi paindemomendi epüür ULS 5 olukorras

L1.3 Fermi põikjõud



Joonis L1.5 Fermi põikjõu epüür ULS 2 olukorras

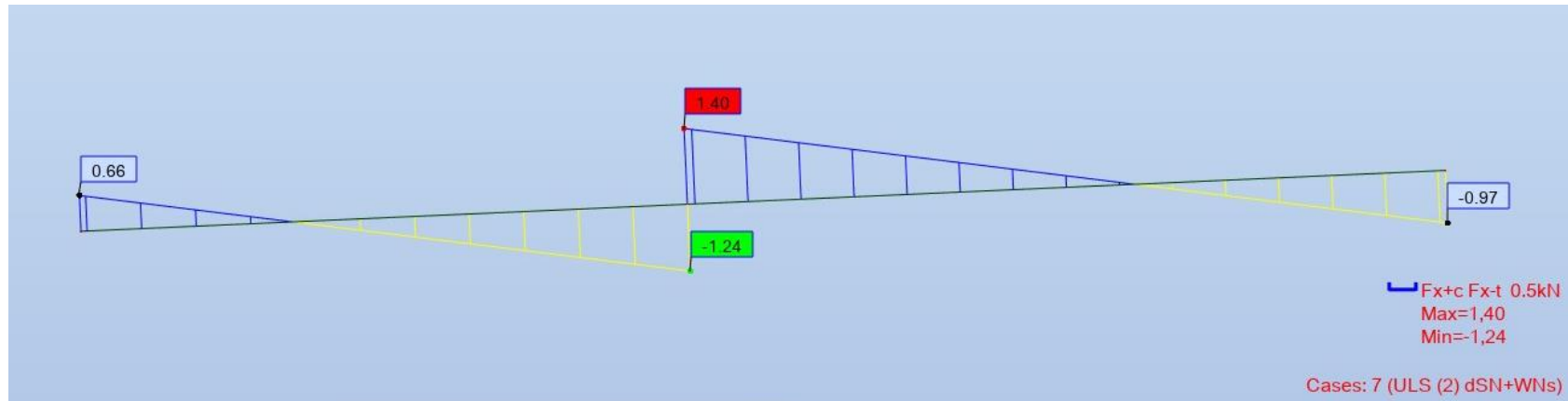
L1.4 Fermi toereaktsioon



Joonis L1.6 Fermi toereaktsioonid ULS 2 olukorras

Lisa 2 Terasest otsatala sisejõud

L2.1 Terasest otsatala pikijõud



Joonis L2.1 Terasest otsatala pikijõu epüür ULS 2 olukorras

L2.2 Terasest otsatala paindemoment



Joonis L2.2 Terasest otsatala paindemomendi epüür ULS 2 olukorras

L2.3 Terasest otsatala põikjõud



Joonis L2.3 Terasest otsatala põikjõu epüür ULS 2 olukorras

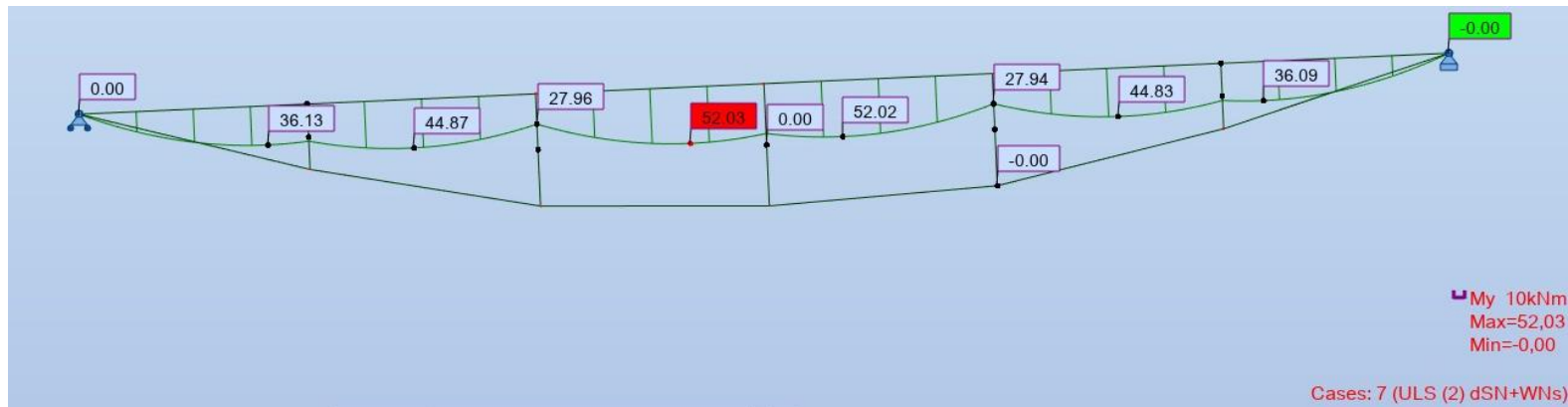
Lisa 4 Sprengeltala sisejõud

L4.1 Sprengeltala pikijõud



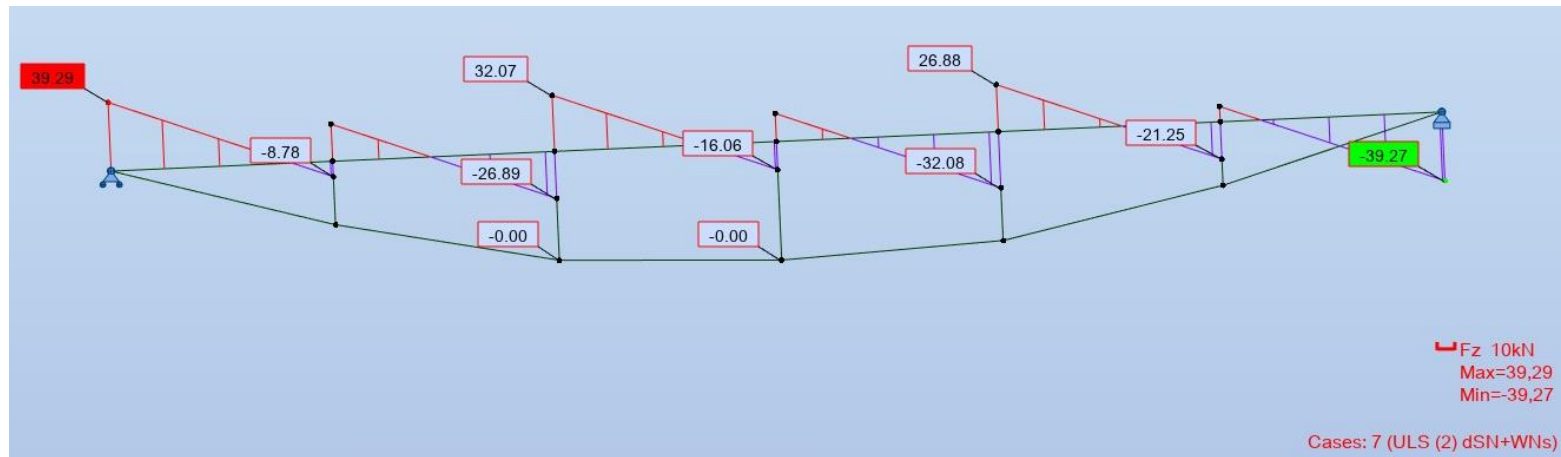
Joonis L4.1 Sprengeltala pikijõu epüür ULS 2 olukorras

L4.2 Sprengeltala paindemoment



Joonis L4.2 Sprengeltala paindemomendi epüür ULS 2 olukorras

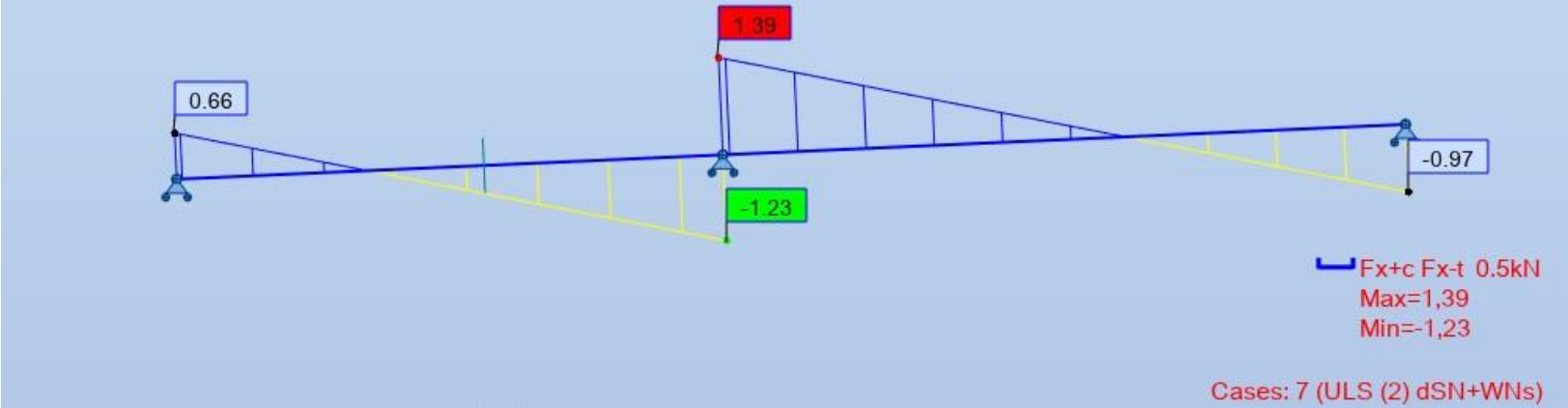
L4.3 Sprengeltala põikjõud



Joonis L4.3 Sprengeltala põikjõu epüür ULS 2 olukorras

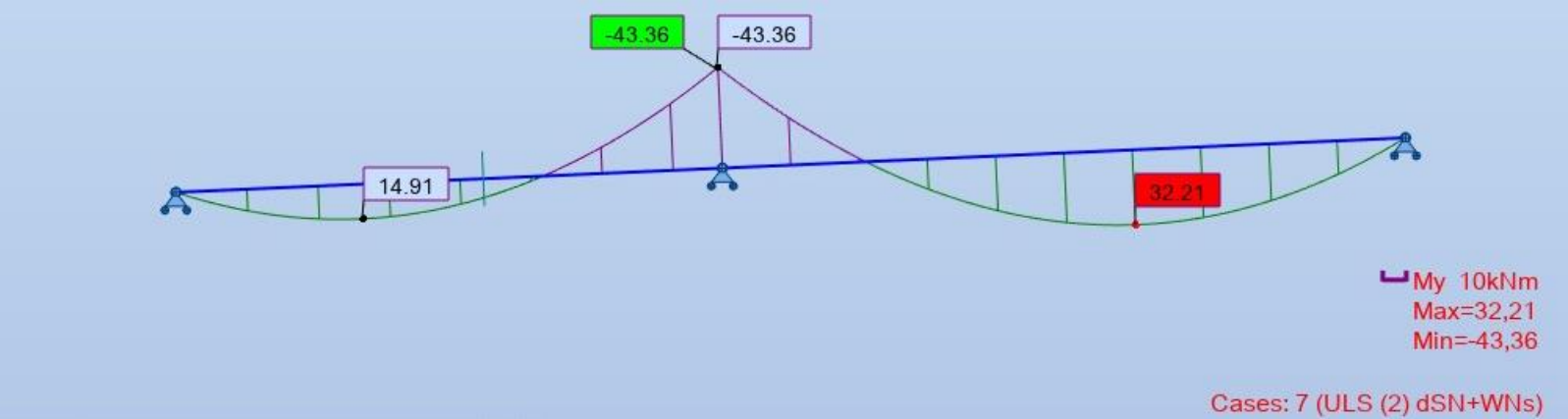
Lisa 5 Liimpuidust otsatala sisejõud

L5.1 Liimpuidust otsatala pikijõud



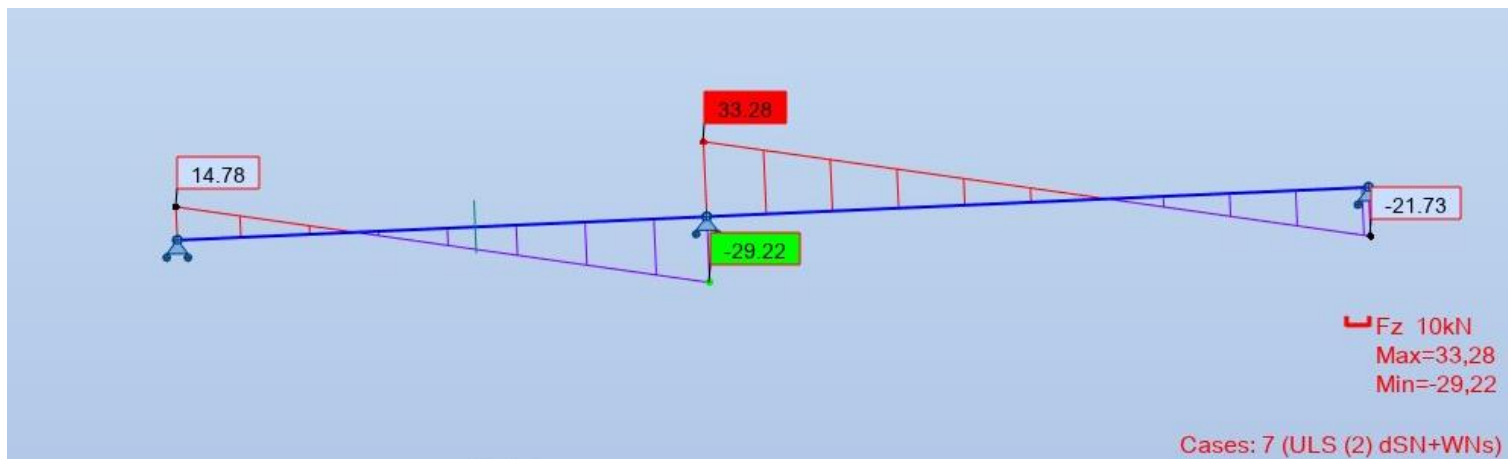
Joonis L5.1 Liimpuidust otsatala pikijõu epüür ULS 2 olukorras

L5.2 Liimpuidust otsatala paindemoment



Joonis L5.2 Liimpuidust otsatala paindemomendi epüür ULS 2 olukorras

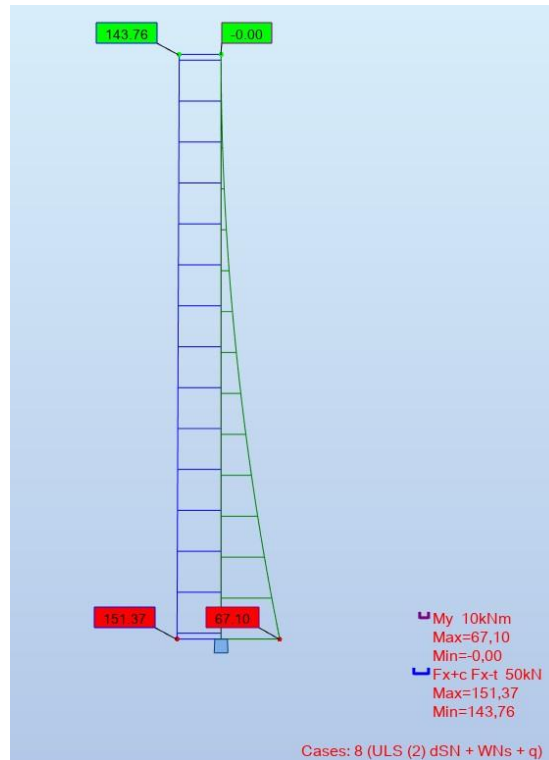
L5.3 Liimpuidust otsatala põikjõud



Joonis L5.3 Liimpuidust otsatala põikjõu epüür ULS 2 olukorras

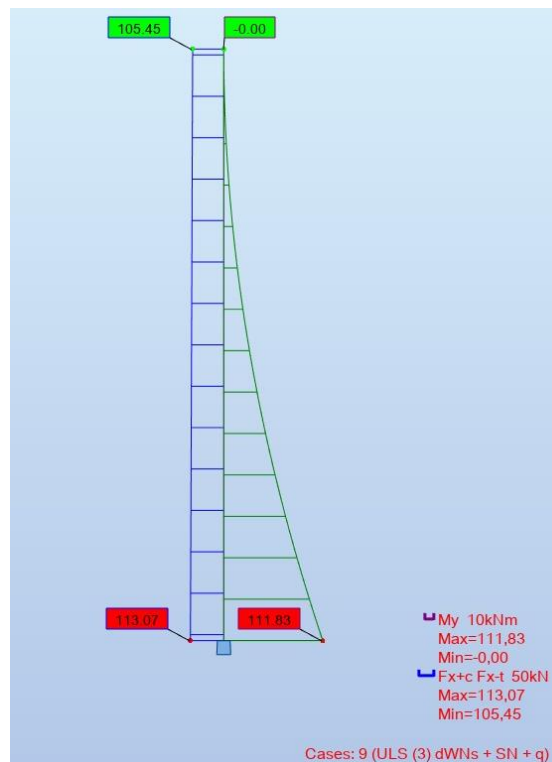
Lisa 6 Posti sisejõud

L6.1 Posti maksimaalne pikijõud



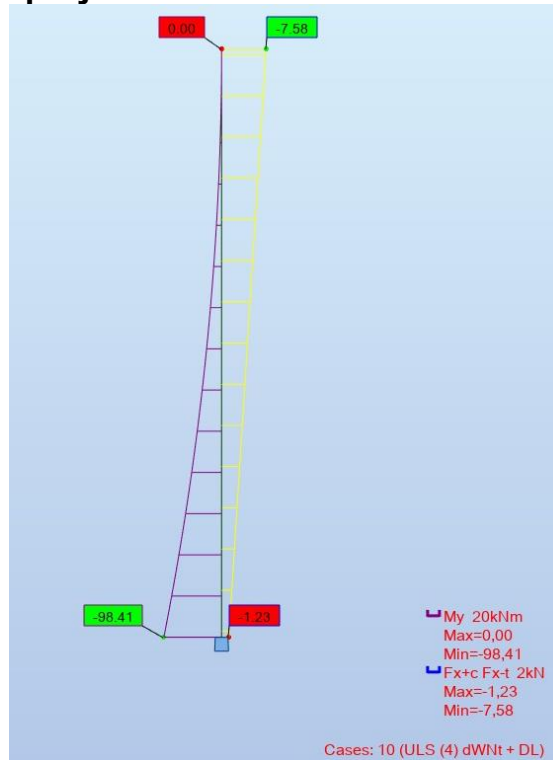
Joonis L6.1 Posti pikijõu ja paindemomendi epüür maksimaalse pikijõu puhul ULS 2 olukorras

L6.2 Posti maksimaalne paindemoment



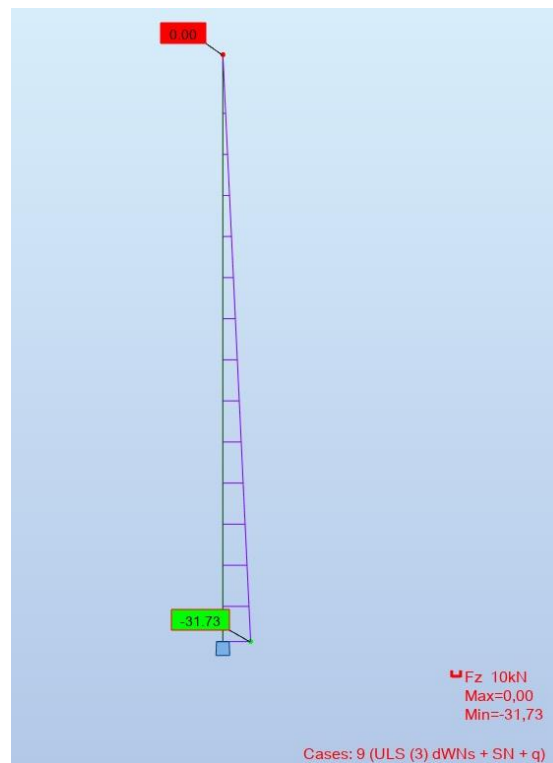
Joonis L6.2 Posti pikijõu ja paindemomendi epüür maksimaalse paindemomendi puhul ULS 3 olukorras

L6.3 Posti minimaalne pikijõud



Joonis L6.3 Posti pikijõu ja paindemomendi epüür minimaalse põikjõu puhul ULS 4 olukorras

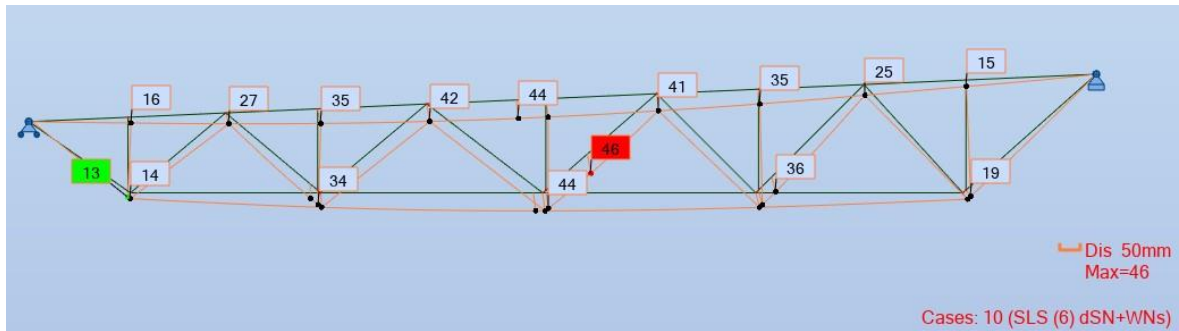
L6.4 Posti põikjõud



Joonis L6.4 Posti põikjõu epüür ULS 3 olukorras

Lisa 7 Läbipaineded

L7.1 Fermi läbipaine



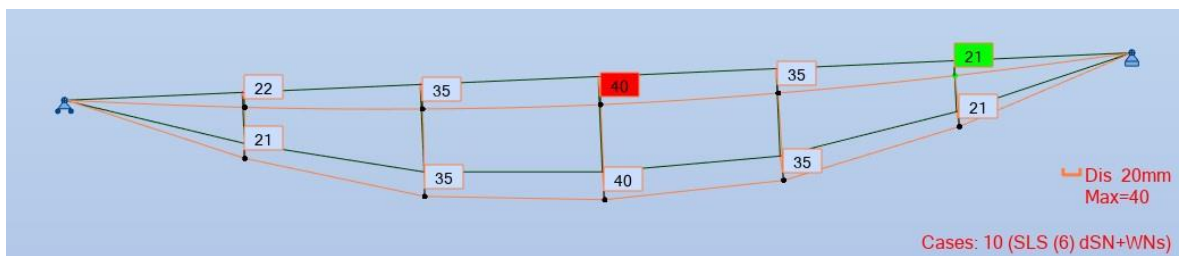
Joonis L7.1 Fermi läbipaine SLS 6 olukorras

L7.2 Terasest otsatala läbipaine



Joonis L7.2 Terasest otsatala läbipaine SLS 6 olukorras

L7.3 Sprengeltala läbipaine



Joonis L7.3 Sprengeltala läbipaine SLS 6 olukorras

L7.4 Liimpuidust otsatala läbipaine



Joonis L7.4 Liimpuidust otsatala läbipaine SLS 6 olukorras

Lisa 8 Katusekandjate spetsifikatsioon

L8.1 Terasest katusekandjate spetsifikatsioon

Tabel L8.1 Terasest katusekandjate spetsifikatsioon

Pos	Materjal	Kogus	G	l	Kaal		
		tk	kg/m	mm	kg/tk	kg	
Fermide kokkuvõte							
	Ferm F-1	C2	12			-	4853,69
V-01	Nelikant_Profiil	120x5	1	17,6	13602	239,4	239,4
V-02	Nelikant_Profiil	70x5	1	5,4	10905	58,6	58,6
V-03	Nelikant_Profiil	70x3	1	6,1	1450	8,9	8,9
V-04	Nelikant_Profiil	60x3	1	5,2	1495	7,8	7,8
V-05	Nelikant_Profiil	50x3	1	4,3	1488	6,3	6,3
V-06	Nelikant_Profiil	50x3	1	4,3	1657	7,0	7,0
V-07	Nelikant_Profiil	50x3	1	4,3	1746	7,4	7,4
V-08	Nelikant_Profiil	50x3	1	4,3	1809	7,7	7,7
V-09	Nelikant_Profiil	50x3	1	4,3	1684	7,2	7,2
V-10	Nelikant_Profiil	50x3	1	4,3	1856	7,9	7,9
V-11	Nelikant_Profiil	60x3	1	5,2	1771	9,2	9,2
V-12	Nelikant_Profiil	70x3	1	6,1	2130	13,1	13,1
V-13	Nelikant_Profiil	90x5	2	12,8	243	3,1	6,2
V-14	Nelikant_Profiil	40x3	1	3,3	855	2,8	2,8
V-15	Nelikant_Profiil	40x3	1	3,3	957	3,2	3,2
V-16	Nelikant_Profiil	40x3	1	3,3	1088	3,6	3,6
V-17	Nelikant_Profiil	40x3	1	3,3	1201	4,0	4,0
V-18	Nelikant_Profiil	40x3	1	3,3	1318	4,3	4,3
							404,5
Fermid kokku:			12	tk			4854
Otsatalade kokkuvõte							
	OT-1	C2	4			-	1742,81
V-20	Nelikant_Profiil_e	180x100x8	1	31,4	13602	427,1	427,1
V-21	Nelikant_Profiil	100x4	3	11,7	245	2,9	8,6
							435,7
Otsatalad kokku:			4	tk			1743
TERAS KOKKU:							6597

L8.2 Sprengeltala terase spetsifikatsioon

Tabel L8.2 Sprengeltala terase spetsifikatsioon

Pos	Materjal	Kogus	G	t	l	a	Kaal		
		tk	kg/m	mm	mm	mm	kg/tk	kg	
Sprengeltala kokkuvõte									
	Sprengeltala	C2	12					-	3285,18
Tõmbevarras	Ümarteras	30	2	5,6		13890		77,1	154,2
D-01	Lehtteras	-	2	-	10	320	295	7,4	14,8
D-02	Lehtteras	-	4	-	20	260	300	12,2	49,0
D-03	Lehtteras	-	4	-	25	120	100	2,4	9,4
D-04	Lehtteras	-	8	-	8	120	90	0,7	5,4
D-05	Lehtteras	-	2	-	35	300	226	18,6	37,3
D-06	Lehtteras	-	10	-	6	140	130	0,9	8,6
D-07	Lehtteras	-	10	-	6	222	70	0,7	7,3
D-08	Lehtteras	-	10	-	6	200	70	0,7	6,6
D-09	Lehtteras	-	5	-	6	212	212	2,1	10,6
									303,2
Sprengeltala teras kokku:			12	tk					3638
TERAS KOKKU:									3638

L8.3 Sprengeltala puitlementide spetsifikatsioon

Tabel L8.3 Sprengeltala puitlementide spetsifikatsioon

Liimpuittalade kokkuvõte, GL28h						
Pos	Ristlõige, mm		Pikkus mm	Ruumala m ³	Kogus tk	Kokku m ³
	b	h				
LPT-01	200	400	13602	1,088	12	13,06
LPT-02	140	320	16302	0,73	4	2,92
				Kokku	16	16,0
Täispuit postid, C18						
P-01	200	200	460	0,018	24	0,44
P-02	200	200	920	0,037	24	0,88
P-03	200	200	1020	0,041	12	0,49
				Kokku	60	1,81

Lisa 9 Toereaktsioonid kandev profiilplekist

Kuvatõmmistel esitatud toereaktsioonid osadele A, B ja C vastavad telgedele 1, 2 ja 3. Esitatud on koormus otsatalale ning näidatud enimkoormatud telje (osa B vastavalt telg 2) koormus.

I	Vsd,min		Vsd,max	
	Md	Vd	Md	Vd
A	0.0	-0.8	0.0	-0.8
B	-0.9	-2.5	-0.9	-2.5
C	-0.5	-2.0	-0.5	-2.0

Joonis L9.1 Toereaktsioonid omakaalukoormusest, kN/m (Poimu)

I	Vsd,min		Vsd,max	
	Md	Vd	Md	Vd
A	0.0	-2.8	0.0	0.0
B	-2.9	-8.2	0.0	0.0
C	-1.7	-6.9	0.0	0.0

Joonis L9.2 Toereaktsioonid lumekoormusest, kN/m (Poimu)

I	Vsd,min		Vsd,max	
	Md	Vd	Md	Vd
A	0.0	-0.3	0.0	-0.3
B	-0.3	-0.8	-0.3	-0.8
C	-0.2	-0.7	-0.2	-0.7

Joonis L9.3 Toereaktsioonid suruvast tuulekoormusest, kN/m (Poimu)

I	Vsd,min		Vsd,max	
	Md	Vd	Md	Vd
A	0.0	1.5	0.0	1.5
B	0.8	2.6	0.8	2.6
C	-0.3	-0.8	-0.3	-0.8

Joonis L9.4 Toereaktsioonid tõstvast tuulekoormusest, kN/m (Poimu)

I	Vsd,min		Vsd,max	
	Md	Vd	Md	Vd
A	0.0	-1.4	0.0	0.0
B	-1.4	-4.1	0.0	0.0
C	-0.9	-3.4	0.0	0.0

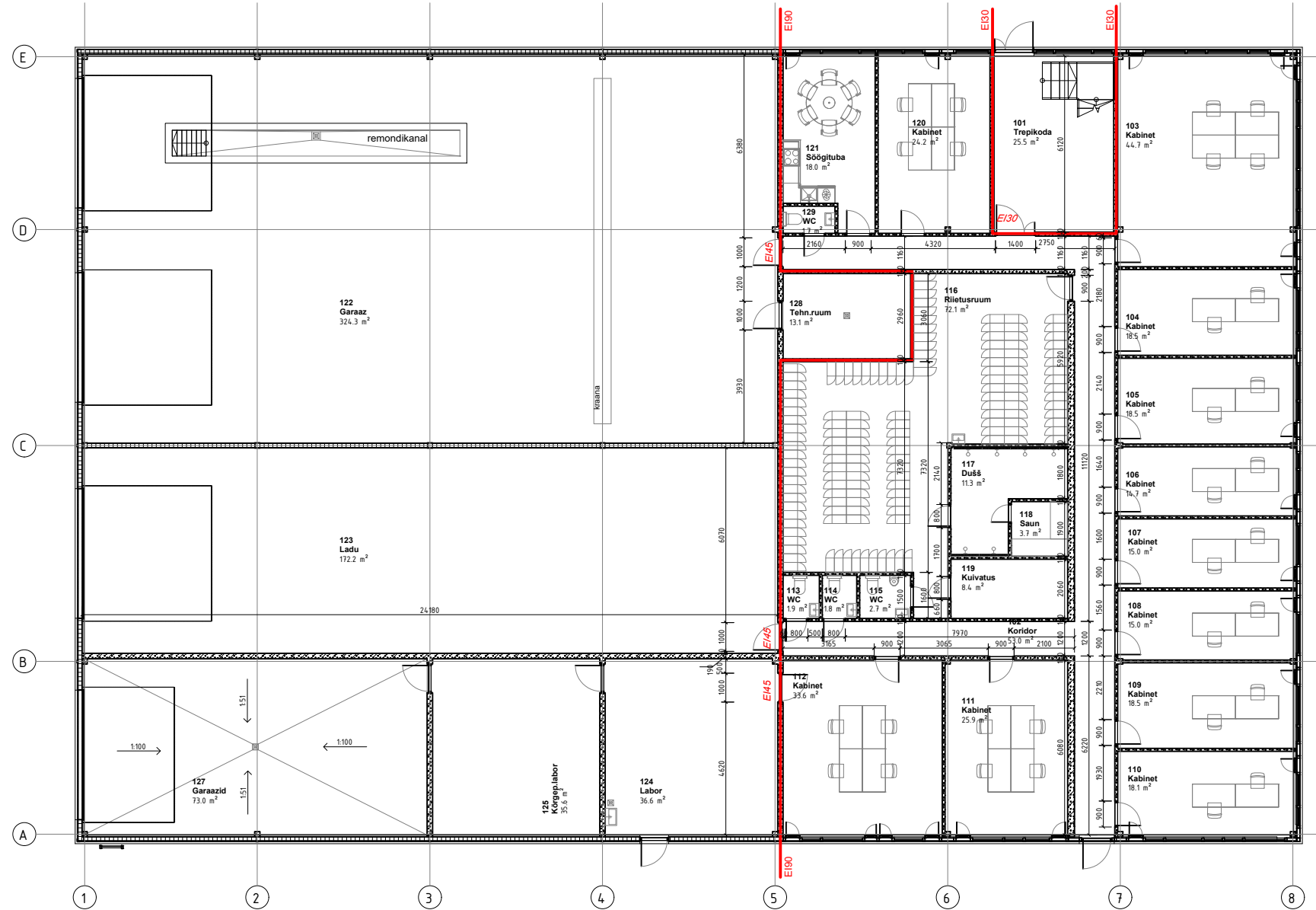
Joonis L9.5 Toereaktsioonid riputuskoormusest ja päikesepaneelidest, kN/m (Poimu)

Lisa 10 Graafiline osa

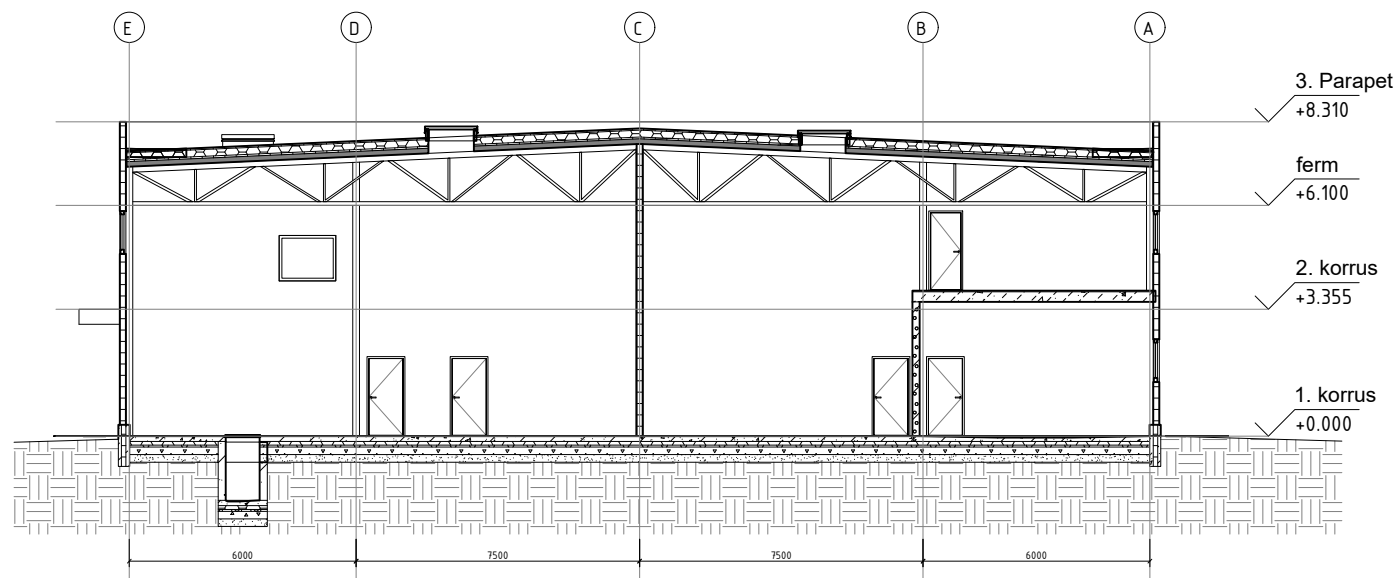
Joonise tähis	Joonise nimetus	Mõõtkava
1/6	Arhitektuurse projekti 1. korruse plaan ja lõige	1:200
2/6	Terasest katusekandjate plaan	1:200
3/6	Terasest katusekandjate tootejoonised	1:50; 1:10
4/6	Sprengel- ja liimpuittalade plaan	1:200
5/6	Sprengel- ja liimpuittala plaan	1:50; 1:10
6/6	Posti jala sõlm	1:10


Tabel L10.1 Jooniste nimekiri

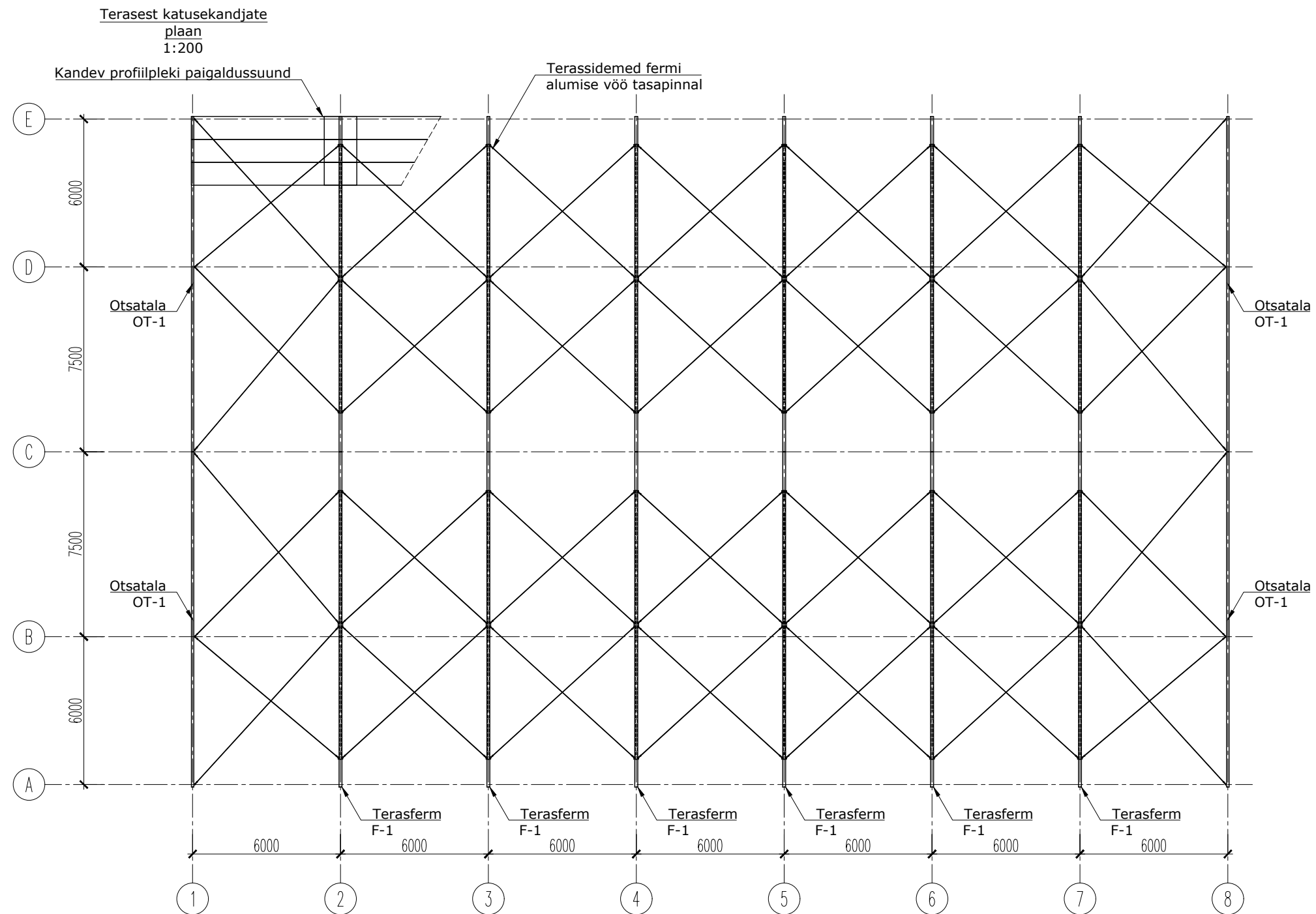
1. korruse põhiplaan
1:200



Lõige
1:200

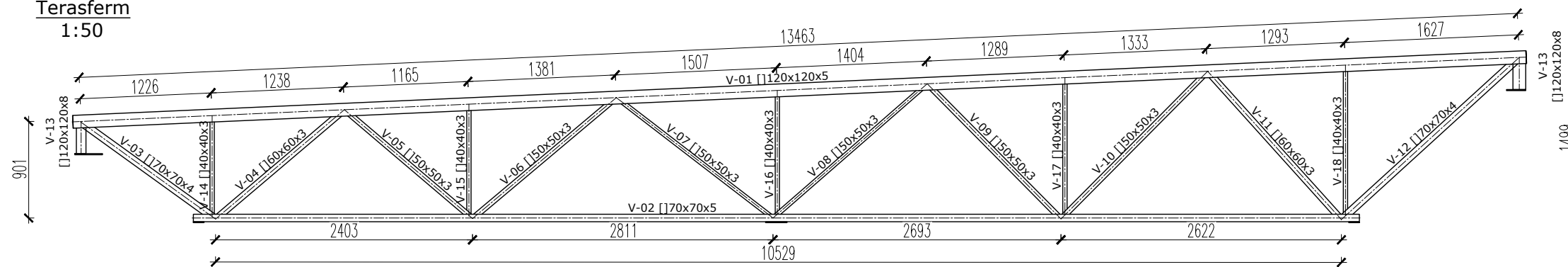


	TalTech Inseneriteaduskond	Magistritöö	Leht/Lehti: 1/6
	Koostaja: Erki Vellama Juhendaja: Ragnar Pabort	25.05.2020	Arhitektuurse eelprojekti põhiplaan ja lõige
Tartu kolledž		Teenindus- ja büroohoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine	

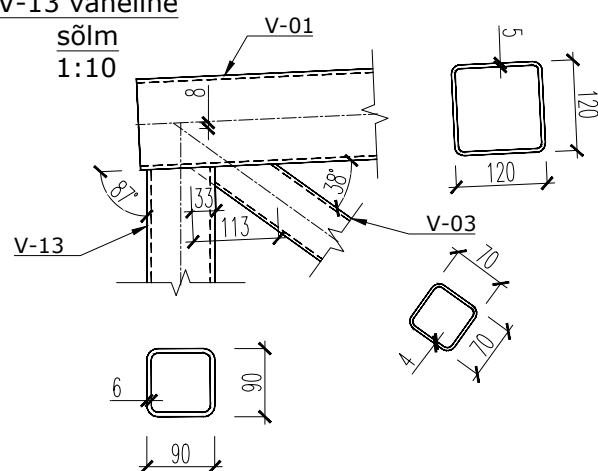


TAL TECH	TalTech Inseneriteaduskond		Magistritöö	Leht/Lehti: 2/6
	Koostaja: Erki Vellama	25.05.2020	Terasest katusekandjate plaan	
Juhendaja: Ragnar Pabort				
Tartu kolledž			Teenindus- ja büroohoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine	

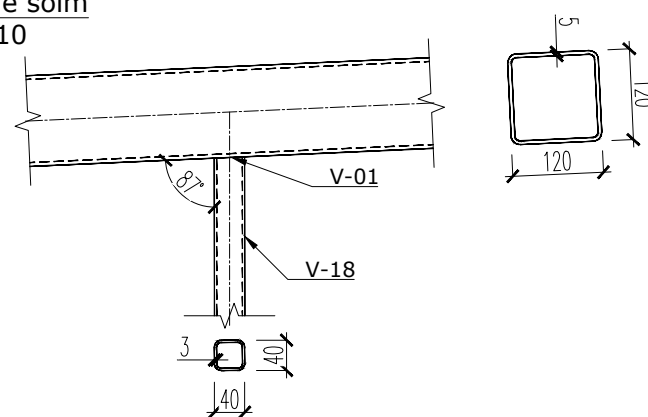
Terasferm
1:50



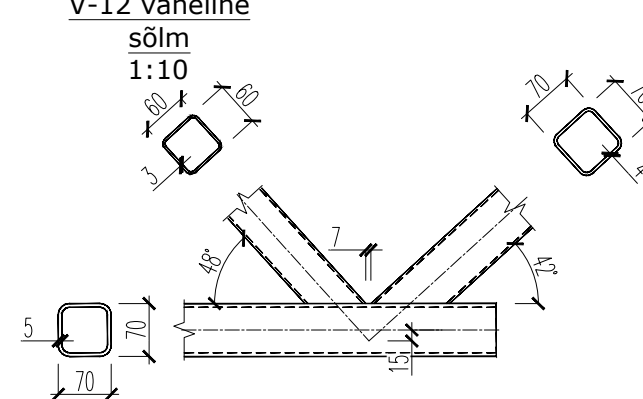
V-01, V-03 ja V-13 vaheline sõlm
1:10



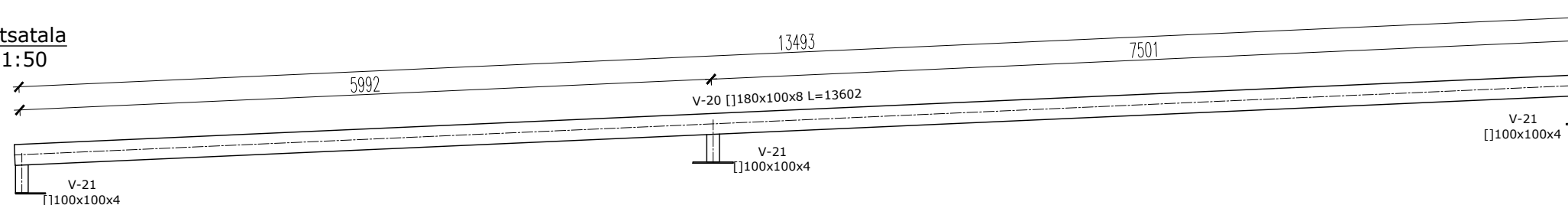
V-01 ja V-18 vaheline sõlm
1:10



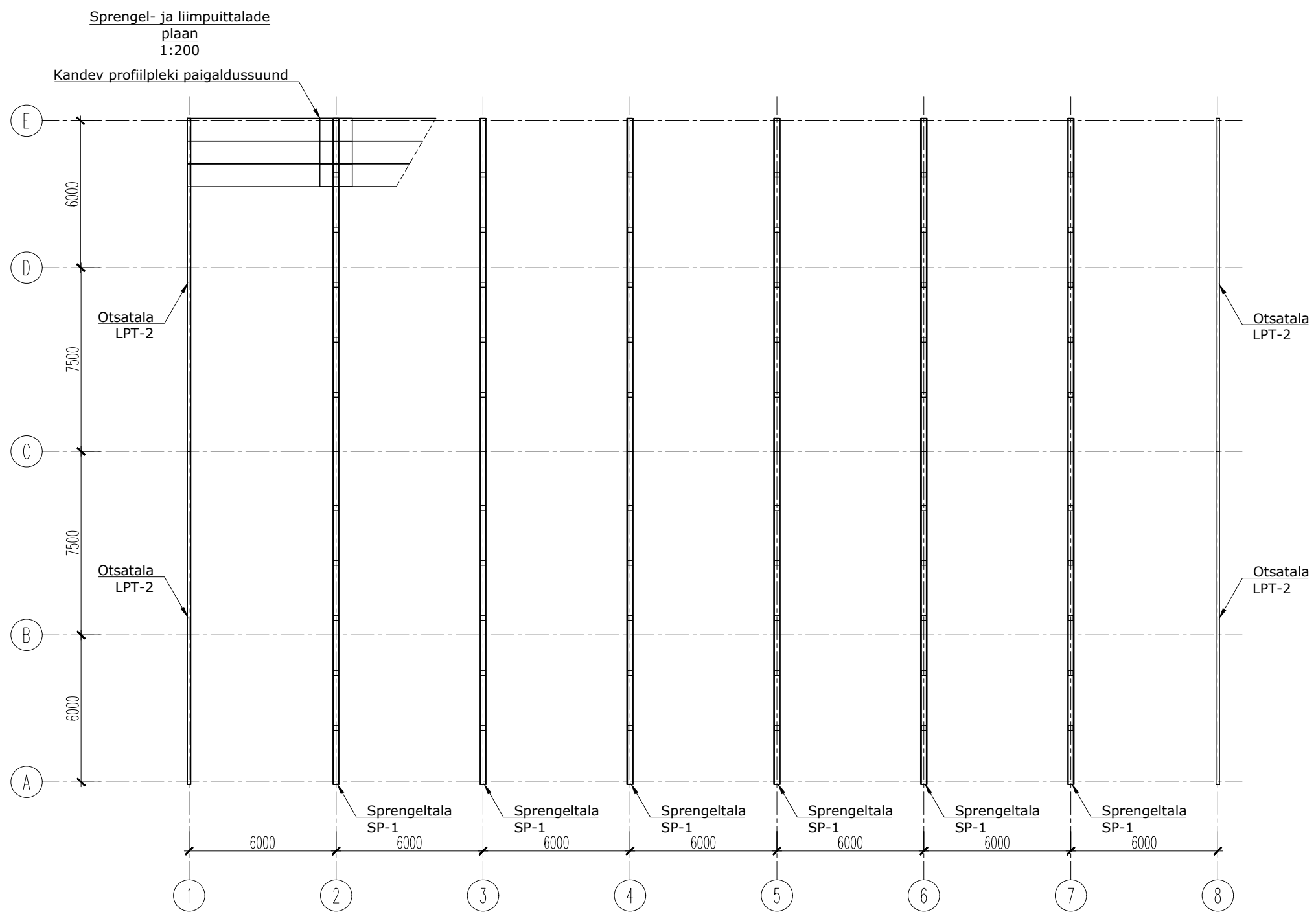
V-02, V-11 ja V-12 vaheline sõlm
1:10



Otsatala
1:50

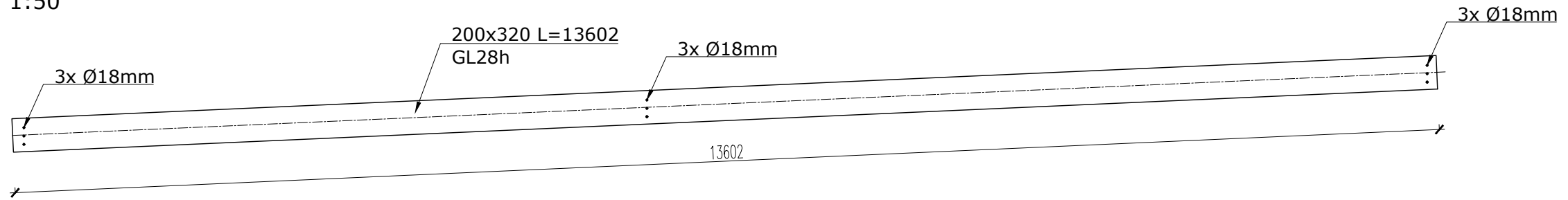


	TalTech Inseneriteaduskond		Magistritöö	Leht/Lehti: 3/6
	Koostaja: Erki Vellama	25.05.2020	Terasest katusekandjate joonised	
Juhendaja: Ragnar Pabort		Teenindus- ja büroohoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine		
Tartu kolledž				

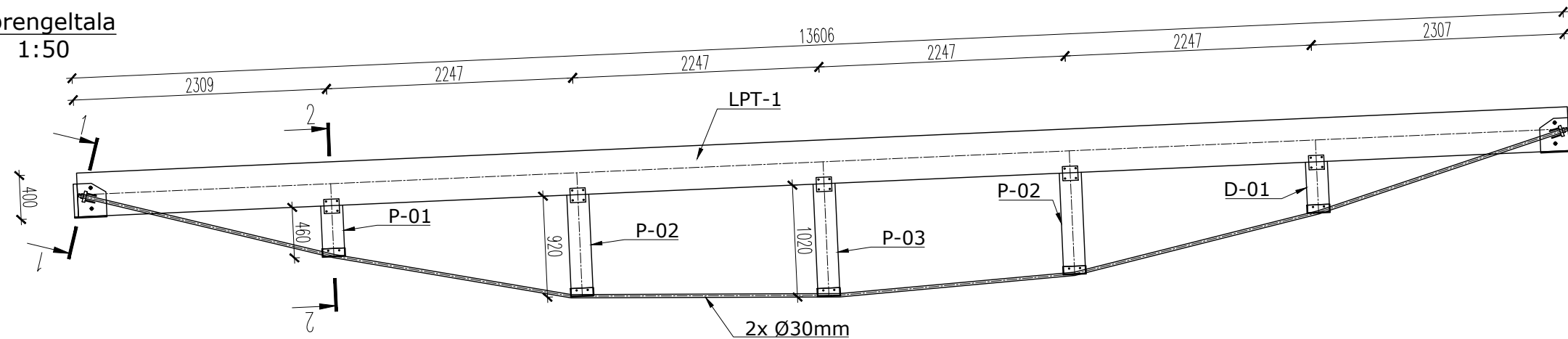


TAL TECH	TalTech Inseneriteaduskond		Magistritöö	Leht/Lehti: 4/6
	Koostaja: Erki Vellama	25.05.2020	Sprengel- ja liimpuittalade plaan	
Juhendaja: Ragnar Pabort			Teenindus- ja büroohoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine	
Tartu kolledž				

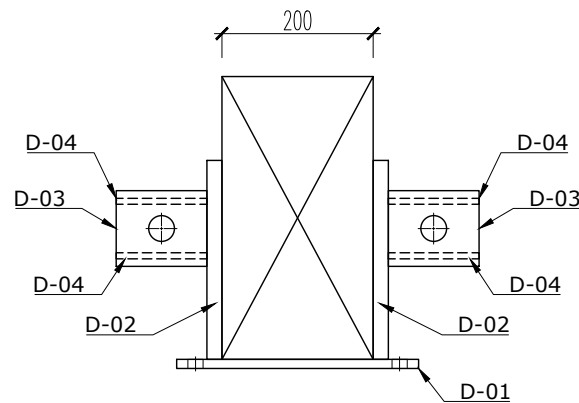
Otsatala
1:50



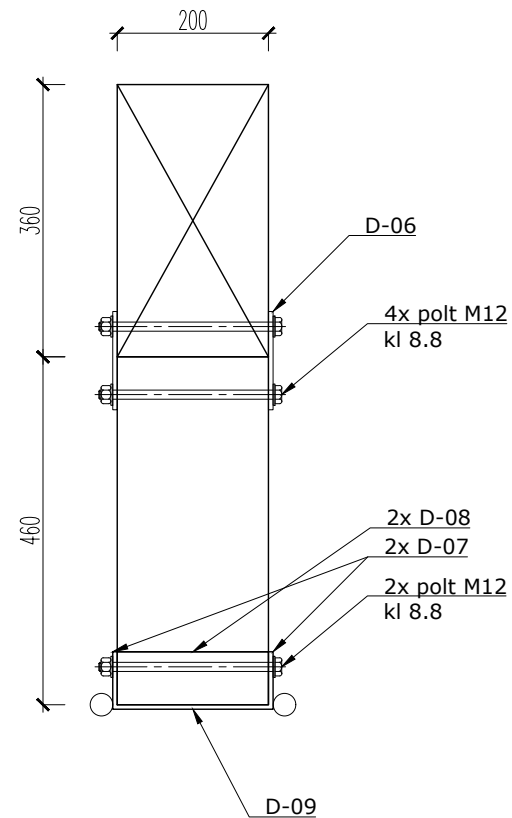
Sprengeltala
1:50



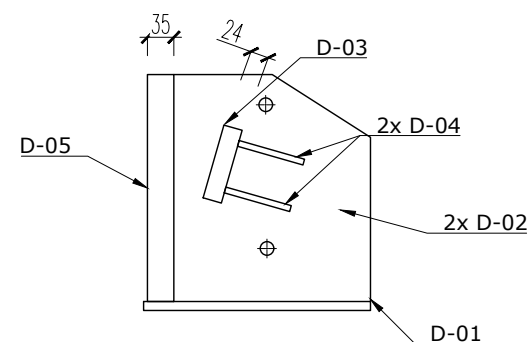
Lõige
1-1
1:10




Lõige
2-2
1:10

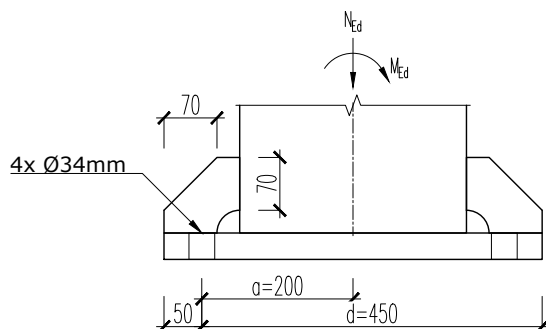


Otsakarbiku
vaade
1:10

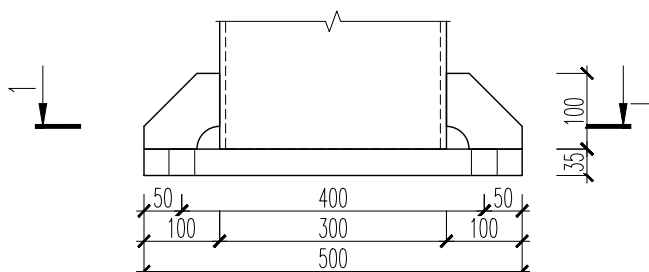


	TalTech Inseneriteaduskond	Magistritöö	Leht/Lehti: 5/6
	Koostaja: Erki Vellama	25.05.2020	Sprengel- ja liimpuittala joonised
Juhendaja: Ragnar Pabort		Teenindus- ja büroohoone kandekonstruktsioonide dimensioneerimine	
Tartu kolledž			

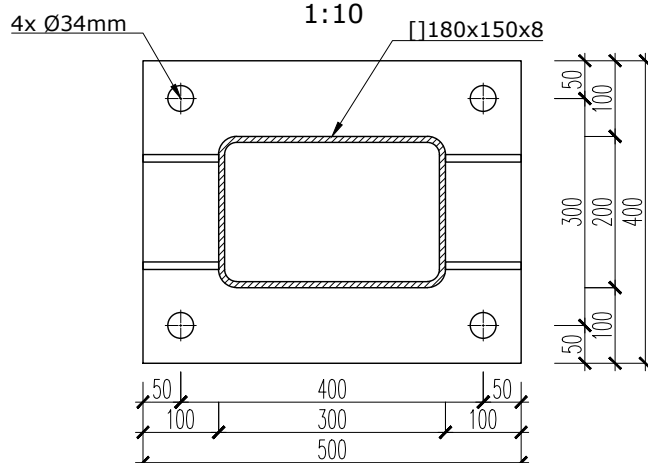
**Posti jalale
mõjuvad jõud**
1:10



Posti jalg
1:10



Lõige 1-1
1:10



**TAL
TECH**

TalTech Inseneriteaduskond

Magistritöö

Leht/Lehti:
6/6

Koostaja:
Erki Vellama

25.05.2020

Posti jalg

Juhendaja:
Ragnar Pabort

Tartu kolledž

Teenindus- ja büroohoone
kandekonstruktsioonide dimensioneerimine