



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL  
INSENERITEADUSKOND  
Ehituse ja arhitektuuri instituut

# JÕHVI-TARTU-VALGA RIIGITEE ASUVAS KOSE LIIKLUSSÕLME VANTSILLA PROJEKT

## THE CABLE-STAYED BRIDGE PROJECT OF TRAFFIC JUNCTION ON THE JÕHVI-TARTU-VALGA NATIONAL ROAD

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: .....Jevgeni Baranov.....  
/nimi/

Üliõpilaskood .....192683EATI.....

Juhendaja: .....Juhan Idnurm, Professor .....  
/nimi, amet/

## 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.

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

Autor: .....

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

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

Juhendaja: .....

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

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

Kaitsmiskomisjoni esimees .....

/ nimi ja allkiri /

## **Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks<sup>1</sup>**

Mina \_\_\_\_\_ (autori nimi)

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

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

(lõputöö pealkiri)

mille juhendaja on \_\_\_\_\_  
(juhendaja nimi)

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.

---

\_\_\_\_\_ (kuupäev)

<sup>1</sup> Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal vastavalt üliõpilase taotlusele lõputööle juurdepääsupiirangu kehtestamiseks, mis on allkirjastatud teaduskonna dekaani poolt, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil. Kui lõputöö on loonud kaks või enam isikut oma ühise loomingu tegevusega ning lõputöö kaas- või ühisautor(id) ei ole andnud lõputööd kaitsvale üliõpilasele kindlaksmääratud tähtajaks nõusolekut lõputöö reprodutseerimiseks ja avalikustamiseks vastavalt lihtlitsentsi punktidele 1.1. ja 1.2, siis lihtlitsents nimetatud tähtaja jooksul ei kehti.

# Ehituse ja arhitektuuri instituut

## LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

**Üliõpilane:** Jevgeni Baranov, 192683EATI..... (nimi, üliõpilaskood)  
Õppekava, peeriala: EATI02/17 - Teedeehitus ja geodeesia, 4 - teede- ja  
sillaehitus.(kood ja nimetus)

**Juhendaja(d):** Professor, Juhan Idnurm, +372 5279398 (amet, nimi, telefon)

### Lõputöö teema:

(eesti keeles) JÕHVI-TARTU-VALGA RIIGITEE ASUVAS KOSE LIIKLUSSÕLME  
VANTSILLA PROJEKT

(inglise keeles) THE CABLE-STAYED BRIDGE PROJECT OF TRAFFIC JUNCTION ON THE  
JÕHVI-TARTU-VALGA NATIONAL ROAD

### Lõputöö põhieesmärgid:

1. Vantsilla teostatavusanalüüsi loomine üle 2+2 põhitee
2. Vantsilla mudeli koostamine koos koormuste rakendamise ning sisejõudude leidmisega
3. Vantsilla tugevusarvutuste tegemine ja projekti koostamine

### Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Lähteülesandega tutvumine ning esialgse mudeli ja tugevuskontrolli koostamine	31.03.24
2.	Mudeli täiustamine ning põhjaliku tugevuskontrolli tegemine	30.04.24
3.	Seletuskirja ja jooniste vormistamine	22.05.24

**Töö keel:** ..... **Lõputöö esitamise tähtaeg:** ".....".....20.....a

**Üliõpilane:** ..... ".....".....20.....a  
/allkiri/

**Juhendaja:** ..... ".....".....20.....a  
/allkiri/

**Konsultant:** ..... ".....".....20.....a  
/allkiri/

**Programmijuht:** ..... ".....".....20.....a  
/allkiri/

*Kinnise kaitsmise ja/või lõputöö avalikustamise piirangu tingimused formuleeritakse pöördel*

# SISUKORD

SISSEJUHATUS.....	7
1. LÄHTEANDMED .....	8
2. KOORMUSED.....	10
2.1 Alaliskoormused .....	10
2.2 Liikluskoormused .....	10
2.3 Koormusmudel 1.....	10
2.3.1 Koormusmudel 3.....	11
2.3.2 Koormusmudel 4.....	11
2.3.3 Jalakäijate koormus.....	11
2.4 Tuulekoormus .....	11
2.4.1 Dekiplaadile mõjuv tuulekoormus.....	11
2.4.2 Püloonidele mõjuv tuulekoormus .....	12
2.4.3 Vantidele mõjuv tuulekoormus.....	13
2.5 Temperatuurikoormus.....	13
2.6 Koormuskombinatsioonid.....	14
2.6.1 Koormuste rakendamine .....	14
2.6.2 Kandepiirseisund.....	14
2.6.3 Kasutuspiirseisund .....	14
3. KONSTRUKTSIOON.....	16
4. ARVUTUSED .....	18
4.1 Dekiplaat - komposiitosa .....	18
4.1.1 Ristlõige andmed .....	18
4.1.2 Ristlõige klassifitseerimine.....	19
4.1.3 Põikjõu kandevõime.....	20
4.1.4 Paindekandevõime .....	21
4.1.5 Kiivekandevõime .....	25
4.1.6 Nihkeliide.....	26
4.2 Dekiplaat .....	27
4.2.1 Paindekandevõime .....	28
4.2.2 Põikjõu kandevõime.....	29
4.3 Pikitalad .....	30

4.3.1	Profiili andmed.....	30
4.3.2	Ristlõikeklassi määramine .....	32
4.3.3	Survekandevõime.....	34
4.3.4	Tõmbekandevõime.....	34
4.3.5	Paindekandevõime .....	34
4.3.6	Põikjõu kandevõime.....	35
4.3.7	Pikijõu ja paindemomendi koosmõju.....	36
4.3.8	Põikjõu koosmõju paindega.....	37
4.4	Püloonid .....	37
4.4.1	Profiili andmed.....	37
4.4.2	Kandepiirseisund.....	38
4.4.3	Ristlõikeklassi määramine .....	38
4.4.4	Survekandevõime.....	38
4.4.5	Paindekandevõime .....	38
4.4.6	Vääne .....	39
4.4.7	Lõikekandevõime.....	39
4.4.8	Põikjõu koosmõju paindega.....	40
4.4.9	Nõttekandevõime .....	40
4.4.1	Kiivekandevõime .....	42
4.5	Sidetalad.....	44
4.6	Vandid.....	44
4.7	Kasutuspiirseisund .....	45
4.8	Liited ja sõlmed.....	45
4.9	Sambad.....	45
5.	SILLA VARUSTUS.....	47
5.1	Tugiosad.....	47
5.2	Deformatsioonivuugid .....	47
5.3	Silla piirded.....	48
5.4	Vantide ankurdus .....	48
	KOKKUVÕTE.....	49
	SUMMARY .....	50
	KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU.....	52
	GRAAFILINE OSA.....	54

## SISSEJUHATUS

Lõputöö põhieesmärk on põhjaliku ja ulatusliku teostatavusanalüüsi loomine ja projekteerimine, mis keskendub 2+2 põhitee koos kogujateede ja rampidega ületamiseks vantsilla lahendusele eskiisprojekti alusel. See tähendab, et uurimistöö eesmärk on luua üksikasjalik ja süvitsi minev analüüs, mis hõlmab kõiki vajalikke aspekte, et tagada silla parim võimalik teostus. Liiklussõlm, mida see uurimus hõlmab, asub riigitee 3 Jõhvi–Tartu–Valga km 138,4-152,0 asuva lõiguse Kose liiklussõlmes põhitee piketil 1445+46.

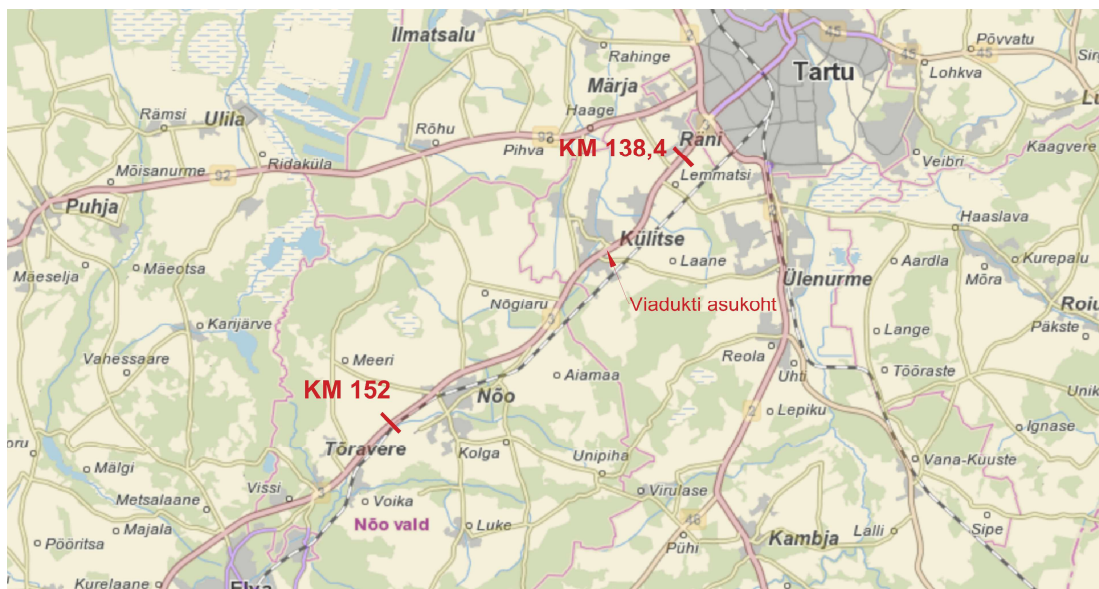
Uuringu peamine eesmärk on välja töötada ja pakkuda optimaalne silla lahendus, mis arvestab kaasaegseid Euroopa standardeid ja eeskirju. Nende standardite hulka kuuluvad EVS-EN 1990, EVS-EN 1991, EVS-EN 1992, EVS-EN 1993 ja EVS-EN 1994. Need standardid ei sea eesmärgiks ainult silla tugevust ja vastupidavust, vaid pööravad tähelepanu ka selle ehitamise ja hilisema toimimise majanduslikule efektiivsusele. See tähendab, et sild peab olema mitte ainult tugev ja usaldusväärne, vaid ka kulutõhus nii ehituse kui ka hoolduse osas.

Uuringu raames viiakse läbi igakülgne analüüs silla konstruktsioonile mõjuvate koormuste kohta. See hõlmab erinevat tüüpi koormuste ja nende kombinatsioonide mõju silla struktuurile. Lisaks määratakse optimaalsed projekteerimisparameetrid, mis võtavad arvesse geomeetrilisi, tehnilisi ja majanduslikke piiranguid. See tähendab, et uurimuses vaadeldakse mitte ainult silla tehnilist teostatavust, vaid ka selle praktilisust. Silla projekteerimine toimub kaasaegsete arvutus- ja modelleerimismeetodite abil. Need meetodid võimaldavad saavutada ülitäpseid tulemusi ning optimeerida projekteerimisprotsessi materjalide ja ressursside kasutamise osas. Selle eesmärgi saavutamiseks on tehtud Bentley System Staad.Pro tarkvara abil silla mudelprojekt, mis võtab arvesse erinevat tüüpi koormusi ja nende kombinatsioone. See tarkvara võimaldab simulatsioonide ja analüüside kaudu luua detailse ja realistliku mudeli, mis aitab ette prognoosida silla käitumist reaalsetes tingimustes.

Selle töö tulemusi saab kasutada ka reaalsetes tingimustes sarnaste objektide projekteerimisel, pakkudes väärtuslikku teadmist ja kogemust, mis võib olla kasulik nii ehitus- ja projekteerimisvaldkonna professionaalidele kui ka inseneriteaduste valdkonna üliõpilastele, mitte ainult sillaehituses. See tähendab, et uuringu tulemused võivad aidata kaasa uute ja paremate sillalahenduste väljatöötamisele ning toetada ehitustööstuse arengut laiemalt.

# 1. LÄHTEANDMED

Projekteeritav viadukt asub Kambja vallas, Tartu maakonnas, tee riigitee 3 Jõhvi–Tartu–Valga piketil 1445+46. Silla projekteerimise vajadus tuleneb projektist „Riigitee 3 Jõhvi–Tartu–Valga km 138,4-152,0 asuva Tartu–Nõo lõigu eelprojekti koostamine“.



Joonis 1.1 Viadukti asukoht

Planeeritav viadukt ühendab Külitse alevikku, mis asub põhitee kahel küljel ning tingib põhitee ületamise vajaduse. Selleks, et jõuda aleviku teise ossa, tuleb ületada kaks ühetasandilist ristmikku ning liikuda põhiteel kiirusega 80 km/h. Projekti eesmärgiks on ohutu liiklemise tagamine ning kohalikele elanikele vajalike juurdepääsuteede ehitus. Kuna viadukt asub alevikus, siis tuleb silla projekteerimisel tagada jalakäijate ohutu liiklemine nii silla peal, kui ka selle all. Projekteerimisel on vaja lahendada bussipeatuste ehitus põhitee mõlemal poolel.

Projekti koostamise aluseks oli Transpordiameti poolt koostatud tehniline kirjeldus „Riigitee 3 Jõhvi–Tartu–Valga km 138,4-152,0 asuva Tartu–Nõo lõigu eelprojekti koostamine“.

Vastavalt EVS-EN 1990:2002 tabel B.1 projekteeritavate rajatiste konstruktsioonidele on tagatud:

- tagajärjeklass CC3,
- töökindlusklass RC3,
- koormuste tegur KFI =1,1.





Joonis 1.2 Hetke olukord: Kõlitse alevikus liiklemisel põhitee ületamise vajadus

Lisaks on viadukti projekteerimisel kasutatud Ehituse ja Tarkvara Inseneribüroo OÜ poolt koostatud „TS-03 Kose liiklussõlme viadukt eskiisprojekt“ (Projekt nr 167-03-22). Võrreldes eskiisprojektiga on lõputöös esitatud projekt optimeeritud: vahetatud on peakandurite ja põiktalade ristlõiked, et vähendada silla ehitamise kulusid; ümara ristlõikega püloonid on asendatud terasest nelikanttorudega, mis oleksid ehitamisel sobivam ja lihtsam lahendus; vantide kogust ja sammu on muudetud; silla sammastest on vandid ära võetud, et minimeerida tõmbejõud peakandurites, see omakorda võimaldab vähendada kulusid kaldasammaste ehitamisel.

## 2. KOORMUSED

### 2.1 Alaliskoormused

Sillale on rakendatud järgmised omakaalu koormused:

- Terase omakaal –  $78 \text{ kN/m}^3$ ,
- Raudbetooni ja asfaldi omakaal –  $25 \text{ kN/m}^3$ ,
- Asfaltbetoon –  $25 \text{ kN/m}^3$ ,
- Hüdroisolatsioon –  $18 \text{ kN/m}^3$ .

### 2.2 Liikluskoormused

Liikluskoormused on valitud vastavalt EVS-EN 1991-2:2004+NA:2007 ja EVS-EN 1990:2002/A1:2006+NA:2009. Liikluskoormus on domineeriv muutuvkoormus.

### 2.3 Koormusmudel 1

Koormusmudel 1 koosneb kahest süsteemist:

- kaheteljeline koondatud koormus (TS)  $Q_{ik}$
- Hajukoormus (UDL)  $q_{ik}$

Iga lepperaja koormuse normväärtuseks  $Q_{ik}$  on teljekoormuse väärtus korrutatud teguriga  $a_{Qi}$  ja UDL süsteemi väärtuseks on koormuse suurus  $q_{ik}$  korrutatud teguriga  $a_{qi}$ . Jääkaladel on oma teguri väärtus  $a_{qr}$ .

Tabel 3.1 Koormuste väärtused Koormusmudeli 1 korral

Asukoht	Tandem TS	UDL süsteem
	Teljekoormused $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (või $q_{rk}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Esimene rada	300	9
Teine rada	200	2,5
Kolmas rada	100	2,5
Jääkala ( $q_{rk}$ )	0	2,5

Tegurite suurused on valitud järgmised:

- $a_{Q1} = 0,8$ ,
- $a_{Q1} = 0,8$ ,
- $a_{Qi} = a_{q1} = a_{qr1} = 1,0$ , kui  $i \geq 2$

kus:  $i$  – rada number

### 2.3.1 Koormusmudel 3

Koormusmudel 3 on eriveokitest tingitud koormus kogumassiga 1200 kN. Telgede vaheline pikkus on 1,5 m. Silla projekteerimisel oli kasutatud 2 varianti:

1. 1200/200 kN -  $Q_i = 1200$  kN.

Kogumass on 1200 kN, teljekoormusega 200 kN. Eriveoki laius on 3,5 m, 6 telge.

2. 1200/150 kN -  $Q_i = 1200$  kN.

Kogumass on 1200 kN, teljekoormusega 150 kN. Eriveoki laius on 3,5 m, 8 telge.

### 2.3.2 Koormusmudel 4

Koormusmudel 4 on tungle miskoomus, mille väärtus  $Q_i$  on hajutatud koormus suurusega 5 kN/m<sup>2</sup>. Koormusmudel on rakendatud kogu silla ulatuses.

### 2.3.3 Jalakäijate koormus

Jalakäijate teel ja ohutusreas on rakendatud 5 kN/m<sup>2</sup> vastavalt EVS-EN 1991-2:2004+NA:2007 ja EVS-EN 1990:2002/A1:2006+NA:2009.

## 2.4 Tuulekoormus

Tuulekoormused on arvatud EVS-EN 1991-1-4 järgi.

Koormused on rakendatud x-x, y-y ja z-z telgede suhtes ning ei mõju samaaegselt. Maastikutüübiks on maastikutüüp II, mis on piirkond madala rohutaolise taimestikuga.

### 2.4.1 Dekiplaadile mõjuv tuulekoormus

Üldjuhul dekiplaadile mõjuv tuulekoormus arvutatakse valemiga 3.1:

$$F_w = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C \quad (3.1)$$

kus:  $\rho$  – õhu tihedus, soovituslik väärtus Eestis  $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup>,

$v_b$  – tuulekiiruse baasväärtus, rahvusliku lisa järgi  $v_b = 23$  m,

$C$  – tuulekoormuse tegur.

Tuulekoormuse teguri maastikutüübi II korral  $C$  x-x telje suhtes võib võtta ka Eurokoodeksis antud tabelist, kasutades lineaarset interpolatsiooni.

Tabel 3.2 Teguri C väärtused maastikutüübi II korral

<b>b/d<sub>tot</sub></b>	<b>z<sub>e</sub> ≤ 20 m</b>	<b>z<sub>e</sub> ≤ 50 m</b>
≤ 0,5	6,7	8,3
≤ 4,0	3,6	4,5

kus:  $b$  – silla laius, m,

$d_{tot}$  – arvutuslik dekiplaadi kõrgus, m,

$z_e$  – silla kõrgus, m.

Lahtise parapeti korral dekiplaadi arvutuslik kõrgus arvutatakse valemiga 3.2:

$$d_{tot} = d + 0,3 = 0,63 + 0,65 + 0,3 = 1,58 \text{ m} \quad (3.2)$$

kus:  $d = h_1 + h_2$ , m

Kasutan laiuse-kõrguse suhet tabelist 3.2:

$$\frac{13,4}{1,58} = 0,85$$

Silla kõrguse 6 m korral ja lineaarset interpoleerimist kasutades saan tuulekoormuse teguri  $C$  väärtuseks 6,39.

Valemi 3.1 kasutades dekiplaadile mõjuva tuulekoormuseks x-x telje suhtes saan (sildega risti):

$$F_{wx} = \frac{1}{2} * 1,25 * 23^2 * 6,39 = 2,11 \text{ kN/m}^2$$

Ekspositsiooniteguri võib leida valemiga 3.3:

$$C = c_f * C_e \quad (3.3)$$

kus:  $c_e$  – ekspositsioonitegur, soovituslik väärtus  $c_e = 1,3$ ,

$c_f$  – jõutegur telje suhtes, z-z telje suhtes soovituslik väärtus  $c_f = \pm 0,9$ ,

Valemi 3.3 järgi:

$$C = 1,3 * (\pm 0,9) = \pm 1,17$$

ning valemi 3.1 kasutades tuulekoormus dekiplaadile z-z telje suhtes (vertikaalsiht):

$$F_{wz} = \frac{1}{2} * 1,25 * 23^2 * 1,17 = 0,386 \text{ kN/m}^2$$

EVS-EN 1991-1-4 järgi telje y-y suhtes (piki sillat) täisseinaliste sillatalade puhul võetakse 25% x-sihelistest tuulekoormust, ehk  $25 * \frac{2,11}{100} = 0,528 \text{ kN/m}^2$

## 2.4.2 Püloonidele mõjuv tuulekoormus

Tuulekoormus püloonidele arvutatakse valemiga 3.4:

$$F_w = c_f * q_p \quad (3.4)$$

kus:  $c_f$  – jõutegur (püloonide jaoks telje suund ei arvesta),

$q_p$  – arvutuskõrgusest sõltuv tippkiirusrõhk, kN/m<sup>2</sup>.

Tippkiirusrõhu võib leida valemiga 3.5:

$$q_p = \left[ 1 + 7 * \frac{k_I}{c_0 * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right] * \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 = \quad (3.5)$$

$$\left[ 1 + 7 * \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{29}{0,05}\right)} \right] * \frac{1}{2} * 1,25 * 23 = 694,3 \text{ kN/m}^2$$

kus:  $k_I$  – turbulentsitegur, Eestis soovituslik väärtus,  $k_I = 1$ ,  
 $c_0$  – pinnavormi tegur, Eestis soovituslik väärtus,  $c_0 = 1$ ,  
 $z$  – pülooni kõrgus, m,  
 $z_0$  – maastikutüübist sõltuv parameeter, m.

Jõuteguri ristkülikulise ristlõike jaoks leian valemiga:

$$c_f = c_{f,0} * \psi_\lambda = 2,1 * 0,85 = 1,785 \quad (3.6)$$

kus:  $c_{f,0}$  – ristküliku jõutegur ilma otsa mõju arvestamata, mis sõltub ristlõike laiusepaksuse suhest ning võetakse graafiku alusel.

$\psi_\lambda$  – otsa mõju tegur, mis sõltub täitetegurist ja saledusest ning võetakse graafiku alusel.

Tuulekoormus püloonidele vastavalt valemile 3.4:

$$F_w = 1,785 * 694,3 = 1,24 \text{ kN/m}^2$$

### 2.4.3 Vantidele mõjuv tuulekoormus

Vantidele mõjuva koormuse arvutamise põhimõte on sama, mis oli kasutatud püloonide jaoks. Siin aga muutub jõutegur  $c_f$ , ning ka kõrgusest sõltuv tippkiirusrõhk.

Vastavavalt valemile 3.5:

$$q_p = \left[ 1 + 7 * \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{23}{0,05}\right)} \right] * \frac{1}{2} * 1,25 * 23 = 708,1 \text{ kN/m}^2$$

Trossidele  $c_{f,0}$  teguri väärtus on 1,2, otsa mõju tegur  $\psi_\lambda$  on võrdne 1, seega jõutegur  $c_f$  on 1.2.

Valemi 3.4 järgi:

$$F_w = 1,2 * 708,1 = 0,85 * 10^3 \text{ kN/m}^2$$

## 2.5 Temperatuurikoormus

Arvutamisel on arvestatud ühtlase sillatemperatuuri maksimaalse vähenemise vahemikuga  $\Delta T_N = -42 \text{ }^\circ\text{C}$  ja maksimaalse suurenemise vahemikuga  $\Delta T_{N,exn} = 26 \text{ }^\circ\text{C}$ .

## 2.6 Koormuskombinatsioonid

### 2.6.1 Koormuste rakendamine

Silla sõidutee laius on 7,5 m ja jalakäijate tee laius on 4,5 m. Seoses sellega tuleb leida sõidutee lepperadade arv ja nende laius:

Tabel 3.3 Lepperadade laius

Sõidutee laius $w$	$z_e \leq 20$ m	$z_e \leq 50$ m	$z_e \leq 50$ m
$w < 5,4$ m	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4\text{m} \leq w < 6$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6\text{ m} < w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

Vastavalt tabelile on sillal 2 lepperada laius 3 m ning jääkala laius on 1,5 m. Selleks, et leida maksimaalsed sisejõud, koormused oli rakendatud nii ühel lepperajal, kui ka teisel kogu silla pikkuses. Koondatud koormused on rakendatud kolmes kohas: toe kohal, pülooni kohal ning ava keskel. Kuna tegemist on vantsillaga, on hajutatud koormused vaja rakendada ainult silla poolel pikkusel. Seda selleks et veenduda, et püloon ja vandid võtavad vastu ebasümmeetrilise koormuse.

### 2.6.2 Kandepiirseisund

Kandepiirseisundi kontrolli jaoks kasutatakse koormuskombinatsioonide kuju 3.7:

$$\sum \gamma_{Gi} G_{ki} + \gamma_Q Q_i + \sum \gamma_{wi} W_i \psi_i \quad (3.7)$$

kus:  $\gamma_{Gi}$  – alaliskoormuse osavarutegur,  $\gamma_{Gi} = 1,35$ ,  
 $G_{ki}$  – alaliskoormuse normväärtus, kN/m<sup>2</sup>,  
 $\gamma_{ki}$  – domineeriva muutuvkoormuse osavarutegur,  $\gamma_{ki} = 1,35$ ,  
 $Q_i$  – domineeriva muutuvkoormuse normväärtus, kN/m<sup>2</sup>,  
 $\gamma_{wi}$  – mittedomineeriva muutuvkoormuse osavarutegur,  $\gamma_{wi} = 1$ ,  
 $w_i$  – mittedomineeriva muutuvkoormuse normväärtus, kN/m<sup>2</sup>,  
 $\psi_i$  – mittedomineeriva muutuvkoormuse tegur,  $\psi_i = 0,6$  tuule- ja temperatuurikoormuse puhul.

Vastavalt EVS-EN 1990:2002/A1:2006+NA:2009 tuule- ja temperatuuri koormused ei mõju samaaegselt ning neid tuleb rakendada eraldi.

### 2.6.3 Kasutuspiirseisund

Kasutuspiirseisundi tugevusarvutustes kasutatakse koormuskombinatsioonide kuju 3.8:

$$\sum G_{ki} + Q_i + \sum W_i \psi_i \quad (3.8)$$

kus:  $G_{ki}$  – alaliskoormuse normväärtus, kN/m<sup>2</sup>,  
 $Q_i$  – domineeriva muutuvkoormuse normväärtus, kN/m<sup>2</sup>,  
 $w_i$  – mittedomineeriva muutuvkoormuse normväärtus, kN/m<sup>2</sup>,  
 $\psi_i$  – mittedomineeriva muutuvkoormuse tegur,  $\psi_i = 0,6$  temperatuuri ja  
tuulekoormuse puhul.

### 3. KONSTRUKTSIOON

Silla konstruktsiooniks on valitud vantsild, mis koosneb raudbetoonist kaldasammastest, püloonidest, taladest ja raudbetoonist dekiplaadist. Sild on projekteeritud 2 + 2 sõidutee ületamiseks, kusjuures silla kõrgus sõidutee kohal on 7,1 m, sildeava on 89 m ja laius 13,6 m. Sild on projekteeritud ületava tee suhtes 80° all. Silla puhas ava on 43,4 m.

Raudbetoonist kaldasambad asuvad silla otstes ja toetavad dekiplaati. Need on valmistatud betoonist tugevusklassiga C35/45 ja tugevdatud B500B armatuuriga.

S355 terasest valmistatud püloon on projekteeritud nelikanttoruna mõõtmetega 1200 mm x 1200 mm ja seinapaksusega 35 mm. Püloonidele on kinnitatud vandid, mis on silla peamised tugielemendid. Vandid on valmistatud Z-tüüpi traatidest ja paiknevad kindla sammuga nii püloonidel, kus samm on 4 m, kui ka piki taladel sammuga 7,2 m. Valtsitud profiilist pikitalad HE650B ja põiktalad HE600B on omavahel keevitamisega ühendatud, mis tagab sillakonstruktsiooni jäikuse ja tugevuse. Põiktalad on mõeldud töötama komposiitkonstruktsioonina dekiplaadiga, mis annab silla parema tugevuse. Püloonid on omavahel ühendatud 750x750 mm mõõtmetega ja 20 mm seinapaksusega sidetalade abil.

Silla sõidutee on 7,5 m lai ja jalakäijate tee 3,5 m lai, neid eraldab 1 m laiune eraldusriba. Pikki silda on paigaldatud mõlemale poole 885 mm laiused servaprussid.

Silla dekiplaat sõidutee kohal on erineva paksusega 220 mm kuni 360 mm ja jalakäijate teel 420 mm kuni 505 mm, mis tagab konstruktsiooni vajaliku jäikuse ja töökindluse.

Silla ohutuse ja vastupidavuse tagamiseks on projekteeritud ka piirdeaed. Dekiplaadile paigaldatakse hüdroisolatsioon ning ette tuleb näha drenaažisüsteemi.

#### **Silla peamised materjalid:**

Terastalad, püloonid, sidetalad – S355:

- Norm. voolavuspiir:  $f_y = 355 \text{ MPa}$ ,
- Elastsusmoodul:  $E_s = 210 \text{ GPa}$ ,
- Nihkemoodul:  $G_s = 81 \text{ GPa}$ ,
- Osavarutegur:  $\gamma_{M0} = 1$ ,
- Osavarutegur:  $\gamma_{M1} = 1,1$ ,
- Arvutuslik voolavuspiir:  $f_{yd} = 355/1 = 355 \text{ MPa}$ .

Dekiplaat:

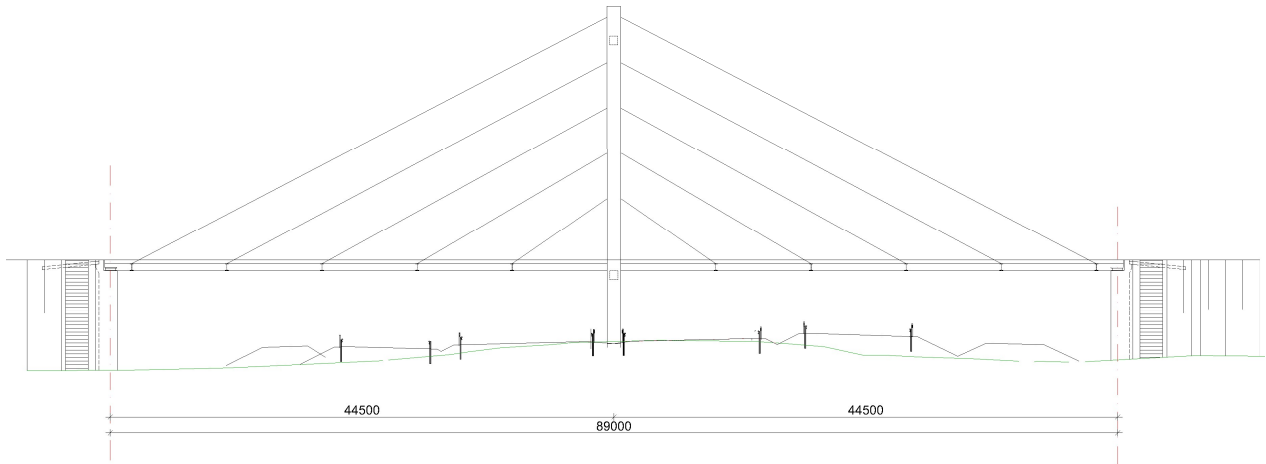
- Norm. survetugevus:  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ ,
- Elastsusmoodul:  $E_s = 33,5 \text{ GPa}$ ,
- Osavarutegur:  $\gamma_c = 1,5$ ,



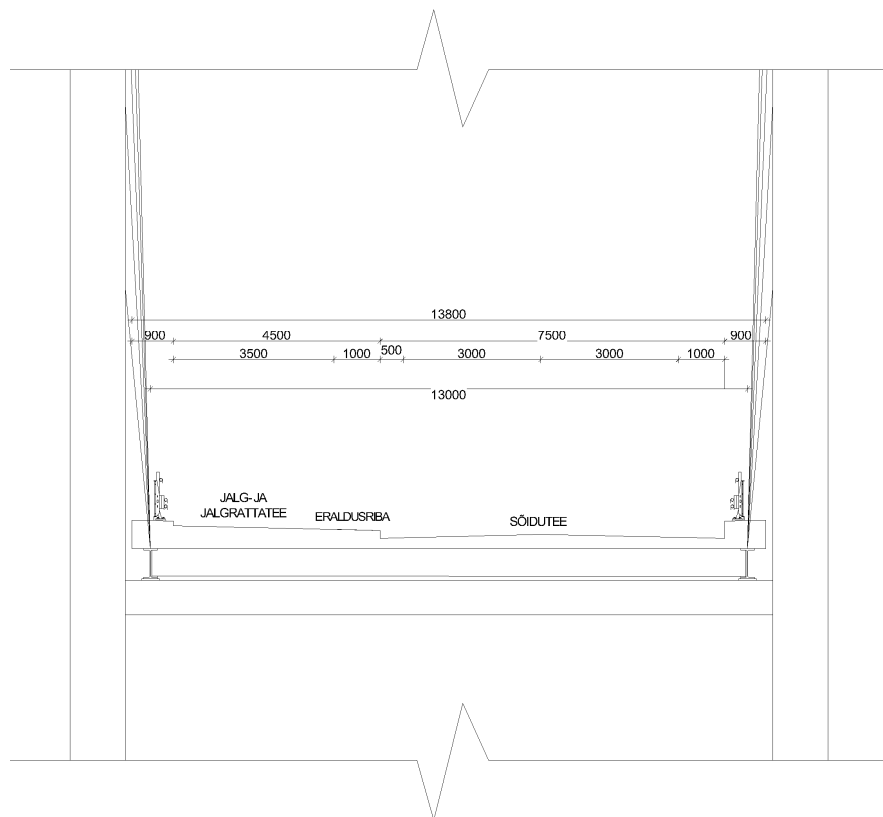
- Arvutuslik survetugevus:  $f_{cf} = 35 * 0,85/1,5 = 19,83 \text{ MPa}$ .

Armatuur:

- Norm. voolavuspiir:  $f_{ak} = 500 \text{ MPa}$ ,
- Osavarutegur:  $\gamma_a = 1,15$ ,
- Arvutuslik voolavuspiir:  $f_{ad} = 500/1,15 = 434,8 \text{ MPa}$ .



Joonis 3.1 Silla vaade – eskiisjoonis



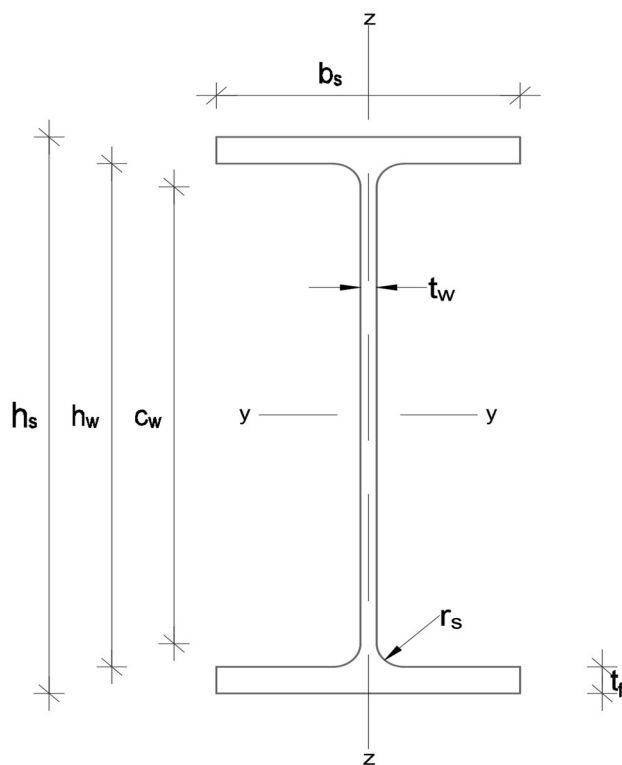
Joonis 3.2 Silla lõige - eskiisjoonis

## 4. ARVUTUSED

### 4.1 Dekiplaat - komposiitosa

Dekiplaat on raudbetoonist muutuva kõrgusega plaat minimaalse paksusega 220 mm. Põiktalad ja dekieritus on planeeritud töötama ühtse komposiitlahendusena. Dekiplaadi ja põiktalade sisejõud on võetud Staad.Pro tarkvaras loodud mudelist ning kontroll on teostatud kandepiirteisundile standardi EVS-EN 1994-1-1 ja EVS-EN 1993-1-1 järgi. Põiktaladena on valitud HE600B profiil pikkusega 13 m. Põiktalad on kinnitatud pikitaladele ning nende peal on betoonist dekiplaat. Betooni klass on C35/45.

#### 4.1.1 Ristlõige andmed



Joonis 4.1 Komposiit I-tala andmed

- Tala kõrgus:  $h_s = 600 \text{ mm}$ ,
- Tala laius:  $b_s = 300 \text{ mm}$ ,
- Seina laius:  $t_w = 15,5 \text{ mm}$ ,
- Vööde paksus:  $t_f = 30 \text{ mm}$ ,
- Tala ümardusraadius:  $r_s = 27 \text{ mm}$ ,
- Ristlõike pindala:  $A_s = 27000 \text{ mm}^2$ ,
- Seina kõrgus raadiuseta:  $c_w = h - 2 * (r + t_f) = 513 \text{ mm}$ ,
- Seina kõrgus:  $h_w = h - 2 * t_w = 569 \text{ mm}$ ,

- Vöö laius:  $c_w = \frac{(b-t_w)}{2} - r_s = 115,25 \text{ mm},$
- Betoonsa plaadi kõrgus:  $h_c = 220 \text{ mm},$
- Inertsimoment y-y telje suhtes:  $I_y = 17,1 * 10^8 \text{ mm}^4,$
- Plastne vastupanumoment y-y telje suhtes:  $W_{pl,y} = 6,42 * 10^6 \text{ mm}^3,$
- Inertsimoment z-z telje suhtes:  $I_z = 1,35 * 10^8 \text{ mm}^4,$
- Plastne vastupanumoment z-z telje suhtes:  $W_{pl,z} = 1,37 * 10^6 \text{ mm}^3.$

Sisejõud on võetud tarkvarast Staad.Pro.

Tugede kohal on saadud järgmised väärtused:

- Arvutuslik paindemoment y-telje suhtes tugede kohal:  $M_{Ed,y} = 3155,9 \text{ kN},$
- Arvutuslik paindemoment y-telje suhtes avas:  $M_{Ed,y} = 3508 \text{ kN},$
- Arvutuslik lõikejõud y-telje suhtes  $V_{Ed,y} = 252,8 \text{ kNm},$
- Arvutuslik paindemoment z-telje suhtes  $M_{Ed,z} = 87,5 \text{ kNm},$
- Arvutuslik lõikejõud z-telje suhtes:  $V_{Ed,z} = 579,6 \text{ kN}.$

#### 4.1.2 Ristlõike klassifitseerimine

Seoses sellega, et dekiplaat töötab komposiidina koos terasest põiktaladega, siis osaliselt kontroll on teostatud Eurokoodeksi 3 järgi. Leitud oli ristlõike klass, et teostada dekiplaadi kandepiiriseisundi kontroll. Kuna ristlõikes normaaljõud on tühine, toimub ristlõike klassifitseerimine painutatud ristlõike eeskirjade järgi ning tõmbe- ja survejõuga ei ole arvestatud.

Kontroll teostakse sein ja vööde jaoks eraldi. Alustatakse tala seinast, kus 1. ristlõikeklassi jaoks peab olema täidetud tingimus:

$$\frac{c_w}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad (5.1)$$

kus:  $\varepsilon = 0,814$  – suhteline deformatsioon.

$$\frac{438}{15} = 29,2 \geq 58,58 = 72 * 0,814$$

Tingimus on täidetud ja sein kuulub 1. ristlõikeklassi.

Jätkan kontrolli vöödega, kus on järgmine tingimus:

$$\frac{c_f}{t_f} \leq 9\varepsilon \quad (5.2)$$

$$\frac{115,5}{30} = 3,84 \geq 7,32 = 9 * 0,814$$

Kuna vööde jaoks tingimus on samuti täidetud, kogu ristlõike kuulub 1. klassi.

### 4.1.3 Põikjõu kandevõime

Põikjõu kontroll toimub ka terasosa kandevõime järgi.

Põikjõu kandevõime kontrollimisel arvutuslik põikjõud iga ristlõike klassi korral peab vastama tingimusele:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.3)$$

kus:  $V_{C,Rd}$  – arvutuslik põikjõukandevõime, kN.

Arvutuslik põikjõukandevõime leitakse valemiga 5.3, kui ristlõikes puudub väändemoment:

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.4)$$

kus:  $A_v$  – ristlõike lõikepindala, mm<sup>2</sup>.

Lõikepindala on leitav valemitega 5.4 ja 5.5 valtsitud I- ja H-profiilidel:

$$A_{v,y} = 2b * t_f = 2 * 300 * 30 = 18000 \text{ mm}^2, \quad (\text{seina sihis}) \quad (5.5)$$

$$A_{v,z} = A - 2b * t_f + (t_w + 2r)t_f = 27000 - 2 * 300 * 30 + (15,5 + 2 * 27) * 30 = 11085 \text{ mm}^2, \quad (\text{vööde sihis}) \quad (5.6)$$

Põikjõukandevõime leian valemiga 5.4:

$$V_{C,Rd,y} = \frac{18000 * \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 3689,27 \text{ kN}$$

$$V_{C,Rd,z} = \frac{11086 * \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 2271,97 \text{ kN}$$

Valemiga 5.3 kontrollin kandevõime:

$$\frac{579,6}{3689,27} < 1,0$$

$$\frac{252,8}{2271,97} < 1,0$$

Põikjõukandevõime on tagatud. Lisaks on vaja ka jäikusribideta taladel kontrollida seinanihkestabiilsuse tingimusega:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (5.7)$$

kus:  $\eta$  – üleminekutegur, S355 terase klassi puhul  $\eta = 1,2$ .

Kasutades valemi 5.7:

$$\frac{520}{15} = 34,67 < 72 * \frac{0,814}{1,2} = 48,82$$

selgub, et seina nihkestabiilsus on tagatud.

Kuna põikjõu väärtus on vähem kui pool põikjõukandevõimet, siis põikjõu mõju paindemomendile ei ole vaja arvesse võtta.

#### 4.1.4 Paindekandevõime

Komposiitkonstruktsiooni paindekandevõime kontrollimisel tuleb tähelepanu pöörata kahele tööolukorrale.

1. tööolukord esineb siis, kui terastalad on monteeritud ning nende peale valatakse betoon. Enne betooni tardumist terastalad võtavad vastu kõik peale rakendatud omakaalukoormused, sealhulgas betooni omakaalu koormust.

2. tööolukorras konstruktsioon töötab komposiidina ning lisaks omakaalule rakenduvad liikluskoormus ja teised muutuvkoormused.

Paindekandevõime kontrolli jaoks kasutan plastse mudeli. Plastse paindekandevõime kasutamise eelduseks on terasosa ja betooni vahel täielik nihkeliide.

**1. tööolukorra paindekandevõime kontroll** teostatakse ainult terasosa kandevõime järgi. Terastalade paindekandevõime on tagatud, kui on täidetud tingimus:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1 \quad (5.8)$$

kus  $M_{C,Rd}$  – arvutuslik paindekandevõime, kNm.

Paindekandevõime väärtus 1. tööolukorras:  $M_{Ed,y} = 1100,7$  kNm.

Arvutuslik paindekandevõime 1. ristolõikeklassis võib leida valemiga:

$$M_{C,Rd} = \frac{f_y * W_{pl}}{\gamma_{M0}} \quad (5.9)$$

$$M_{C,Rd,y} = \frac{355 * 64,8 * 10^5}{1} = 2279,1 \text{ kNm}$$

Vastavalt valemile: 5.8:

$$\frac{1100,7}{2279,1} < 1$$

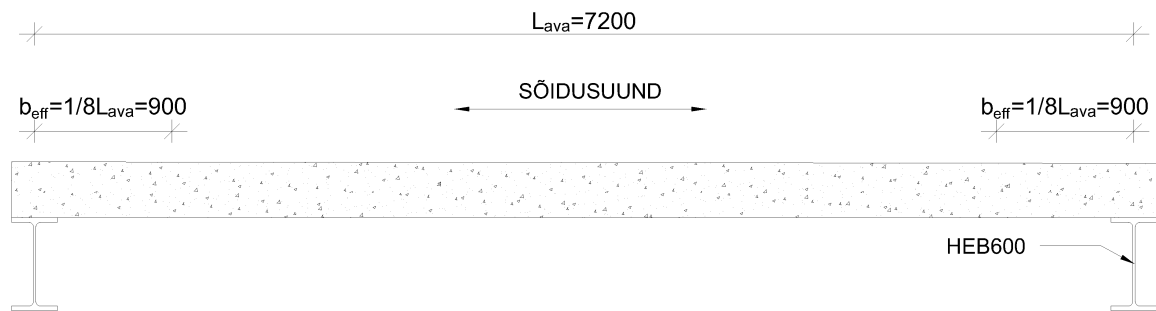
Kuna tingimus on täidetud, 1. tööolukorra paindekandevõime tagatud.

**2. tööolukorra paindekandevõime** leian plastse mudeli järgi. Esiteks leitakse komposiitristlõige nulljoon ning selle järgi arvutatakse paindekandevõime. Kontroll tuleb

teha 2 tsoonis: ristlõikes kus on tõmmatud ülemised kihid ning ristlõikes, kus on tõmmatud alumine osa.

Esiteks tuleb leida betooniosa efektiivristlõige, kuna komposiidina töötab laiem kui tala betooniosa. Betooni efektiivlaius ühelt poolt on võrdne 1/8 tala avaga. Kuna kontrollitava tala mõlemal pool on võrdne ava pikkus, siis valemi kuju on järgmine:

$$b_{eff} = 2 * \frac{L_{ava}}{8} = 2 * \frac{7800}{8} = 1800 \text{ mm} \quad (5.10)$$



Joonis 4.2 Efektiivne laius

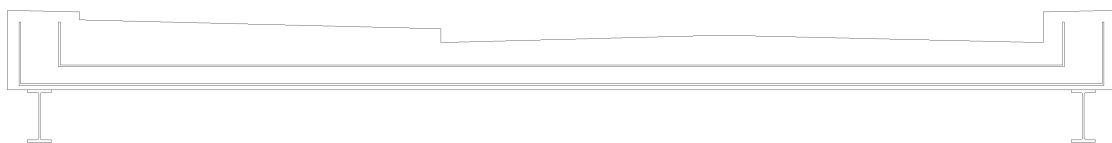
**Ristlõikes, kus on tõmmatud ülemised kihid** tuleb arvesse võtta ka armatuurvardad.

Efektiivlausele on valitud järgmine armatuur:

- Ülemise armatuuri läbimõõt:  $d_{\ddot{u}} = 25 \text{ mm}$ ,
- Alumise armatuuri läbimõõt:  $d_a = 25 \text{ mm}$ ,
- Ülemise armatuuri kaitsekiht:  $c_{\ddot{u}} = 40 \text{ mm}$ ,
- Alumise armatuuri läbimõõt:  $c_{\ddot{u}} = 40 \text{ mm}$ ,
- Ülemise armatuuri samm:  $s_{\ddot{u}} = 200 \text{ mm}$ ,
- Alumise armatuuri samm:  $s_a = 200 \text{ mm}$ .

Kuna komposiidina töötavad põiktalad, seega silla terve ulatuses allpool mainitud armatuur tuleb arvesse võtta põikarmatuurina.

Märkused:  
Vaatomata sellele, et arvutustes  
armatuur kasutatakse pikiarmaatuurina,  
üldiselt armatuur töötab  
põikarmatuurina



Joonis 4.3 Armatuuri asend

Leian armatuuri pindala efektiivlausele:

$$A_a = \pi * \frac{d_{\ddot{u}}^2}{4} * \frac{b_{eff}}{s_{\ddot{u}}} + \pi * \frac{d_a^2}{4} * \frac{b_{eff}}{s_a} \quad (5.11)$$

$$A_a = \pi * \frac{25^2}{4} * \frac{1800}{200} * 2 = 8835,73 \text{ mm}^2$$

Surutud seinosa kõrgus leitakse valemiga 5.12:

$$h_{wc} = \left( \frac{1}{2t_w} \right) * \left( \frac{A_a f_{sc} \gamma_a}{\gamma_s f_y} + A_{f1} - A_{f2} + A_w \right) \quad (5.12)$$

kus:  $A_{f1} = A_{f2} = t_f * b = 30 * 300 = 9000 \text{ mm}^2$  – ülemise ja alumise vööde pindala,  
 $A_w$  – sein pindala,  $\text{mm}^2$ .

$$h_{wc} = \left( \frac{1}{2 * 15,5} \right) * \left( \frac{27000 * 500 * 1}{1,15 * 355} + 540 * 15,5 \right) = 619,08 \text{ mm}$$

Kuna surutud seinosa kõrgus on suurem kui sein kõrgus, tuleb surutud seinosa kõrguseks võtta  $h_{wc} = 540 \text{ mm}$ .

Seoses sellega surutud seinosa pindala  $A_{wc} = A_w = 540 * 15,5 = 8370 \text{ mm}^2$

Leian terasosa survetsooni raskuskeskme ja tõmmatud vöö raskuskeskme vahekauguse:

$$e_c = \frac{A_{wc}(h_{wc} + t_f)}{2(A_{wc} + A_{f2})} \quad (5.13)$$

$$e_c = \frac{8370(540 + 30)}{2(8370 + 9000)} = 137,33 \text{ mm}$$

Leian terasosa surve- ja tõmbetsooni raskuskeskme vahekauguse:

$$z_a = h_w + \frac{2t_{f2}}{2} + (e_t + e_c) \quad (5.14)$$

kus:  $e_t = 0$  – terasosa tõmmatud vöö raskuskeskme ja terasosa survetsooni raskuskeskme vahekaugus, mm.

$$z_a = 540 + \frac{2 * 30}{2} + (0 + 137,33) = 432,67 \text{ mm}$$

Armatuuri vahekaugus terastala tõmmatud servast:

$$e_{sj} = \frac{h_c - c_{\ddot{u}} - d_{\ddot{u}} - c_a - d_a}{2} + c_a + d_a \quad (5.15)$$

$$e_{sj} = \frac{220 - 40 - 25 - 40 - 40}{2} + 40 + 25 = 110 \text{ mm}$$

Betoonosa efektiivse laiusse jääva armatuuri raskuskeskme ja terasosas survetsooni raskuskeskmete vahekaugus:

$$z_s = e_{sj} + 0,5t_f + e_t + z_a \quad (5.16)$$

$$z_s = 110 + 0,5 * 30 + 0 + 432,67 = 557,73 \text{ mm}$$

Komposiitristlõige kandevõime on leitav valemiga:

$$M_{pl,Rd} = A_a \frac{f_{sk}}{\gamma_s} z_s + \frac{(A_{wt} + A_f) f_y z_a}{\gamma_{M0}} \quad (5.17)$$

$$M_{pl,Rd} = 8835,73 * \frac{500}{1,15} * 557,73 + \frac{(0 + 9000) * 355 * 432,67}{1} = 3524,73 \text{ kNm}$$

Kuna komposiitristlõige kandevõime on suurem, kui paindemoment toe kohal:  $M_{pl,Rd} = 3524,73 > 3155,9 = M_{Ed}$ , siis paindekandevõime on tagatud.

**Ristlõikes, kus on tõmmatud alumised kihid** tuleb esiteks leida kus asub nulljoon.

Kui betooni maksimaalne survejõud  $F_{c,max}$  on suurem, kui terases olev maksimaalne tõmbejõud  $F_{s,max}$ , siis on nulljoon betoonosa sees.

Leian betooni maksimaalse survejõu:

$$F_{c,max} = \frac{A_c f_{ck} 0,85}{\gamma_c} \quad (5.18)$$

$$F_{c,max} = \frac{396 * 35 * 0,85}{1,5} = 7854 \text{ kN}$$

Terases olev maksimaalne tõmbejõud:

$$F_{s,max} = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.19)$$

$$F_{s,max} = \frac{27000(355)}{1} = 9585 \text{ kN}$$

$F_{c,max} < F_{s,max}$  seega nulljoon asub terasosas.

Surutud seinosa kõrgus on leitav valemiga 5.20:

$$h_{wc} = \frac{A_{f1} - A_{f2} + A_w}{2t_w} - 0,5 * \left( \frac{f_{cd} \gamma_{M0}}{f_y} \right) * \left( \frac{A_c}{t_w} \right) \quad (5.20)$$

$$h_{wc} = \frac{8370}{2 * 15,5} - 0,5 * \left( \frac{19,83 * 1}{355} \right) * \left( \frac{396000}{15,5} \right) = -443,68 \text{ mm}$$

Kuna väärtus on negatiivne, siis nulljoon asub terastala ülemises vöös ning sein on terves ulatuses tõmmatud. Võib eeldada, et nulljoon asub vöö keskel, kuna vöö paksus on väike.

Vahekaugus betooni ülemisest servast nulljooneni võib leida valemiga 5.21:

$$z = h_c + 0,5 * t_{f1} \quad (5.21)$$

$$z = 220 + 0,5 * 30 = 235 \text{ mm}$$

Otsin betoonosa ja terasosa raskuskeskmete kauguse:

$$e_i = \frac{h_s}{2} + \frac{h_c}{2} \quad (5.22)$$



$$e_i = \frac{600}{2} + \frac{220}{2} = 410 \text{ mm}$$

Ning komposiitristlõike plastne kandevõime on leitav valemiga:

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} * \left( A_s e_i - \frac{(h_c + 0,5 t_{f1}) A_{f1}}{2} \right) \quad (5.23)$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{355}{1} * \left( 27000 * 235 - \frac{(220 + 0,5 * 30) * 900}{2} \right) = 3554,44 \text{ kNm}$$

Ristlõike plastne kandevõime avas on suurem, kui ristlõikes olev paindemoment  $M_{Ed} = 3554,44 > 3508,0 = M_{pl,Rd}$ , seega paindekandevõime on tagatud.

#### 4.1.5 Kiivekandevõime

Kuna 1. tööolukorras enne betooni tardumist talal külgsuunaline toetus on tühine, tuleb kontrollida ka tala kiivekandevõimet ning vajadusel ette näha põiksidemed.

Kiivekandevõime leitakse valemiga:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.24)$$

kus:  $\chi_{LT}$  – kiivetegur, mis sõltub tingsaledusest,

Selleks, et tingsaleduse leida on vaja leida ka kriitilise paindemomendi kiivel:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr}^2} \left[ \sqrt{\frac{I_w}{I_y} + \frac{L_{cr}^2 I_t}{2,6 \pi^2 I_y}} \right] \quad (5.25)$$

kus:  $C_1$  – paindemomendi epüüri kujust sõltuv tegur, võetakse tabeli järgi,

$L_{cr}$  – tala kriitiline pikkus,  $L_{cr} = L = 13 \text{ m}$ .

$$M_{cr} = 2,578 * \frac{\pi^2 * 210000 * 1,71 * 10^{10}}{13000^2} * \left[ \sqrt{\frac{1,1 * 10^{13}}{1,71 * 10^{10}} + \frac{13000^2 * 6,77 * 10^6}{2,6 \pi^2 * 1,1 * 10^{13}}} \right] =$$

$$= 1,762 * 10^{12} \text{ Nmm}$$

Tingsaleduse leidmiseks kasutatakse valemi 5.26:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} f_y}{M_{cr}}} \quad (5.26)$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{6420000 * 355}{1,762 * 10^{12}}} = 3,597 * 10^{-2}$$

Kiivekandevõime abisuurus on leitav valemiga:

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + a(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad (5.27)$$

kus:  $a$  – kiivekõvera hälbetegur,  $a = 0,21$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + 0,21 * (3,597 * 10^{-2} - 0,2) + (3,597 * 10^{-2})^2] = 0,4834$$

Kiiveteguri võib leida valemiga 5.28:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (5.28)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,4834 + \sqrt{0,4834^2 - (3,597 * 10^{-2})^2}} = 1,036$$

Vastavalt valemile 5.24 leian ristlõike kiivekandevõime:

$$M_{b,Rd} = 1,036 * 6420000 * \frac{355 * 10^{-6}}{1,1} = 2145,93 \text{ kNm}$$

Kiivekandevõime peab olema võrdne või vähem kui paindemoment 1. tööolukorras:

$$\frac{M_{1,Ed,y}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.29)$$

$$\frac{1100,7}{2145,93} < 1$$

Tingimus on täidetud ning 1. tööolukorras kiivekandevõime on tagatud.

#### 4.1.6 Nihkeliide

Selleks, et tagada betooni ja terase vaheline pikisuunalise nihkejõu ülekandmine tuleb ette näha nihkeliide. Selleks kasutan peaga polttüüblid, mis keevitatakse tala ülemisele võõle. Kasutan polttüübleid survetugevusega  $f_{pk} = 640$  MPa.

Valitud polttüüblid on järgmiste mõõtmetega:

- Tüübli kogupikkus:  $h_{sc} = 150$  mm,
- Tüübli läbimõõt:  $d = 25$  mm.

Polttüübli kandevõime võetakse väiksem suurustest:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_y\pi d^2/4}{\gamma_V} \quad (5.30)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29ad^2\sqrt{f_{pk}E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (5.31)$$

kus:

$$a = 1, \quad \text{kui } \frac{h_{sc}}{d} = 6 > 4$$

Leian valemitega 5.30 ja 5.31 tüüblite kandevõime:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 * 640\pi 25^2 / 4}{1,25} = 201,06 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 * 1 * 25^2 * \sqrt{45 * 36000}}{1,25} = 178,03 \text{ kN}$$

ning võtan väiksema suuruse.

Polttüüblite arvu leidmiseks kasutatakse terasosa maksimaalset tõmbejõudu, mis on leitav valemiga:

$$F_{pl,f} = \frac{A_s f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.32)$$

$$F_{pl,f} = \frac{27000 * 355 * 10^{-3}}{1} = 9585 \text{ kN}$$

Leian vajaliku tüüblite arvu, kus vastus on ümardatud ülespoole:

$$N_f = \frac{F_{pl,f}}{P_{Rd}} \quad (5.33)$$

$$N_f = \frac{9585}{178,03} = 54 \text{ tk.}$$

Tüüblid asetsevad 1 ritta, seega tüüblite maksimaalne samm:

$$s = \frac{L}{N_f - 1} = \frac{13000}{54 - 1} = 245,3 \text{ mm}$$

kus:  $L$  – tala pikkus, mm

Tüüblite sammuks on valitud 240mm, kusjuures täidetud peavad olema järgmised tingimused:

- Tüüblite vahekaugus on väiksem kui:  $4b = 220 * 4 = 880 \text{ mm}$ , ega  $800 \text{ mm} > 313 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$ ,
- Tüüblite samm jõu suunas on vähemalt  $5d = 5 * 25 = 125 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm}$ ,
- Tüübli kogupikkus on vähemalt  $3d = 3 * 25 = 75 \text{ mm} < 158,7 \text{ mm}$ ,
- Tüüblipea läbimõõt on vähemalt  $1,5d = 1,5 * 25 = 37,5 \text{ mm} < 46 \text{ mm}$ ,
- Tüüblipea paksus on vähemalt  $0,4d = 0,4 * 25 = 10 \text{ mm} \leq 18,7 \text{ mm}$ ,
- Tüüblite läbimõõt on väiksem kui  $2,5t_f = 2,5 * 30 = 75 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm}$ .

## 4.2 Dekiplaat

Lisaks komposiitristlõikele tuleb kontrollida ka betoonosa kandevõimet eraldi. Tugevuskontrolli on vaja teha dekiplaadis, mis asub põiktalade vahel ning servaprussides. Kontrolli alla läheb dekiplaadi osa, mille pikkus on 5,7 m ning sõidutee koos jalakäijate teega, mille laius kokku on 12 m.

Dekiplaadis esinevad järgmised sisejõud, mille väärtused saadud tarkvarast Staad.Pro:

- Arvutuslik paindemoment:  $M_{Ed} = 412 \text{ kNm/m}$ ,
- Arvutuslik põikjõud:  $V_{Ed} = 142,8 \text{ kN}$ .

#### 4.2.1 Paindekandevõime

Paindekandevõime määramiseks tuleb valida armatuur. Selleks määratakse, kas piisab tõmbearmatuurist või on vaja lisada ka survearmatuuri. Survearmatuuri ei ole vaja lisada, kui täidetud on tingimus:

$$K_{bal} > K \quad (5.34)$$

Suuruse  $K$  võib leida valemiga:

$$K = \frac{M_{sd}}{f_{ck} b d_1^2} \quad (5.35)$$

kus:  $d_1 = 220 - 40 - 16 - \frac{32}{2} = 148 \text{ mm}$  – survearmatuuri kasuskõrgus.

$$K = \frac{412}{500 * 1000 * 148^2} = 0,54$$

Ning  $K_{bal}$  leitakse valemiga 5.36:

$$K_{bal} = \frac{a_c}{\gamma_c} 0,8 \xi_{bal} (1 - 0,4 * \xi_{bal}) \quad (5.36)$$

kus:  $a_c = 1$ ,

$\xi_{bal} = 0,45$ .

$$K_{bal} = \frac{1}{1,5} * 0,8 * 0,45 (1 - 0,4 * 0,45) = 0,2$$

Kuna  $K_{bal} < K$ , siis tuleb lisada survearmatuuri.

Leian armatuuri minimaalse pindala valemiga 5.37:

$$A_{s,min} = \frac{\gamma_a M_{Ed}}{f_{ak} * z} \quad (5.37)$$

kus:  $z$  – betooni survejõust ja terase tõmbetugevusest tingitud jõupaari õlg, m.

$$z = d_1 \left( 0,5 + \sqrt{0,25 * -\frac{K \gamma_c}{2 * a_c}} \right) \quad (5.38)$$

$$z = 148 \left( 0,5 + \sqrt{0,25 * -\frac{0,54(1,5)}{2 * 1}} \right) = 167,96$$

$$A_{s,min} = \frac{1,15 * 412 * 10^6}{500 * 167,96} = 5641,80 \text{ mm}^2$$

Valin tõmbe- ja survearmatuuriks järgmised parameetrid:

- Tõmbe- ja survearmatuuri läbimõõt:  $d = d' = 32 \text{ mm}$ ,
- Tõmbe- ja survearmatuuri samm:  $s = s' = 125 \text{ mm}$ ,
- Tõmbe- ja survearmatuuri kaitsekiht:  $c = c' = 40 \text{ mm}$ .

Paindekandevõime kontrollimisel dekiplaat jagatakse lõikudeks laiusga 1 m. Leian armatuuri pindala lõigus:

$$A_s = A'_s = \frac{\pi d^2}{4} * \frac{b}{s} \quad (5.39)$$

$$A_s = A'_s = \frac{\pi 32^2}{4} * \frac{1}{125} = 6433,98 \text{ mm}$$

Kuna tõmbe- ja survearmatuur asuvad sümmeetriliselt ristlõikes, survetsooni kõrgus  $s = 0$ .

Betoonplaadi paindekandevõime on leitav valemiga:

$$M_{Rd} = \frac{f_{ak}}{\gamma_a} * (A_s(d_1 - 0,5 * s)) + \frac{f_{ak}}{\gamma_a} * (A'_s(d_2 - 0,5 * s)) \quad (5.40)$$

kus:  $d_2 = 40 + \frac{32}{2} + 16 = 72 \text{ mm}$

$$M_{Rd} = \frac{500}{1,15} * (6433,98 * 148) + \frac{500}{1,15} * (6433,98 * 72) = 413,55 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Kuna paindekandevõime on suurem kui rakendatud paindemoment  $M_{Rd} = 413,55 > 412 = M_{Rd}$ , siis betooni paindekandevõime on tagatud.

Lisaks oli tehtud kontroll servaprussides. Servaprusside laius  $b = 885 \text{ mm}$  ja kõrgus  $h_c = 630 \text{ mm}$ . Kontrolli alusel servaprussidele on valitud armatuurvardad dekiplaadi sama andmetega.

#### 4.2.2 Põikjõu kandevõime

Põikjõu kandevõime määramiseks tuleb määrata põikarmatuuri vajadus. Juhul kui arvutuslik põikjõu kandevõime  $V_{Rd,c}$  on suurem, kui dekiplaadile mõjuv põikjõud, siis ei ole vaja täiendavalt põikarmatuuri lisada:

$$V_{Rd,c} > V_{Ed} \quad (5.41)$$

Arvutuslik põikjõu kandevõime on leitav valemiga:

$$V_{Rd,c} = \left( C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{yk})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \sigma_{cp} \right) b d_1 \quad (5.42)$$

kus:  $C_{Rd,c} = 0,12$ ,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{148}} = 2,16,$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{bd_1} = \frac{6433,98}{1000 * 148} = 0,04,$$

$\sigma_{cp} = 0$  – normaaljõust tingitud pinged ristlõikes.

$$V_{Rd,c} = \left( 0,12 * 2,16 * (100 * 0,04 * 35)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 0 \right) * 1000 * 148 = 205,03 \text{ kN}$$

Tingimus valemist 5.41 on täidetud:  $V_{Ed} = 142,80 < 205,03 = V_{Rd,c}$ , seega täiendavalt põikarmatuuri lisada ei ole vaja, kuid ristlõikes on pandud põikarmatuur läbimõõduga  $d_{\ddot{u}} = d_{\ddot{u}} = 16 \text{ mm}$ , sammuga  $d_{\ddot{u}} = d_{\ddot{u}} = 600 \text{ mm}$  ning kaitsekihiga  $c_{\ddot{u}} = c_{\ddot{u}} = 40 \text{ mm}$ , mis töötab konstruktiivse armatuurina ja millega seotakse pikiarmatuur.

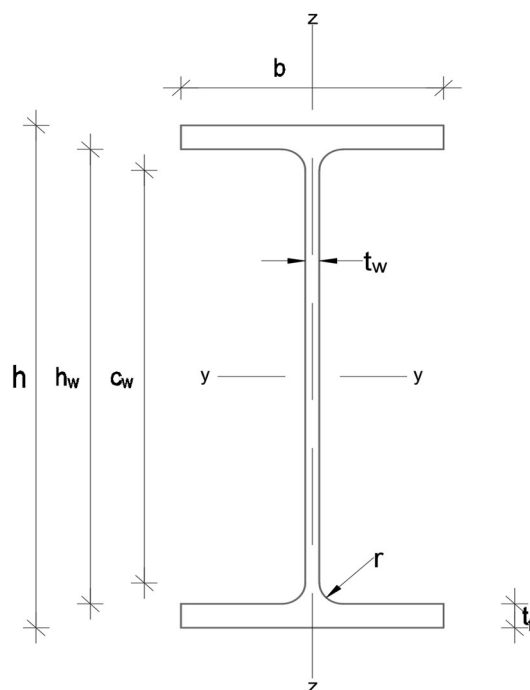
Servaprusside kontrollimisel määratud, et põikarmatuuri ei ole vaja lisada. Konstruktiivse armatuurina valitud sama andmetega armatuurrangid, mis hoiavad pikiarmatuuri.

## 4.3 Pikitalad

Pikitaladena on valitud tala profiiliga HEA650B kogupikkusega 89,1 m, mis toetuvad silla otstes raudbetoon sammastele ning silla keskel sidetalale profiiliga 750x750x20 mm ning pikkusega 13900 mm. Selliste andmete alusel on tehtud talade kandepiiriseisundi kontroll.

### 4.3.1 Profiili andmed

- Tala kõrgus:  $h = 650 \text{ mm}$ ,
- Tala laius:  $b = 300 \text{ mm}$ ,
- Seina laius:  $t_w = 16 \text{ mm}$ ,
- Vööde paksus:  $t_f = 31 \text{ mm}$ ,
- Ümardusraadius:  $r = 27 \text{ mm}$ ,
- Ristlõike pindala:  $A = 28600 \text{ mm}^2$ ,
- Seina kõrgus:  $c_w = h - 2 * (r + t_f) = 534 \text{ mm}$ ,
- Seina kõrgus:  $h_w = h - 2 * t_f = 618 \text{ mm}$ ,
- Vöö laius:  $c_f = \frac{b}{2} - r - \frac{t_w}{2} = 115 \text{ mm}$ .



Joonis 4.4 Terases I-tala andmed

- Inertsimoment y-y telje suhtes:  $I_y = 21,1 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$ ,
- Plastne vastupanumoment y-y telje suhtes:  $W_{pl,y} = 7,32 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ ,
- Elastne vastupanumoment y-y telje suhtes:  $W_{el,y} = 64,8 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$ ,
- Inertsimoment z-z telje suhtes:  $I_z = 1,4 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$ ,
- Plastne vastupanumoment z-z telje suhtes:  $W_{pl,z} = 1,42 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ ,
- Elastne vastupanumoment z-z telje suhtes:  $W_{el,z} = 9,32 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$ .

Kuna silla konstruktsiooniks on valitud vantsild, siis peakandurites on rakendatud nii paindemomendid ja lõikejõud mõlema telje suhtes kui ka survejõud. Allpool on tarkvarast STAAD.Pro saadud suurimad sisejõud:

- Arvutuslik survejõud:  $N_{Ed} = 3971,0 \text{ kN}$ ,
- Arvutuslik tõmbejõud:  $N_{Ed} = 5366,9 \text{ kN}$ ,
- Arvutuslik lõikejõud y-y telje suhtes:  $V_{Ed,y} = 193,4 \text{ kN}$ ,
- Arvutuslik lõikejõud z-z telje suhtes:  $V_{Ed,z} = 332,5 \text{ kN}$ ,
- Arvutuslik paindemoment y-y telje suhtes:  $M_{Ed,y} = 685,2 \text{ kNm}$ ,
- Arvutuslik paindemoment z-z telje suhtes:  $M_{Ed,z} = 107,5 \text{ kNm}$ ,
- Arvutuslik väändemoment:  $T_{ed} \approx 0 \text{ kNm}$ .

Selleks, et leida, kuidas mõjub stabiilsuse kadu ristlõikele ning et valida sobiva arvutusskeemi on vaja ristlõike klassifitseerida.

### 4.3.2 Ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklassi määramisel on kasutatud samaaegselt painutatud ja surutud ristlõike eeskirja ning kontroll on tehtud maksimaalse survejõu ristlõikes, kuna seal asub kriitiline koht ristlõikeklassi määramiseks.

Kontroll teostakse seina ja vööde jaoks eraldi. Alustan tala seinast kus 1. ristlõikeklassi jaoks peab olema täidetud tingimus:

$$\frac{c_w}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13a-1}, \text{ kui } a > 0,5 \quad (5.43)$$

kus:

$$a = 0,5 \left[ 1 + \frac{N_{Ed}}{c_w t_w * f_y} \right] = 0,5 * \left[ 1 + \frac{3971,0 * 10^3}{534 * 16 * 355} \right] = 1,16 \quad (5.44)$$

Valemi 5.43. järgi kontrollin ristlõikeklassi:

$$\frac{534}{16} = 23 \geq 33,4 = \frac{396 * 0,814}{13 * 1,16 - 1}$$

Ristlõige ei kuulu 1. ristlõikeklassi. Jätkan kontrolli 2. ristlõikeklassiga järgmise valemiga:

$$\frac{c_w}{t_w} \leq \frac{456\varepsilon}{13a-1}, \text{ kui } a > 0,5 \quad (5.45)$$

$$\frac{534}{16} = 23 \geq 26,48 = \frac{456 * 0,814}{13 * 1,16 - 1}$$

Kuna tingimus ei ole täidetud, jätkan kontrolli 3. klassi jaoks järgmise tingimusega:

$$\frac{c_w}{t_w} \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 - 0,33\psi}, \text{ kui } \psi > -1 \quad (5.46)$$

kus:  $\psi$  – pingete suhe seina otsades, mis leitakse valemiga 5.47:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (5.47)$$

Maksimaalse survejõu korral lisaks on rakendatud ka paindemomendid:

- Arvutuslik paindemoment y-y telje suhtes:  $M_{Ed,y} = 441,7$  kNm,
- Arvutuslik paindemoment z-z telje suhtes:  $M_{Ed,z} = 3,3$  kNm.

Leian pinged seina otsades valemiga 5.48:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed,y}}{I_y} * z \quad (5.48)$$

kus:  $z = \frac{h_w}{2}$  – kaugus y-y teljest ristlõike kriitilise punktini, mm.

$$\sigma_1 = \frac{3971 * 10^3}{28600} + \frac{441,7}{2,11 * 10^9} * \frac{618}{2} = 203,53 \text{ MPa}$$



$$\sigma_2 = \frac{3971,9 * 10^3}{28600} + \frac{441,7}{2,11 * 10^9} * \left(-\frac{618}{2}\right) = 74,16 \text{ MPa}$$

Valemi 5.47 järgi pingete suhe:

$$\psi = \frac{67,2}{173,09} = 0,36$$

Kontrollin ristlõikeklassi 5.46 valemi järgi:

$$23 \leq 43,24 = \frac{42 * 0,814}{0,67 - 0,33 * 0,36}$$

Sein kuulub 3. ristlõikeklassi.

Teostan vöö tõmmatud servaga ristlõikeklassi kontrolli, kus on 1. ristlõikeklassi korral järgmine tingimus:

$$\frac{c_f}{t_f} \leq \frac{9\varepsilon}{a\sqrt{a}} \quad (5.49)$$

kus:

$$a = 0,5 \left[ 1 + \frac{N_{Ed}}{c_f t_f * f_y} \right] = 0,5 * \left[ 1 + \frac{3971 * 10^3}{115 * 31 * 355} \right] = 2,07$$

Valemi 5.49 järgi:

$$\frac{115}{31} = 3,71 \geq 2,46 = \frac{9 * 0,814}{2,07 * \sqrt{2,07}}$$

Ristlõige ei kuulu 1. ristlõikeklassi.

2. ristlõikeklassi jaoks tingimus on järgmine:

$$\frac{c_f}{t_f} = 3,71 \geq 2,73 = \frac{10\varepsilon}{a\sqrt{a}} \quad (5.50)$$

Jätkan kontrolli 3. ristlõikeklassiga:

$$\frac{c_f}{t_f} = 21 * \varepsilon * \sqrt{k_\sigma} \quad (5.51)$$

kus:  $k_\sigma$  – mõlketegur, mis sõltub pingete suhest.

Leian vöö pinged valemiga 5.48:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed,y}}{I_y} * z + \frac{M_{Ed,z}}{z} * y \quad (5.52)$$

$$\sigma_2 = \frac{3971 * 10^3}{28600} + \frac{441,7 * 10^6}{2,11 * 10^9} * \frac{550}{2} + \frac{3,3 * 10^6}{1,4 * 10^8} * \frac{300}{2} = 210,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{3052,9 * 10^3}{25410} + \frac{441,7 * 10^6}{1,37 * 10^9} * \frac{550}{2} + \frac{3,3 * 10^6}{1,4 * 10^8} * 0 = 206,88 \text{ MPa}$$

Leian pingete suhe vöös kasutades valemi 5.47:

$$\psi = \frac{206,88}{210,38} = 0,98$$

Mõlketeguri võib leida valemiga 5.53:

$$k_{\sigma} = 0,57 - 0,21\psi + 0,07 * \psi^3 \quad (5.53)$$

$$k_{\sigma} = 0,57 - 0,21 * 0,98 + 0,07 * 0,98^3 = 0,43$$

Ning kontrollin valemiga 5.51:

$$3,71 < 11,2 = 21 * 0,814 * \sqrt{0,43}$$

Vöö kuulub 3. ristlõikeklassi ning seega kogu ristlõike kuulub 3. klassi.

### 4.3.3 Survekandevõime

Tala kandevõime kontrollil survele peab arvutuslik survejõud olema võrdne või väiksem arvutuslikust survekandevõimest:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (5.54)$$

kus:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28600 * 355}{1} = 10153 \text{ kN} \quad (5.55)$$

Vastavalt valemile 5.54:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{3971}{10153} < 1$$

Seega survekandevõime tingimus on täidetud.

### 4.3.4 Tõmbekandevõime

Tala tõmbekandevõime võib kontrollida valemiga 5.56:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (5.56)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{5366,9}{10153} < 1$$

Survekandevõime on tagatud.

### 4.3.5 Paindekandevõime

Tala paindekandevõime kontrollitakse valemiga 5.57:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1 \quad (5.57)$$

kus:  $M_{C,Rd}$  – arvutuslik paindekandevõime, kNm.

Arvutuslik paindekandevõime 3. ristlõikeklassi jaoks arvutatakse kasutades elastse vastupanumomendi järgmise valemiga:

$$M_{C,Rd} = \frac{f_y * W_{el}}{\gamma_{M0}} \quad (5.58)$$

Paindekandevõime y-y telje suhtes:

$$M_{C,Rd,y} = \frac{355 * 64,8 * 10^5}{1} = 2300,4 \text{ kNm}$$

Vastavalt valemile: 5.57:

$$\frac{685,2}{2300,4} \leq 1$$

Ning z-z telje suhtes:

$$M_{C,Rd,z} = \frac{355 * 9,32 * 10^5}{1} = 330,86 \text{ kNm}$$

Vastavalt valemile 5.57:

$$\frac{107,5}{330,86} \leq 1$$

Seoses sellega paindekandevõime on tagatud mõlemate telgede suhtes.

#### 4.3.6 Põikjõu kandevõime

Põikjõu kandevõime kontrollimisel peab arvutuslik põikjõud iga ristlõike klassi korral vastama tingimusele:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.59)$$

kus:  $V_{C,Rd}$  – arvutuslik põikjõukandevõime, kN.

Arvutuslik põikjõukandevõime leitakse valemiga 5.60, kui ristlõikes puudub väändemoment:

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.60)$$

kus:  $A_v$  – ristlõike lõikepindala, mm<sup>2</sup>.

Lõikepindala on leitav valemitega 5.61 ja 5.62 valtsitud I- ja H-profiilidel:

$$A_{v,z} = 2b * t_f = 2 * 300 * 31 = 18600 \text{ mm}^2, \quad (\text{seina sihis}) \quad (5.61)$$

$$A_{v,y} = A - 2b * t_f + (t_w + 2r)t_f = 28600 - 2 * 300 * 31 + (16 + 2 * 27) * 31 = 12170 \text{ mm}^2, \quad (\text{vööde sihis}) \quad (5.62)$$

Põikjõukandevõime leian valemiga 5.60:

$$V_{C,Rd,y} = \frac{18600 * (355/\sqrt{3})}{1} = 3812,24 \text{ kN} \geq 193,4 \text{ kN}$$

$$V_{C,Rd,z} = \frac{12170 * (355/\sqrt{3})}{1} = 2494,36 \text{ kN} \geq 332,5 \text{ kN}$$

Põikjõukandevõime on tagatud. Lisaks sellele on vaja ka jäikusribideta taladel kontrollida, kas seina nihkestabiilsuse kontroll on vajalik. Nihkestabiilsuse kontroll on vajalik, kui ei ole täidetud järgmine tingimus:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (5.63)$$

kus:  $\varepsilon$  – suhteline deformatsioon,

$\eta$  – üleminekutegur, S355 terase klassi puhul  $\eta = 1,2$ .

Kasutades valemi 5.62:

$$\frac{618}{16} = 38,63 < 72 * \frac{0,814}{1,2} = 48,82$$

selgub, et seina nihkestabiilsuse kontroll ei ole vajalik.

#### 4.3.7 Pikijõu ja paindemomendi koosmõju

Pikijõu ja paindemomendi koosmõjul nendest tingitud maksimaalsed normaalpinged ristlõikes peavad rahuldama järgmise tingimuse:

$$\sigma_{x,Ed} < \pm \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.64)$$

kus:  $\sigma_{x,Ed}$  – paindemomendist ja pikijõust tingitud maksimaalne arvutuslik normaalpinge, MPa.

Suurim pinge väärtus on maksimaalse y-y telje paindemomendi absoluutväärtuse puhul, kus esinevad ka lisaks:

- Arvutuslik pikijõud:  $N_{Ed} = -5078,0 \text{ kN}$ ,
- Arvutuslik paindemoment z-z telje suhtes:  $M_{Ed,z} = -10,5 \text{ kN}$ .

Valemiga 5.52 leian pinge:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{-5078 * 10^3}{28600} + \frac{685,2 * 10^6}{2,11 * 10^9} * \left(-\frac{550}{2}\right) + \frac{-10,5 * 10^6}{1,4 * 10^8} * \frac{300}{2} = -294,34 \text{ MPa}$$

Kontrollin kandevõime kasutades valemi 5.64:

$$-294,34 < -\frac{355}{1,1} = -322,7 \text{ MPa}$$

Pikijõu ja paindemomendi koosmõju kandevõime on tagatud.

### 4.3.8 Põikjõu koosmõju paindega

Põikjõu koosmõju paindega võib jätta arvestamata, kui põikjõud ei ületa poolt põikjõukandevõimet:

$$V_{Ed,y} < 0,5V_{Rd,y} = 1906,1 \text{ kN} \quad (5.65)$$

$$V_{Ed,z} < 0,5V_{Rd,z} = 1247,2 \text{ kN} \quad (5.66)$$

Põikjõu mõju ei ole vaja arvesse võtta mõlema telje suhtes. Lisaks sellele, põikjõu paindemomendi ning pikijõu kontrollil ei ole vaja arvesse võtta põikjõu mõju, kuna põikjõud ei ületa pool põikjõukandevõimet. See tähendab, et piisab ainult pikijõu ja paindemomendi koosmõju kandevõime kontrolli.

## 4.4 Püloonid

Püloonide ristlõikeks on valitud toru 1,2x1,2 m seina paksusega 25 mm teraseklassiga S355.

Kuna see ei ole valmistoode, siis toru on vaja keevitada, seoses sellega ristlõike geomeetrilised andmed puuduvad ja neid on vaja arvutada. Ristlõige on sümmeetriline, see tähendab, et ristlõike momendid on samaväärsed y-y ja z-z telgede suhtes.

### 4.4.1 Profiili andmed

- Ristlõike kõrgus:  $h = 1200 \text{ mm}$ ,
- Ristlõike laius:  $b = 1200 \text{ mm}$ ,
- Seina laius:  $t = 35 \text{ mm}$ ,
- Ristlõige sisemine kõrgus:  $c = 1200 + 2 * 35 = 1130 \text{ mm}$ ,
- Ristlõike pindala:  $A = 2 * 1200 * 30 + 2 * (1200 - 30) * 25 =$   
 $= 163100 \text{ mm}^2$ ,
- Inertsimoment:  $I = \frac{h^4 - c^4}{12} = 3,69 * 10^{10} \text{ mm}^4$ ,
- Plastne vastupanumoment:  $W_{pl} = \frac{h^3 - c^3}{4} = 7,13 * 10^7 \text{ mm}^3$ ,
- Elastne vastupanumoment:  $W_{el} = \frac{2I_y}{h} = 6,15 * 10^7 \text{ mm}^3$ ,
- Inertsiraadius:  $i = \sqrt{\frac{A}{I}} = 475,8 \text{ mm}$ ,

- Väändeinertsimoment:  $I_t = \frac{2 \cdot t^2 \cdot 2(h-t)^2}{2 \cdot h \cdot t - 2 \cdot t^2} = 479,8 \text{ mm}^4$ .

#### 4.4.2 Kandepiirseisund

- Arvutuslik survejõud:  $N_{Ed} = 12561 \text{ kN}$ ,
- Arvutuslik lõikejõud y-y telje suhtes:  $V_{Ed,y} = 1335,2 \text{ kN}$ ,
- Arvutuslik lõikejõud z-z telje suhtes:  $V_{Ed,z} = 842,5 \text{ kN}$ ,
- Arvutuslik paindemoment y-y telje suhtes:  $M_{Ed,y} = 4522,2 \text{ kNm}$ ,
- Arvutuslik paindemoment z-z telje suhtes:  $M_{Ed,z} = 4338 \text{ kNm}$ ,
- Arvutuslik väändemoment:  $T_{Ed} = 454,7 \text{ kN}$ .

#### 4.4.3 Ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklassi määramisel kasutatakse surutud ja painutatud ristlõike eeskirju, kuna ristlõikes on nii tõmbejõud, kui ka paindemoment.

Valemi 5.44 kasutades:

$$a = 0,5 * \frac{1 + N_{Ed}}{c * t * f_y} = 0,5 * \frac{1 + 12561}{1150 * 25 * 355} = 0,5$$

ning vastavalt valemile 5.43:

$$\frac{1130}{30} = 32,29 < 58,5 = \frac{396 * 0,814}{13 * 0,5 - 1}$$

Pülooni kuuluvad 1. ristlõikeklassi.

#### 4.4.4 Survekandevõime

Tala kandevõime kontroll survele toimub samade valemite järgi, nagu pikitaladel.

Valemi 5.55 järgi leian arvutusliku survekandevõime:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{163100 * 355}{1} = 57900,5 \text{ kN}$$

Kasutades valemi 5.54 järgi, selgub, et survejõud on väiksem, kui survekandevõime:

$$\frac{12561}{57900,5} < 1$$

ning püloonide survekandevõime on tagatud.

#### 4.4.5 Paindekandevõime

Paindekandevõime kontrolli jaoks leian arvutusliku paindekandevõime valemiga 5.58:

$$M_{C,Rd} = \frac{355 * 7,13 * 10^7}{1} = 25302,9 \text{ kNm}$$

Valemiga 5.57 kontrollin paindekandevõime y-telje suhtes:

$$\frac{4522,2}{25302,9} \leq 1$$

Ja z-telje suhtes:

$$\frac{4338}{25302,9} \leq 1$$

Paindekandevõime on tagatud mõlemate telgede suhtes.

#### 4.4.6 Vääne

Väändemomendi kontroll on vajalik, kui selle mõju on suurem kui 10% painde mõjust:

$$4522,2 * 10\% = 452,2 < 454,7 = T_{Ed} \quad (5.67)$$

Vastavalt sellele, põikjõu kandevõime kontrollimisel tuleb võtta arvesse ka väändemomendi mõju.

#### 4.4.7 Lõikekandevõime

Põikjõu kontroll toimub valemiga 5.68:

$$\frac{V_{C,Ed}}{V_{Te,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.68)$$

kus:  $V_{Te,Rd}$  – väändemomendist tingitud vähendatud põikjõud

Vähendatud põikjõud leitakse valemiga:

$$V_{Te,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \gamma_{M0}} \right] * V_{Rd} \quad (5.69)$$

kus:  $\tau_{t,Ed}$  – vabaväändest tingitud nihkepinged.

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{Ed}}{I_t * t} = \frac{442 * 10^6}{5,53 * 10^{10} * 30} = 0,29 \text{ N/mm}^2 \quad (5.70)$$

kus:  $T_{Ed}$  – väändemoment, kNm.

Põikjõu kandevõime normaalväärtuse leidmiseks on vaja leida lõikepindala, mis leitakse toruprofiilide korral valemiga 5.71:

$$A_v = A - 2 * c * t = 163100 - 2 * 30 * 1130 = 84000 \text{ mm}^2 \quad (5.71)$$

ning põikjõu väärtus valemi 5.60 järgi:

$$V_{C,Rd} = \frac{84000 * 10^{-3} * \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 17216,59 \text{ kN}$$

Vastavalt valemile 5.69:

$$V_{Te,Rd} = \left[ 1 - \frac{0.272}{\left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)} \right] * 17216,59 = 17192,43 \text{ kN}$$

Tingimus valemist 5.68:

$$\frac{900}{17192,43} \leq 1,0$$

On täidetud ning kandevõime on tagatud. Kontroll on teostatud ainult y-y telje suhtes, kuna põikjõud on oluliselt vähem z-z telje suhtes ning kandevõime mõlemate telgede suhtes on peaaegu samaväärne.

#### 4.4.8 Põikjõu koosmõju paindega

Põikjõu mõju paindele ei ole vaja kontrollida kuna põikjõud ei ületa pool põikjõukandevõime.

Pikijõu koosmõju paindemomendiga kontrollitakse valemiga 5.72:

$$\left[ \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \right]^a + \left[ \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} \right]^b \leq 1 \quad (5.72)$$

kus:

$$a = b = \frac{1,66}{1 - 1,13 \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^2}, \quad \text{kusjuures } a = b \leq 6 \quad (5.73)$$

$$\frac{1,66}{1 - 1,13 \left(\frac{12561}{57900,5}\right)^2} = 1,75 < 6$$

Pikijõu koosmõju paindemomendiga vastavalt valemile 5.72:

$$\left[ \frac{4522,2}{25302,9} \right]^{1,75} + \left[ \frac{4338}{25302,9} \right]^{1,75} = 0,09 \leq 1$$

Kandevõime on tagatud

#### 4.4.9 Nõtkekandevõime

Kuna püloonidel on jäik tugi ainult allpool, tuleb teha ka üldstabiilsuse kontroll.

Nõtkekandevõime kontrollimisel surutud vardal peab olema täidetud tingimus:



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.74)$$

kus:  $N_{b,Rd}$  – varda arvutuslik nõtkekandevõime

Nõtkekandevõime leitakse valemiga 5.75:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M,1}} \quad (5.75)$$

kus:  $\chi$  – nõtketegur.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \quad (5.76)$$

kus:  $\Phi$  – abisuurus

$$\Phi = 0,5[1 + a(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad (5.78)$$

$\lambda$  – tingsaledus,

$a$  – nõtkekõvera hälbetegur, mis sõltub nõtkekõverast ja võetakse tabeli järgi.

Kuna püloonideks on võetud õõnesprofiil, siis piisab ainult paindenõtke kontrollist. Õõnesprofiilid ei ole tundlikud väände- ja paindeväändenõtke suhtes.

Tingsaledus paindenõtkel leitakse valemiga 5.79:

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i * 93,9\varepsilon} = \frac{2 * 20725}{475,8 * 93,9 * 0,814} = 1,14 \quad (5.79)$$

$L_{cr}$  on kriitiline pikkus. Pikkuseks on võetud pikkus sidetaladest pülooni tipuni, sest pülooni alumine osa koos sidetalaga moodustab jäiga sõlme. Redutseerimistegur, mille abil leitakse kriitiline pikkus on 2,0.

Leian valemiga 5.31 abisuuruse  $\Phi$ , hälbeteguri väärtus tabeli järgi on 0,49:

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(1,14 - 0,2)1,14^2] = 1,38$$

Nõtketegur leitakse valemi 5.76 abil:

$$\chi = \frac{1}{1,38 + \sqrt{1,38 - 1,13^2}} = 0,46$$

Arvutuslik nõtkekandevõime vastavalt valemile 5.75:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,46 * 163100 * 355}{1,1} = 24386,65 \text{ kN}$$

Tingimus 5.74 on täidetud:

$$\frac{12561}{17751,6} \leq 1,0$$

Ning nõtkekandevõime on tagatud. Kontroll on tehtud ühe telje suhtes, kuna väärtused on samad sümmeetrilisuse tõttu ja võetud suurim survejõud y-y telje suhtes.

#### 4.4.1 Kiivekandevõime

Kiivekandevõime kontroll toimub paindemomendi ja pikijõu koosmõju kontrolli eeskirjade järgi. Peavad olema täidetud järgmised tingimused:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} + k_{yy} \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} M_{Rd,y}} + k_{yz} \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} \leq 1 \quad (5.80)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rd}} + k_{zy} \frac{M_{Ed,y}}{\chi_{LT} M_{Rd,y}} + k_{zz} \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} \leq 1 \quad (5.81)$$

kus:  $\chi_y = \chi_z$  – valemiga 5.76 leitud nõtketegur,  
 $\chi_{LT}$  – kiivetegur,  
 $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  – koosmõjutegurid.

Kiivetegur leitakse sama põhimõttega nagu nõtketeguri leidmisel, kuid kasutatakse painutatud varda tingsaledus  $\lambda_{LT}$ , mida võib leida valemiga 5.82:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{plf_y}}{M_{cr}}} \quad (5.82)$$

kus:  $M_{cr}$  – kriitiline paindemoment kiivel.

Kriitiline paindemoment kiivel leitakse valemiga 5.83:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \left[ \sqrt{\frac{I_w}{I} + \frac{L_{cr}^2 I_t G}{2,6\pi^2 I}} \right] \quad (5.83)$$

kus:  $C_1$  – paindemomendi epüüri kujust sõltuv tegur, võetakse tabeli järgi,  
 $I_w$  – ristlõike sektoriaal inertsimoment, mis võrdub nulliga õõnesprofiilidel.

$$M_{cr} = 2,578 \frac{\pi^2 * 210000 * 3,69 * 10^{10}}{41450^2} * \left[ \sqrt{\frac{41500^2 * 5,53 * 10^{10}}{2,6 * \pi^2 * 3,69 * 10^{10}}} \right] = 1,15 * 10^{12} \text{ Nmm}$$

Leian tingsaleduse valemiga 5.82:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{7,13 * 10^7 * 355}{1,15 * 10^{12}}} = 0,148$$

ning kiivekandevõime abisuuruse valemiga 5.78 kasutades nõtkekõvera hälbeteguri asemel kiivekõvera hälbeteguri väärtusega 0,76:

$$\begin{aligned} \Phi_{LT} &= 0,5 [1 + a(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = \\ &= 0,5 * [1 + 0,76 * (0,148 - 0,2) + 0,148^2] = 0,491 \end{aligned} \quad (5.84)$$

Asendades valemis 5.76 nõtkega seotud suurused kiivega seotud suurustele leian kiiveteguri:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,491 + \sqrt{0,491^2 - 0,148^2}} = 1,042$$

Abisuurus  $k_{yy}$  on leitav valemiga:

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rd}}{\gamma_{M1}}} \right) \quad (5.85)$$

kus:  $C_{my}$  – paindemomendist sõltuv tegur.

$C_{my}$  võib leida valemiga 5.86:

$$C_{my} = -0,8 * \frac{M_h}{M_s}, \text{ kusjuures } C_{my} > 0,4 \quad (5.86)$$

kus:  $M_s, M_h$  – paindemomendi väärtused tala otsades, kNm.

$$C_{my} = -0,8 * \frac{-2613,7}{2022,1} = 0,619 > 0,4$$

Valemi 5.85 järgi:

$$k_{yy} = 0,619 * \left( 1 + 0,8 * \frac{12561}{\frac{0,46 * 57900,5}{1,1}} \right) = 0,92$$

Leian teguri  $C_{mz}$  valemiga 5.86:

$$C_{mz} = -0,8 * \frac{1628,8}{-1616,1} = 0,794 > 0,4$$

Ning  $k_{yy}$  leidmiseks valem 5.87:

$$k_{zz} = C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rd}}{\gamma_{M1}}} \right) \quad (5.87)$$

$$k_{zz} = 0,794 * \left( 1 + 1,4 * \frac{12561}{\frac{0,46 * 57900,5}{1,1}} \right) = 1,07$$

Tegurid  $k_{yz}$  ja  $k_{zy}$  valemitega 5.88 ning 5.99:

$$k_{yz} = 0,6 * k_{zz} = 0,6 * 1,07 = 0,64 \quad (5.88)$$

$$k_{zy} = 0,8 * k_{yy} = 0,8 * 1,07 = 0,735 \quad (5.89)$$

Kontrollin kiivekandevõime valemitega 5.80 ja 5.81:

$$\frac{12561}{0,46 * 57900,5} + 0,92 * \frac{4522,2}{1,04 * 25302,9} + 0,64 * \frac{4338}{25302,9} = 0,815 \leq 1$$

$$\frac{12561}{0,46 * 57900,5} + 0,735 * \frac{4522,2}{1,04 * 25302,9} + 1,07 * \frac{4338}{25302,9} = 0,85 \leq 1$$

Tingimused on täidetud ja kiivekandevõime on tagatud.

## 4.5 Sidetalad

Sidetalad, mis asuvad pikitalade all ja püloonide ülemises osas on projekteeritud ka eritoodest. Ristlõikeks on valitud nelikanttoru 750x750 mm seinapaksusega 20 mm. Sidetalad asuvad püloonide vahel ja nende pikkus on 13,9 m.

Sidetalade tugevuskontroll toimub püloonide sama põhimõtete ja valemite järgi, seega tugevuskontroll ei ole lõputöös näidatud.

## 4.6 Vandid

Vantideks on valitud 100 mm läbimõõduga z-kujuline tross, mille traadid on galvaniseeritud. Vandid on kinnitatud ühelt poolt püloonidele sammuga 4 m ning teiselt poolt pikitaladele sammuga 7,2 m. Ühele püloonile on mõlemalt poolt kinnitatud 5 vante. Trossi minimaalne tõmbeugevus on 1750 MPa. Z-kujulisel trossil on parem kontakt pindadega nii pülooni sadulas kui ka ankrusõlmedes.

Kuna vandid töötavad ainult tõmbejõul, seega puudub paindemoment, tuulekoormusest tingitud löikejõud on tühine ja põikjõu tugevuskontroll ei ole vajalik.

Vantides on maksimaalne tõmbejõu väärtus  $N_{Ed} = 2609,2 \text{ kN}$ , leian vandi ristlõike pindala:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi * 100^2}{4} = 7853,98 \text{ mm}^2 \quad (5.90)$$

Tõmbekandevõime võib leida valemiga 5.55:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7853,98 * 1570}{1} = 12330,75 \text{ kN}$$

Valemiga 5.56:

$$\frac{2609,2}{12330,75} < 1$$

Seega vantide kandevõime on tagatud.

## 4.7 Kasutuspiirseisund

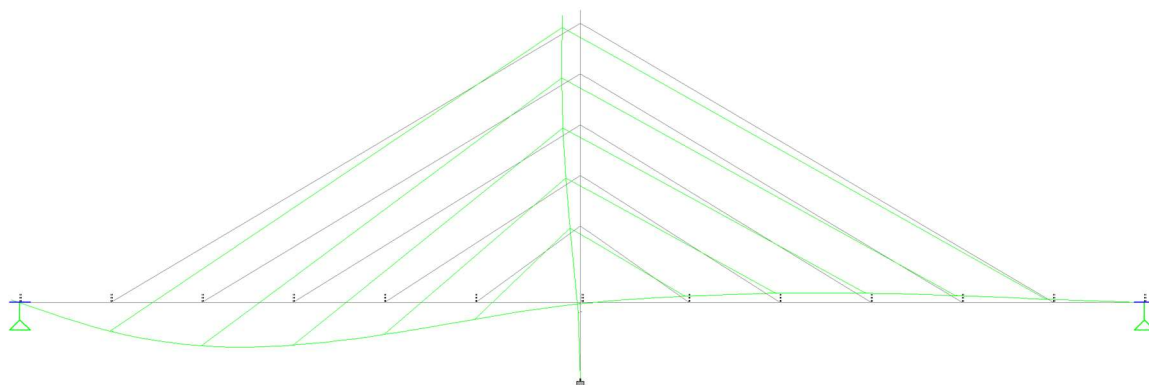
Kasutuspiirseisundis kontrollin silla läbipainde. Kuna sild toetub keskelt sidetaladele, siis silla ava pikkus on pool silda  $L_{ava} = \frac{L}{2} = 44,4$  m. Silla maksimaalne lubatud läbipainde on leitav valemiga 5.91:

$$\delta_{lub} = \frac{L_{ava}}{250} = \frac{44,4}{250} = 177,6 \text{ mm} \quad (5.91)$$

Arvutiprogrammist saadud siire maksimaalne väärtus on  $\delta_{max} = 150,6$  mm.

Kuna maksimaalne läbipainde on väiksem kui maksimaalne lubatud läbipaine  $\delta_{lub} > \delta_{max}$ , tingimus on täidetud.

Joonisel allpool on rohelisega näidatud silla siirded, kui liikluskoormused on rakendatud ainult poolel sillal (ei ole mõõtkavas):



Joonis 4.5 Silla siirded

## 4.8 Liited ja sõlmed

Eelprojektis oli arvestatud, et põiktalad ja pikitalad keevitatakse omavahel objektil enne paigaldamist. Põiktalade ülemised osad lihvitakse, et oleks võimalik neid paigaldada pikitalade vööde vahele, kusjuures pikitalade ja põiktalade ülemised osad peavad olema samal kõrgusel. Selleks tuleb ka pikitalade alumisele vööle paigaldada plaat, et tagada jäiga kinnituse.

I-talade jätkamiseks tuleb kasutada plaate, mida võib keevitada või kinnitada poltidega vastavalt EVS-EN 1993-1-8.

Sidetlade otstesse tuleb keevitada plaadi, et sidetalad kinnitada püloonidega poltidega.

## 4.9 Sambad

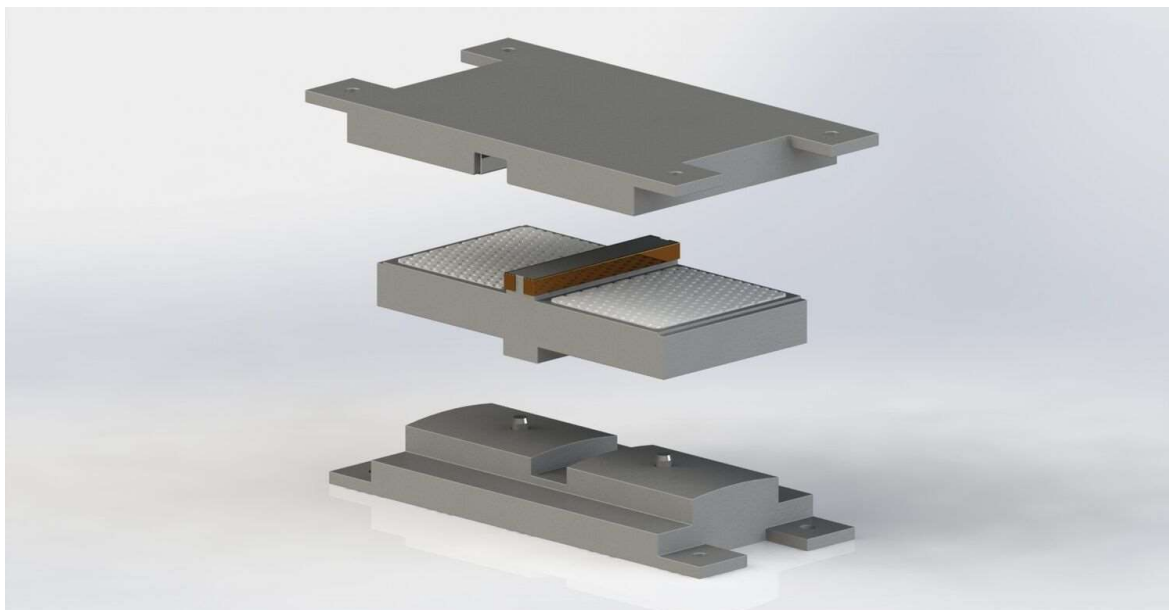
Sammaste täpne valik on võimalik teha ainult pärast geoloogiliste uuringute läbiviimist. Seda põhjusel, et praegu puuduvad andmed kruntide ja kõrgveetaseme kohta, lõputöös on esitletud eskiislahendus.

Kaldasammaste toereaktsioonid on väiksed. Sellest tulenevalt on soovitatud kasutada kinnise servaga kaldasambaid koos taldmikuga. Ette tuleb näha ka tiivad. Põhiprojekti koostamisel on vaja teha ümberlüke, nihe ja vundamendi tugevuse kontroll. Kaldasammaste tagaseinte taga on pealesõidu plaadid minimaalse pikkusega 4000 mm. Maksimaalne vertikaalne toereaktsioon pülooni vundamendile on  $V_{Ed} = 12723 \text{ kN}$ . Selliste väärtustega on üks võimalik variant vaivundamenti kasutamine. Vaiad tuleb süvistada sügavale, kus pinnase kandevõime ületab 8 MPa ja kasutada 1,2 m läbimõõduga vaiu, mis sobivad kokku pülooni ristlõikega. Alternatiivina saaks kasutada väiksema diameetriga vaiu või mikrovaiu, kuid selle variandi kasutamisel tuleb ette näha rostvõrgi vundamendi kandevõime tagamiseks.

## 5. SILLA VARUSTUS

### 5.1 Tugiosad

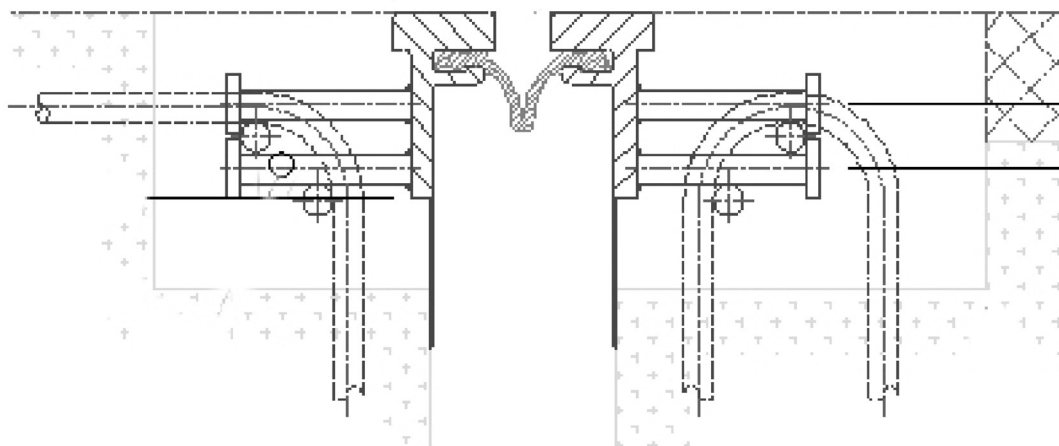
Silla toekoormused on võetud tarkvarast Bentley Staad.Pro. Silla tugiosadele on rakendatud horisontaalne sillaga risti jõud väärtusega  $H_{Ed} = 89,7 \text{ kN}$  ja vertikaalne jõud väärtusega  $V_{Ed} = 96,8 \text{ kN}$ . Selle andmete alusel on valitud Mageba poolt tehtud RESTON-LINEAR, mis ka lubab pöördeid ühes suunas.



Joonis 5.1 Võimalik tugiosa lahendus

### 5.2 Deformatsioonivuugid

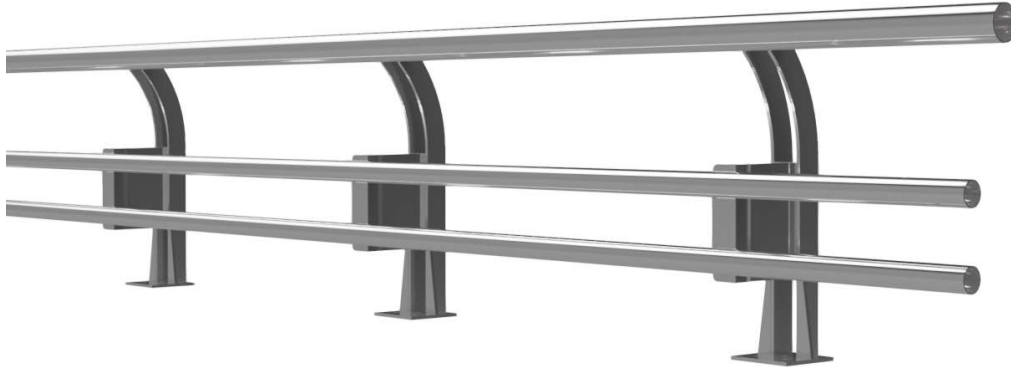
Silla horisontaalse liikumise võimaldamiseks on vaja ette näha deformatsioonivuugid. Silla mudelist saadud maksimaalne horisontaalne liikumine ühes suunas on 32 mm ja teises suunas on 25 mm. Seega valitud Mageba TENSA GRIP, mis võimaldab liikumised väärtusega 80 mm.



Joonis 5.2 Võimalik deformatsioonivuugi lahendus.

### 5.3 Silla piirded

Sõidutee mõlemalt poolt tuleb ette näha terasest pörkepiirded kõrgusega 0,5 m või betoonirinnatised. Visuaalselt poolelt on pakutud kasutada terasest süsteemi H4bW4:

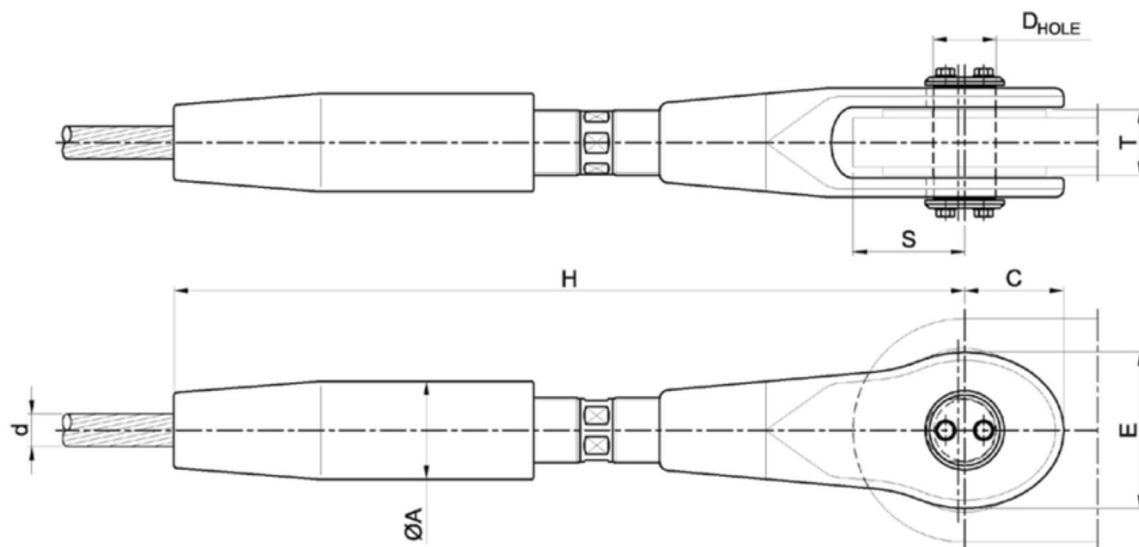


Joonis 5.3 Pakutud pörkepiirde lahendus

Lisaks tuleb ette näha ka käsipuud jalakäijate tee mõlemale poole kõrgusega vähemalt 1,1 m.

### 5.4 Vantide ankurdus

Vandid peavad olema ankurdatud pikitaladele ja püloonidele. Selleks võib kasutada ettevõtte Teufelberger pakutud süsteeme. Vandi ankurdus TBF 100, mis võtab vastu jõu väärtusega  $N_{Rd} = 8000 \text{ kN}$ , kusjuures maksimaalne vandi arvutuslik tõmbejõud on  $N_{Ed} = 2609,2 \text{ kN}$



Joonis 5.4 Vandi ankurdus



## KOKKUVÕTE

Lõputöö põhieesmärgiks oli eskiisprojekti alusel projekteerida 2+2 põhitee ületamiseks vantsild. Projekteerimisel oli võetud arvesse Transpordiameti poolt koostatud tehniline kirjelduse „Riigitee 3 Jõhvi–Tartu–Valga km 138,4-152,0 asuva Tartu–Nõo lõigu eelprojekti koostamine“. Silla puhas sildeava on 89 m ja laius 13,6 m, puhas ava on 43,4 m.

Lõputöö suureks osaks on tarkvaras Bentley Systems Staad.Pro abil mudeli loomine. See osa on lõputöö seletuskirjas näidatud väikses mahus. Mudeli peal oli rakendatud koormused: Koormusmudel 1, Koormusmudel 3 ja Koormusmudel 4, omakaalukoormused, rakendati ka tuule- ja temperatuurikoormuseid. Rakendatud oli ka nende kombinatsioonid. Lõputöös oli eskiislahendus optimiseeritud, tehtud dekiplaadi, peakandurite, püloonide ja vantide valikul analüüs. Komposiitdekiplaati kontrolliti kahes tööolukorras. Esimeses tööolukorras, kui betoon ei ole tardunud ning talad võtavad vastu nendele rakendatud koormuse ilma koostöödeta betooniga, kontrolliti põiktalade paindekandevõimet ning kiivekandevõimet. Teises tööolukorras teostati põikjõu ja paindekandevõime kontrolli. Eraldi tehti armeerimise valik betoonosas, mis ei tööta komposiidiga. Põiktalad on projekteeritud profiilist HEB600 ning dekiplaadi sõidutee osa muutuva paksusega minimaalselt 220 mm. Jalakäijate teel on betooni paksuseks 420 kuni 505 mm, servaprusside kõrguseks on valitud 630 mm. Pikitalade valik ja kontroll on teostatud Eurokoodeksi 3 järgi kandepiiriseisundi eeskirjade järgi. Kontrolliti talade piki- ja põikjõu kandevõime, paindekandevõime ning sisejõudude koosmõjul tala kandevõime. Peakanduriteks on valitud HEB650 ristlõikega talad.

Püloonide kontroll oli teostatud samade põhimõtete järgi nagu pikitaladel, kui lisaks oli teostatud üldstabiilsuse kontroll: kiivekandevõime ja nõtkekandevõime kontroll. Püloonideks oli valitud nelikanttoru mõõtudega 1200x1200 mm ja seinapaksusega 35 mm. Teostatud vantide kontroll tõmbejõu kandevõimele, pakutud ankurdussüsteemi lahendus.

Silla kaldasammaste eskiislahenduseks on pakutud kinnise servaga kaldasambad koos taldmikuga, püloonide vundamentidele tuleb ette näha vaiad ristlõikega 1200 mm või mikrovaiad koos roostvõrguga.

Lõputöös on pakutud ka sillapiirde ja rinnatise lahendused, tugiosade ja deformatsioonivuukide võimalikud variandid, drenaazisüsteem.

Kokkuvõtteks lõputöö põhieesmärk sai täidetud. Tehtud oli vantsilla kasutamise sügav analüüs 2+2 põhitee rampidega ületamiseks ning optimiseeritud eskiisprojekti konstruktsioon ja selle osad. Lõputöös on esitatud suures mahus eeskirjad ja valemid terasest ning terasest ja betoonist komposiitkonstruktsioonide tugevusarvutusteks.

## SUMMARY

The main goal of the thesis was to design a cable-stayed bridge to cross the 2+2 main road based on the sketch project. During the design process, the technical description "Preparation of the Tartu-Nõo section located at km 138.4-152.0 of Riigitee 3 Jõhvi-Tartu-Valga" was taken into account. The clear length of the bridge is 89 m and the width is 13.6 m, the clear span is 43.4 m.

A large part of the thesis is the creation of a model using the software Bentley Systems Staad.Pro. This part is shown in a small volume in the explanatory letter of the thesis. Loads were applied on the model: Load model 1, Load model 3 and Load model 4, self-weight loads, wind and temperature loads were also applied. Their combinations were also implemented. In the thesis, the sketch solution was optimized, an analysis was made on the selection of the deck plate, main carriers, pylons and cables. The composite deck plate was tested in two operating situations. In the first working situation, when the concrete has not hardened and the beams receive the load applied to them without cooperation with the concrete, the bending capacity and pile bearing capacity of the transverse beams were checked. In the second working situation, the transverse force and flexural load capacity were checked. A choice of reinforcement was made separately in the concrete part that does not work with the beams as a composite. The transverse beams are designed from the HEB600 profile, and the roadway part of the deck plate has a variable thickness of at least 220 mm. The concrete thickness for the pedestrian path is 420 to 505 mm, the height of the curbs is 630 mm.

The selection and inspection of the longitudinal beams has been carried out according to Eurocode 3 according to the regulations of the ultimate limit state. The longitudinal and transverse load capacity of the beams, the bending capacity and the load capacity of the beam under the combined effect of internal forces were checked. Beams with cross-section HEB650 have been chosen as main carriers.

The control of the pylons was carried out according to the same principles as the longitudinal beams, while the general stability control was also carried out: pile load capacity and flexural load capacity check. A square tube with dimensions of 1200x1200 mm and a wall thickness of 35 mm was chosen for the pylons. Performed inspection of the cables for tensile load capacity, proposed anchoring system solution.

As a sketch solution for the shore piers of the bridge, shore piers with a closed edge are proposed with soles, piles with a cross-section of 1200 mm or micro-piles with grillage must be provided for the foundations of the pylons.

Solutions for bridge parapet and barrier system, possible variants of support parts and deformation joints, drainage system are also proposed in the thesis.

In conclusion, the main objective of the thesis was fulfilled. An in-depth analysis of the use of a cable-stayed bridge for crossing the 2+2 main road with ramps was done, as well as the optimized sketch project structure and its parts. The thesis presents on a large scale rules and formulas for strength calculations of steel and steel and concrete composite structures.

## KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU

[1] Eurokoodeks. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused, EVS-EN 1990:2002+NA:2002. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.evs.ee/et/evs-en-1990-2002-na-2002-consolidated>

[2] Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 2: Sildade liikluskoormused, EVS-EN 1991-2:2004+NA:2007. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.evs.ee/et/evs-en-1991-2-2004-na-2007-consolidated>

[3] Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused, EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.evs.ee/et/evs-en-1991-1-1-2002-na-2002-consolidated>

[4] Jaan Rohusaar, Rein Mägi, Tiit Masso, Ivar Talvik, Valdo Jaaniso, Vello Otsmaa, Väino Voltri, Kalju Loorits, Tõnu Peipmann, Otto Pukk, Karl Öiger, Elmar Just, Alar Just, Vassil Hartšuk, *Ehtuskonstruktorigi käsiraamat*, Tallinn: Ehitame, 2014.

[5] Eurokoodeks 2: Betoonkonstruksioonide projekteerimine OSA 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele, EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.evs.ee/et/evs-en-1992-1-1-2005-a1-2015-na-2015-consolidated>

[6] Eurokoodeks 2: Betoonkonstruksioonide projekteerimine. Osa 2: Betoonsillad. Arvutus- ja detailiseerimisreeglid, EVS-EN 1992-2:2005+NA:2008. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.evs.ee/et/evs-en-1992-2-2005-na-2008-consolidated>

[7] Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks, EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.evs.ee/et/evs-en-1993-1-1-2005-a1-2014-na-2015-consolidated-1>

[8] Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine - Osa 2: Terassillad, EVS-EN 1993-2:2006+NA:2008. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.evs.ee/et/evs-en-1993-2-2006-na-2008-consolidated>

[9] Eurokoodeks 4: Terasest ja betoonist komposiitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. EVS-EN 1994-1-1:2006+NA:2007. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.evs.ee/et/evs-en-1994-1-1-2006-na-2007-consolidated>

[10] Eurokoodeks. Ehituskonstruktsioonide projekteerimise alused. Muudatus A1. Lisa A2: Rakendamine sildade puhul, EVS-EN 1990:2002/A1:2006+NA:2009. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.evs.ee/et/evs-en-1990-2002-a1-2006-na-2009-consolidated>

[10] K. Loorits, *Teraskonstruktsioonide arvutus Eurokoodeks 3 järgi*, Printon, 2008

[11] N. J. Gimsing, C. T. Georgakis, *Cable supported bridges. Concept and design. Third Edition*, Wiley, 2012

[12] Mageba. „Single gap joints“. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.mageba-group.com/global/en/1026/Infrastructure/Expansion-joints/TENSA-GRIP-RS/Detail.htm>

[13] Mageba. „Linear bearings“. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.mageba-group.com/ae/en/1026/Infrastructure/Structural-bearings/RESTON-LINEAR/Detail.htm>

[14] Teufelberger. „Steel cable system“. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.teufelberger.com/en/products-services/tensile-structures/high-performance-steel-cable-system.html>

[15] Van Eycken. „Bridge barrier systems“. [Võrguväljaanne] [Online]

<https://www.vaneycken.be/activities/sbc-h4b-w4/>

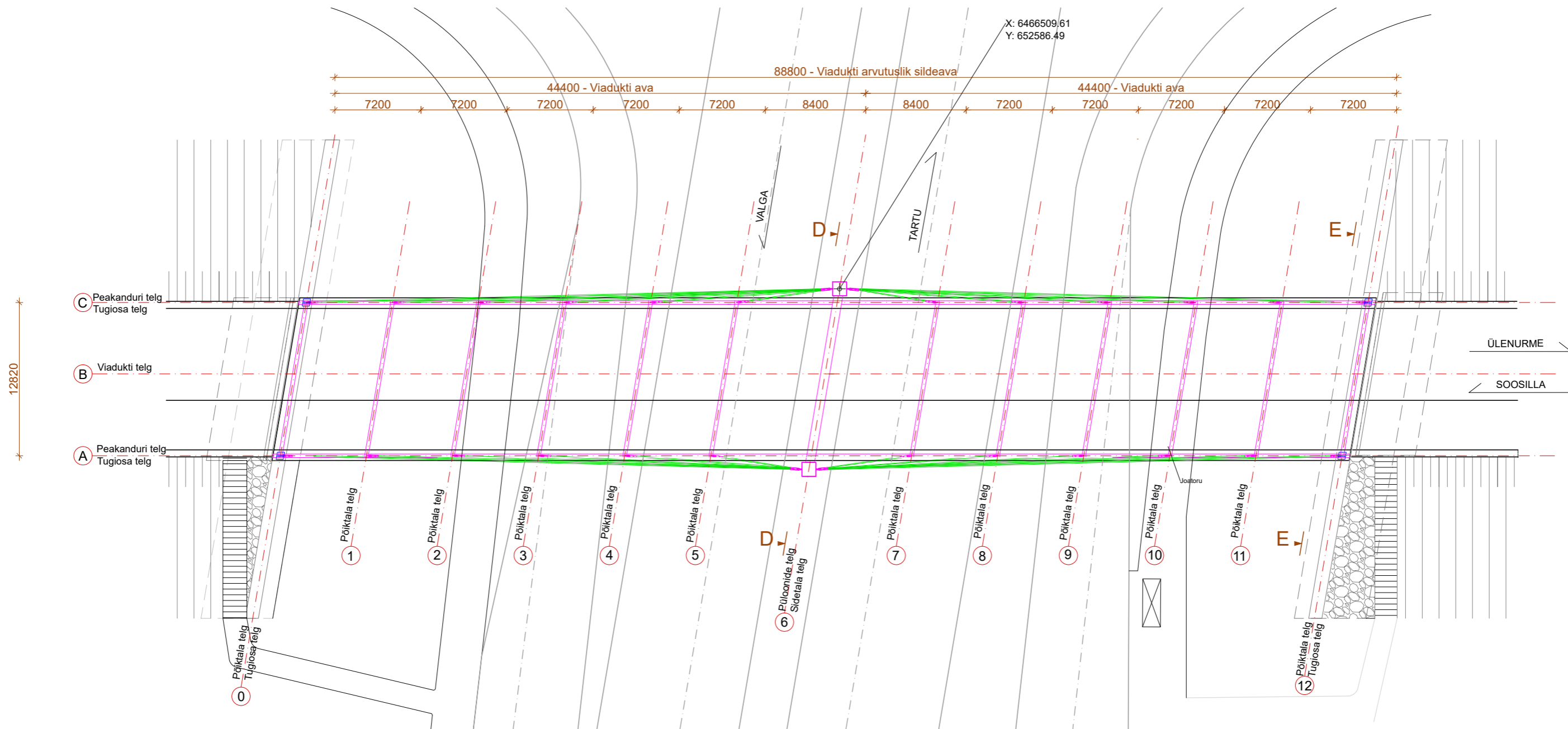
## **GRAAFILINE OSA**

**Joonis 1. Viadukti plaan**

**Joonis 2. Viadukti vaade**


**Joonis 3. Viadukti lõiged**

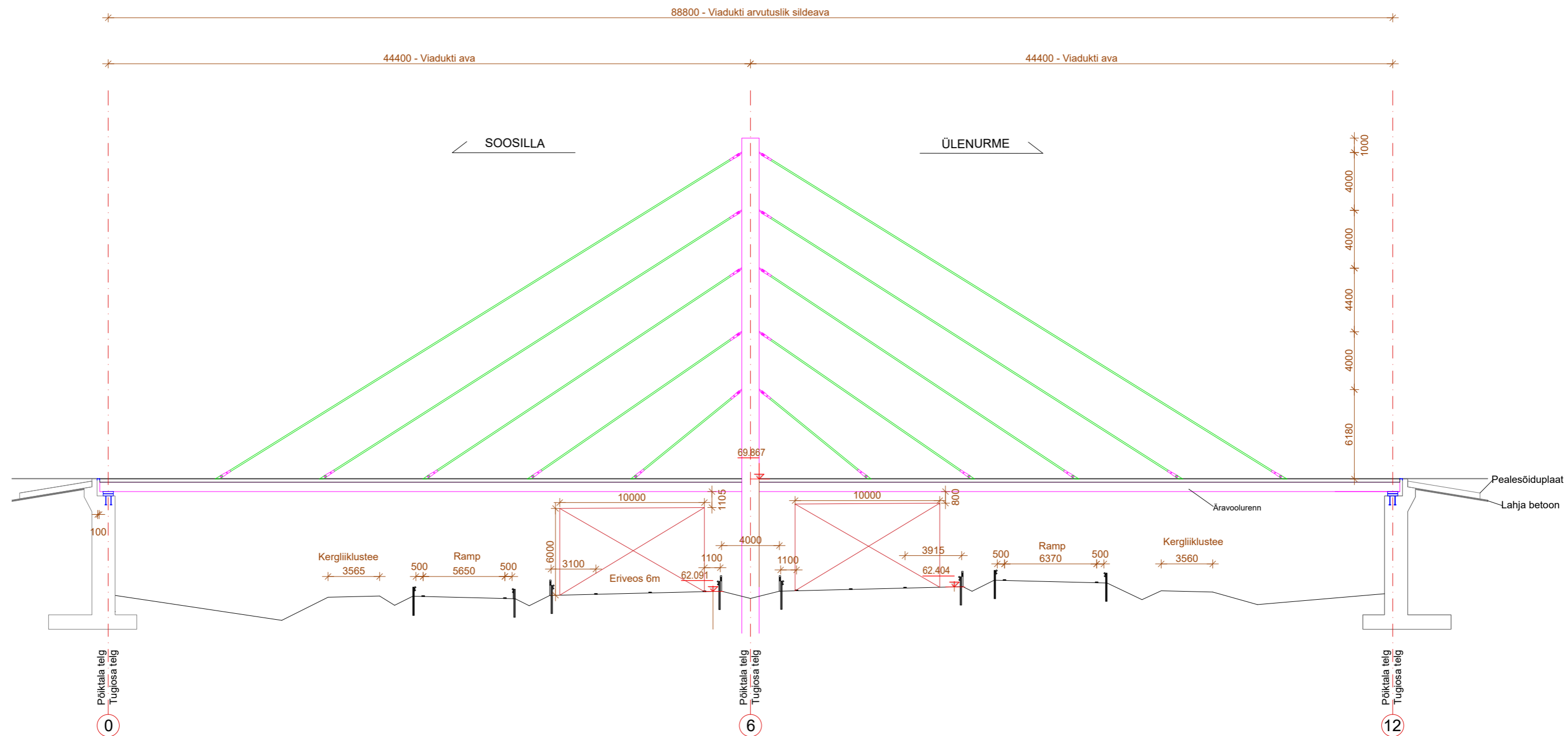
**Joonis 4. Dekiplaadi armeerimine**



**MÄRKUSED:**


1. Kõik konstruktsioonide mõõtmed on antud millimeetrites (mm), kogu piketaaž kilomeetrites (km) + meetrites (m), kõik kõrgused ja koordinaadid on antud meetrites (m).
2. Viadukti piire peab vastama evs-en 1317 nõuetele.
3. Tekiplaat hüdroisolatsioon teostada vastavalt teetööde tehnilisele kirjeldusele, süsteem nr.2 - tekiplaadi hüdroisolatsioon paigaldada vastavalt tootja juhistele.
4. Terasosad ja -konstruktsioonid on projekteeritud arvestades keskkonna saasteklassi c4 vastavalt EN ISO 9223.
5. Terasosade tugevusklass S355.
6. Sammaste lahendus tehakse järgmises staadiumis.
7. Pinnast kaldasamba tiiva ja trepi vahel kindlustada kivikindlustuse või gabiooniga

 <b>TalTech Inseneriteaduskond</b>	<b>Lõputöö</b>	Mõotkava:	1:250	Leht/lehti:	1/4
		Koostas: Jevgeni Baranov Juhendaja: Juhan Idnurm	<b>Viadukti plaan</b>		
Ehituse ja arhitektuuri instituut		Jõhvi-Tartu-Valga riigitee asuvas Kose liiklussõlme vantsilla projekt			



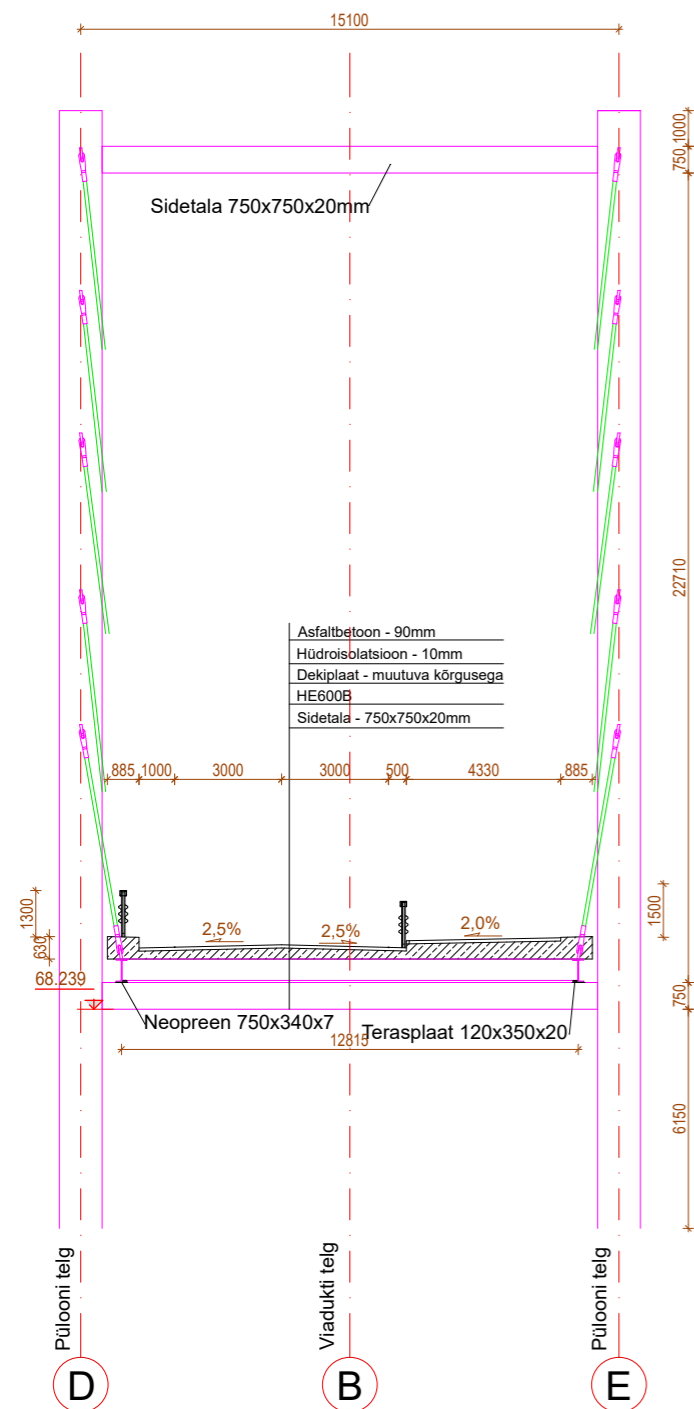
**MÄRKUSED:**

1. Kõik konstruktsioonide mõõtmed on antud millimeetrites (mm), kogu piketaaž kilomeetrites (km) + meetrites (m), kõik kõrgused ja koordinaadid on antud millimeetrites (mm).
2. Viadukti piire peab vastama evs-en 1317 nõuetele.
3. Tekiplaadi hüdroisolatsioon teostada vastavalt teetööde tehnilisele kirjeldusele, süsteem nr.2 - tekiplaadi hüdroisolatsioon paigaldada vastavalt tootja juhistele.
4. Terasosade tugevusklass on S355.
5. Terasosad ja -konstruktsioonid on projekteeritud arvestades keskkonna saasteklassi C4 vastavalt EN ISO 9223.
6. Sammaste lahendus tehakse järgmises staadiumis.
7. Pinnast kaldasamba tiiva ja trepi vahel kindlustada kivikindlustuse või gabiooniga

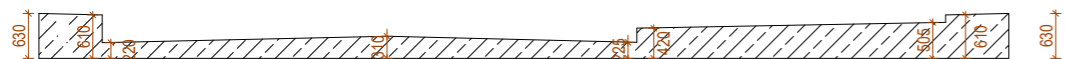
 <b>TalTech Inseneriteaduskond</b>	<b>Lõputöö</b>	Mõõtkava:	1:200	Leht/lehti:	2/4
		Koostas: Jevgeni Baranov	<b>Viadukti vaade</b>		
Juhendaja: Juhan Idnurm	Ehituse ja arhitektuuri instituut	Jõhvi-Tartu-Valga riigitee asuvas Kose liiklussõlme vantsilla projekt			



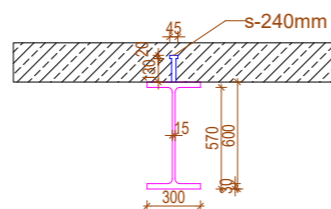
### LÕIGE D-D



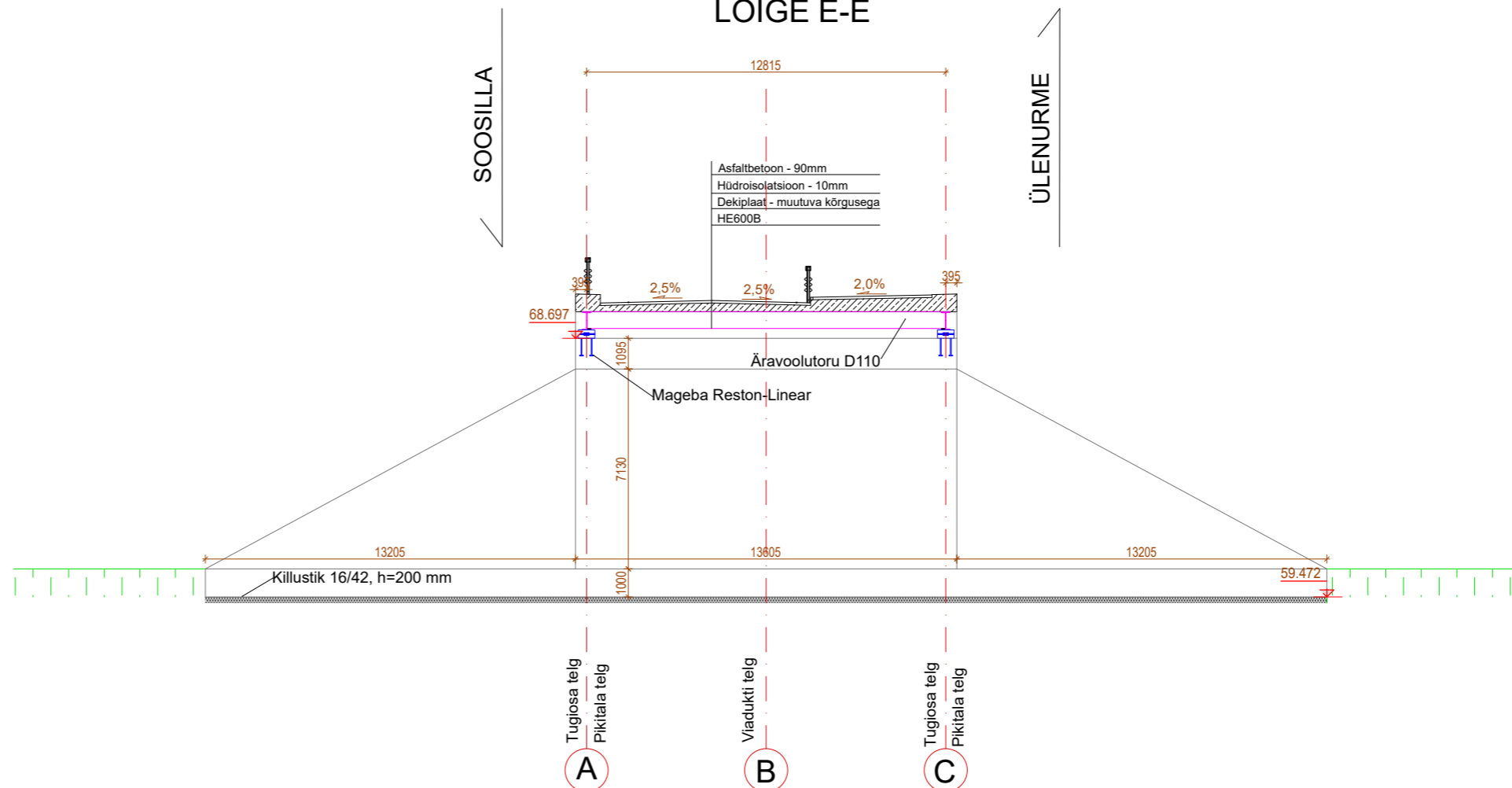
DEKIPLAADI RISTLÕIGE  
M 1:75



KOMPOSIITLÕIGE  
M 1:30



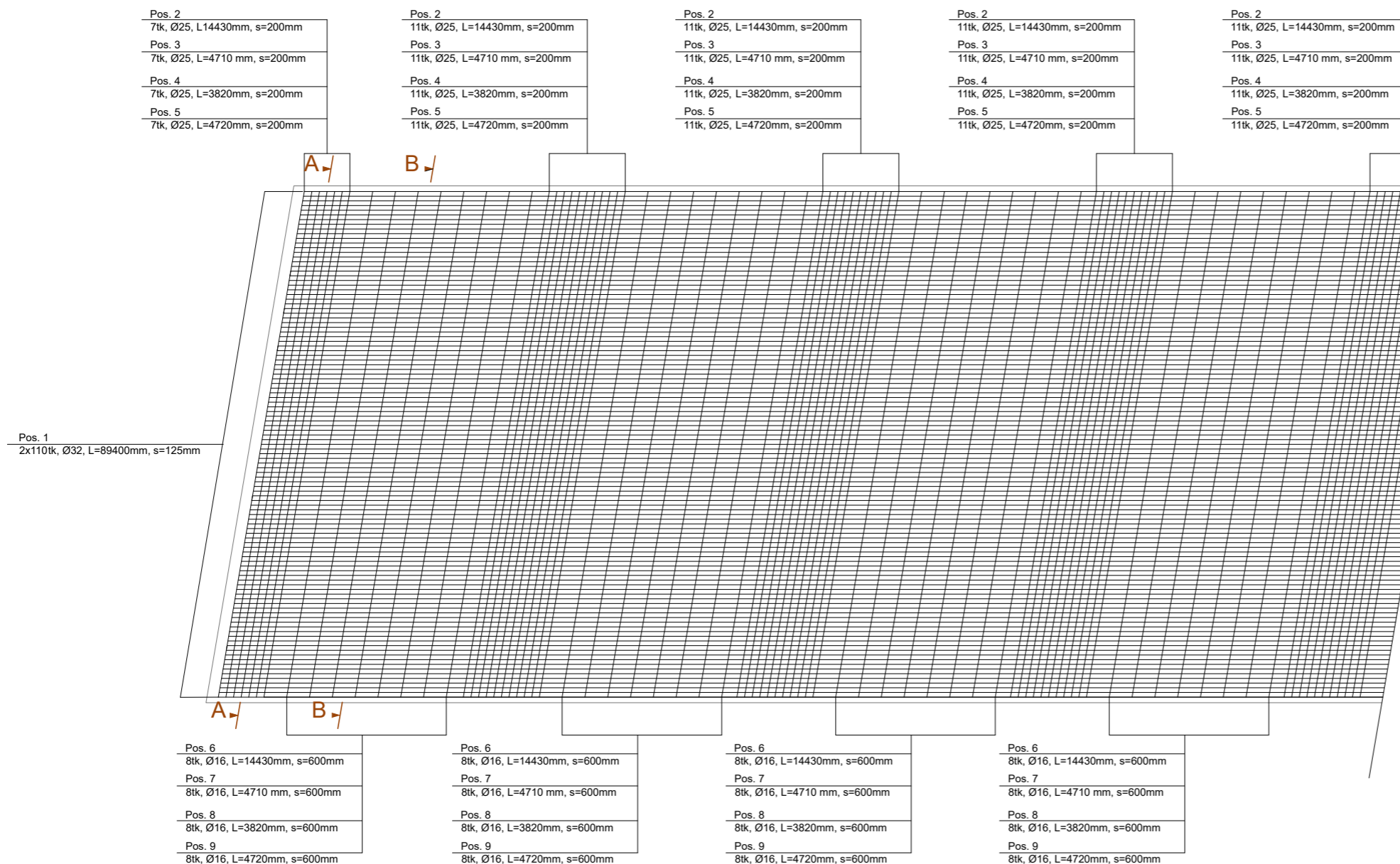
### LÕIGE E-E



#### MÄRKUSED:

1. Kõik konstruktsioonide mõõtmed on antud millimeetrites (mm), kogu piketaaž kilomeetrites (km) + meetrites (m), kõik kõrgused ja koordinaadid on antud meetrites (m).
2. Viadukti piire peab vastama evs-en 1317 nõuetele.
3. Tekiplaat hüdroisolatsioon teostada vastavalt teetööde tehnilisele kirjeldusele, süsteem nr.2 - tekiplaadi hüdroisolatsioon paigaldada vastavalt tootja juhistele.
4. Terasosad ja -konstruktsioonid on projekteeritud arvestades keskkonna saasteklassi c4 vastavalt EN ISO 9223.
5. Terasosade tugevusklass S355.
6. Sammaste lahendus tehakse järgmises staadiumis.
7. Pinnast kaldasamba tiiva ja trepi vahel kindlustada kivikindlustuse või gabiooniga

	TalTech Inseneriteaduskond	Lõputöö	Mõõtkava: 1:150	Leht/lehti: 3/4
	Koostas: Jevgeni Baranov		<h2>Viadukti lõiged</h2>	
Juhendaja: Juhan Idnum				
Ehituse ja arhitektuuri instituut		Jõhvi-Tartu-Valga riigitee asuvas Kose liiklussõlme vantsilla projekt		

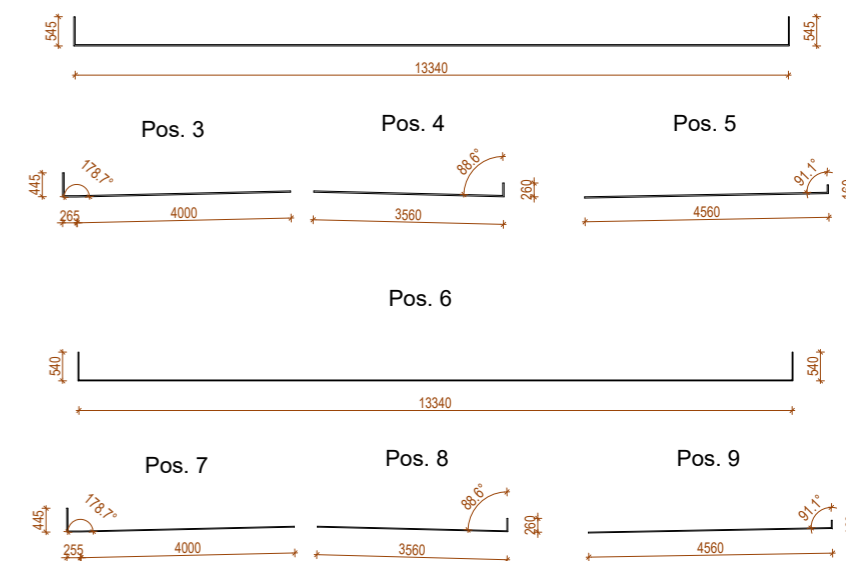


**MÄRKUSED:**

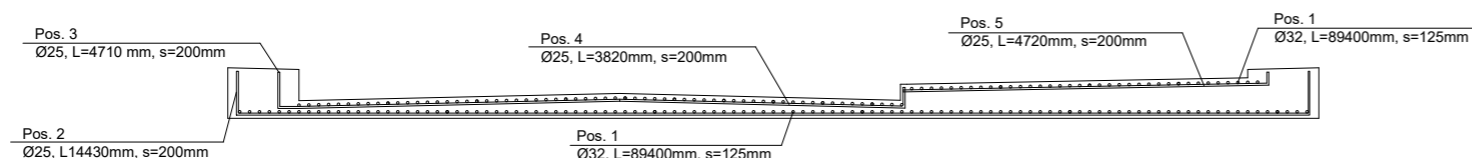
1. Kõik konstruktsioonide mõõtmed on antud millimeetrites (mm)
2. Armatuuri klass B500B
3. Armatuurvarraste ankurduspikkus on 40Ø

M 1:200

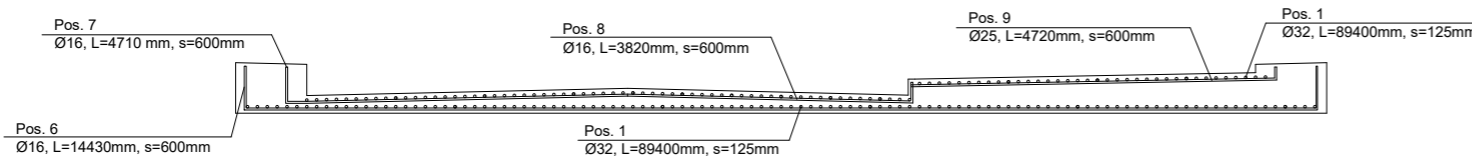
Pos. 2



LÕIGE A-A  
M 1:400



LÕIGE B-B  
M 1:400



Nimetus	Painutustüüp	Läbimõõt, mm	Terase mark	Lõikepikkus, mm	Kogus, tk	Pikkus kokku, m	Ühiku mass, kg	Mass kokku, kg
Pos. 1	A	32	B500B	89400	220	19668,0	564,41	124170,9
Pos. 2	D	25	B500B	14430	135	1948,1	55,60	7506,5
Pos. 3	E	25	B500B	4710	135	635,9	18,15	2450,2
Pos. 4	C	25	B500B	3820	135	515,7	14,72	1987,2
Pos. 5	C	25	B500B	4720	135	637,2	18,19	2455,4
Pos. 6	D	16	B500B	14430	96	1385,3	22,78	2186,4
Pos. 7	E	16	B500B	4710	96	452,2	7,43	713,7
Pos. 8	C	16	B500B	3820	96	366,7	6,03	578,8
Pos. 9	C	16	B500B	4720	96	453,1	7,45	715,2

	TalTech Inseneriteaduskond	Lõputöö	Möötkava: 1:100	Leht/lehti: 4/4
	Koostas: Jevgeni Baranov	<h2>Dekiplaadi armeerimine</h2>		
Juhendaja: Juhan Idnurm				
Ehituse ja arhitektuuri instituut		Jõhvi-Tartu-Valga riigitee asuvas Kose liiklussõlme vantsilla projekt		