



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOO
INSENERITEADUSKOND
Ehituse ja arhitektuuri instituut

EMAJÕE RAUDTEESILLA PEALISEHITUSE ALTERNATIIVLAHENDUS

ALTERNATIVE SOLUTION OF EMAJÕE RAILWAY BRIDGE

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Jürgen Kern

Üliõpilaskood 165288

Juhendaja: Juhan Idnurm, Professor

Tallinn 2022

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.

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

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

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

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

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

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Jürgen Kern 165288EATI (nimi, üliõpilaskood)
Õppekava, peeriala: EATI02/15 Teedeehitusja geodeesia, sillaehitus (kood ja nimetus)
Juhendaja(d): Professor, Juhan Idnurm, +372 5279398 (amet, nimi, telefon)
Konsultant: (nimi, amet)
(ettevõtte, telefon, e-post)

Lõputöö teema:

(eesti keeles)

Emajõe raudteesilla pealisehituse alternatiivlahendus

(inglise keeles) Alternative solution of Emajõe railway bridge

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Valida alternatiivne pealisehituse tüüp uue konstruktsiooni projekteerimiseks
2. Rakendada projekteeritavale sillale liikluskoormused vastavalt eurokoodeksile
3. Sillakonstruktsioonis tekkivate sisejõudude leidmine
4. Sillakonstruktsiooni kandevõime arvutuste teostamine

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Ülessandega tutvumine, materjali kogumine, koormusarvutused	27.02.2022
2.	Arvutusmudeli koostamine	01.05.2022
3.	Tugevusarvutused, seletuskirja ja jooniste koostamine	29.05.2022

Töö keel: Eesti keel

Lõputöö esitamise tähtaeg: ".....".....202....a

Üliõpilane: Jürgen Kern ".....".....202....a
/allkiri/

Juhendaja: Juhan Idnurm ".....".....202....a
/allkiri/

Konsultant: ".....".....202....a
/allkiri/

Programmijuht: ".....".....202....a
/allkiri/

Kinnise kaitsmise ja/või lõputöö avalikustamise piirangu tingimused formuleeritakse pöördel

Sisukord

EESSÕNA.....	6
SISSEJUHATUS.....	7
1 Üldosa	8
1.1 Sillakonstruktsiooni valik	8
1.2 Sõrestiku tüübid	9
2. Koormused ja koormuskombinatsioonid	13
2.1 Arvutusmudel	13
2.2 Koormuskombinatsioonid koos osavaruteguritega.....	13
2.3 Liikluskoormuse dünaamilise analüüsi vajaduse kontroll	14
2.4 Koormusmudelid	17
2.5 Tuulekoormus	19
3 Arvutused	21
3.1 Betoonest tekiplaadi arvutused	21
3.1.1 Tekiplaadi paindekandevõime arvutus pikki silda	22
3.1.2 Tekiplaadi paindekandevõime arvutus risti silda.....	23
3.1.3 Tekiplaadi põikjõu kandevõime arvutus pikki silda.	24
3.1.4 Tekiplaadi põikjõu kandevõime arvutus risti silda.....	26
3.1.5 Tekiplaadi kasutuspiirseisund	28
3.2 Sõrestiku kandevõime arvutused	29
3.2.1 Ristlõikeklassi määramine:.....	31
3.2.2 Surutud ristlõike kandevõime	31
3.2.3 Tõmmatud varda ristlõikekandevõime:	32
3.2.4 Surutud varda stabiilsus	32
3.3 Põiktalade arvutus	35
3.3.1 Ristlõikeklassi määramine	36

3.3.2 Kandevoime arvutused	36
3.3 Liidete arvutused	38
3.4 Nihketüüblite arvutus	41
3.5 Tuulekoormuse arvutus	42
3.6 Läbipaine	44
3.7 Silla pikkisiirded	45
3.8 Maksimaalsed toereaktsioonid	45
Kokkuvõte	46
Summary	47
Kasutatud kirjanduse loetelu	48

EESSÕNA

Antud magistritöö eesmärgiks on projekteerida alternatiivlahendus raudteesillale Jõgeva-Tartu trassil, üle emajõe. Töö aluseks on Selektor Projekt OÜ, T .Jõe ja E. Reinsalu poolt koostatud töö number P19056. Töö osa: Raudteesild Kärkna-Tartu raudtee KM 420,046 põhiprojekt.

SISSEJUHATUS

Magistritöö põhiülesandeks on projekteerida raudteesild, sildeavaga 70,0 meetrit, mis vastaks eurokoodeksi nõuetele. Silla projekt on teostatud eelprojekti mahus. Projekteeritav sild rajatakse üle Emajõe. Projekteeritav rajatis asub Kärkna-Tartu vahelisel raudteel 420,046-421,146 km vahelisel lõigul. Käesolev eelprojekt on koostatud Selektor Projekt OÜ, T. Jõe ja E. Reinsalu poolt koostatud töö dokumentide ja lisade alusel.

Olemasolev raudteesild on metallist sõrestiksild (edaspidi Jänese raudteesild) mis asub Tartumaal, Tartu vallas ja Tartu linnas, Kärka – Tartu jaamade vahel, ning on ühe rööpmepaariga. Raudtee kilometraaž on 419,930 KM. Silla sambad pärinevad aastast 1876, esimene sammastel paiknenud sild hävitati 1941 taganeva punarmee poolt. Uus ning kõrgem raudteesild rajati sama koha peale 1959. aastal. Nüüdseks on metallsild jõudnud oma elukaare lõppu, ning vajaks kapitaalremonti. Tehtud sillauuring aga näitab et see ei ole otstarbekas, ning et mõistlik oleks rajada uus sild. Silla defektide ja geomeetria tõttu on kiirus sillal piiratud 100km/h reisirongidele ning 60km/h kaubarongidele, uue silla rajamine koos rööbastee õgvendusega võimaldaks neid tõsta. Uue silla asukoht on kavandatud olemasolevast kirde poole.

Projekteeritav sild peab rahuldama standardi EVS-EN 1991-2:2007 kohaseid koormusmudeleid 71 ja SW 0/2 raudteele. Töö maht hõlmab järgmiste elementide projekteerimist: pikkitalad, põiktalad, tekiplaat, sõrestikkonstruktsioon. Silla mõõtmed on projekteeritud vastavalt töö nr P19056 järgi pikimale sildeavale.

Projekti teksiosa on vormistatud Microsoft Word tekstitöötlusprogrammiga. Sisejõud on leitud Staad.PRO Connect edition V22 update 6 arvutuspaketiga, ning joonised on koostatud Autodesk AutoCad 2022 (õppeversioon) joonestustarkvaraga.

1 Üldosa

1.1 Sillakonstruktsiooni valik

Lähtudes silde pikkusest võiks antud asukohas võiks raudteesilla puhul kaalumisele tulla konsoolsild, kaarsild või sõrestiksild.[1]

Konsoolsilla eelised [1]

- ✓ Ei vaja rajamisel ajutisi tuge
- ✓ Võimaldab suuri sildeavasi.
- ✓ Saab valmistada monteeritava konstruktsioonina, lihtustades ehitusprotsessi.
- ✓ Suurem jäikus tähendab et sild on sobilik raudteele.
- ✓ Peab hästi vastu soojuspaisumisele ja pinnase liikumisele.

Konsoolsilla miinused:

- ✗ Massiivne ja raskesti hooldatav.
- ✗ Vajab tugevaid tugiposte.
- ✗ Sillale mõjuvad rajamise ajal suured momendid, mis raskendab ehitust.

Kaarsilla eelised: [1]

- ✓ Tänu kaare kujule on sillal suur paindejäikus
- ✓ Jaotab sillale mõjuvat koormust ühtlaselt.
- ✓ Saab valmistada mitmest materjalist lubades valikuvõimalust
- ✓ Võimalik ehitada monteeritavatest elementidest
- ✓ Väiksem terasekulu võrreldes sõrestiksillaga

Kaarsilla puudused:

- ✗ Keerukam rajada
- ✗ Nõuab tugevaid tugipunkte mõlemal pool silda

×Suuremad hooldekulud

×Pikem rajamisperiood

Sõrestiksilla eelised:

✓Kerge toota ja paigaldada, võrreldes kaarsillaga

✓Silla omakaal on väike

✓Võimaldab ületada väga erineva pikkusega sildeavasi

✓Sillal on maksimaalne kandevõime kohe peale monteerimist

✓Võimalik ühendada nii keevis kui ka poltliitega.

Sõrestiksilla puudused:

×Suur materjali kulu, ligi kaks korda enam võrreldes kaarsillaga

×Vajab regulaarset hooldust

×Ruumimahukas

Variandi valiku kriteeriumid:

Valiku tegemisel lähtuti järgmistes asjaoludest:

Kuna eesmärk on kaarsillale alternatiiv leida, siis saab selle välistada. Eeldades et konsoolsild rajatakse betoonkarp konstruktsiooniga oleks vaja sellisel juhul rajada jõe keskele sammad. Samas sõrestiksilla puhul sellist vajadust ei ole, seega osutub valitud variandiks sõrestiksild. Lisaks on ka olemasolev sild sõrestikkonstruktsiooniga ja seega arhitektuurselt sarnane.

1.2 Sõrestiku tüübid

Sõrestiku kus diagonaalides on vaheldumisi surve- ja tõmbe jõud nimetatakse tihti Warreni sõrestikuks. Warreni sõrestik koosneb võrdkülgsetest kolmnurkadest. Kui silde pikkus suureks läheb lisatakse postid mis paiknevad kolmnurkade keskel, see vähendab läbipainde ohtu. Sellist tüüpi on näiteks olemasolev Jänese raudteesild.[2]



Foto 1. Jänese raudteesild, Tartumaa, Eesti. Foto autor Hannu

Üks vanemaid ja laialt levinud sõrestiksilla variante on Pratti sõrestik, mille väljamõtleteks on Thomas Willis Pratt ja tema isa Caleb Pratt. Sõrestik koosneb paneelidest mille diagonaalide alumine ots on silla keskpunkti poole. Sellisel juhul on sõrestiku diagonaalid tõmmatud olekus, ning postid surutud olekus.[3]



Foto 2. Metropolise sild, Kentucky osariik, USA. Foto autor: Nathan Holth

Omamoodi vastandina Pratti sõrestikule on Howe sõrestik. Peamine erinevus kahe sõrestikutüübi vahel on diagonaalide asetus, Howe sõrestiku puhul on diagonaalid asetatud nii, et paneelis oleva diagonaali ülemine ots on silla keskosa suunas. Sellise paigutuse korral on diagonaalid surveolekus ning postid tõmmatud olekus. Howe sõrestik võimaldab sillata pikemaid avasid kui Pratti sõrestik.[4]



Foto 3 Old Adami sild, Alberta, Kanada. Foto autor Marting Bundig

Veel on olemas k-sõrestik. K-sõrestiku tuleneb Parkeri sõrestikust, mis omakorda tuleneb Pratti sõrestikust. K-sõrestiku eesmärgiks on jaotada paneelid väiksemateks sektsioonideks, mis vähendab läbinõtkte ohtu, vähendades vertikaalsete talade pikkust. [5]



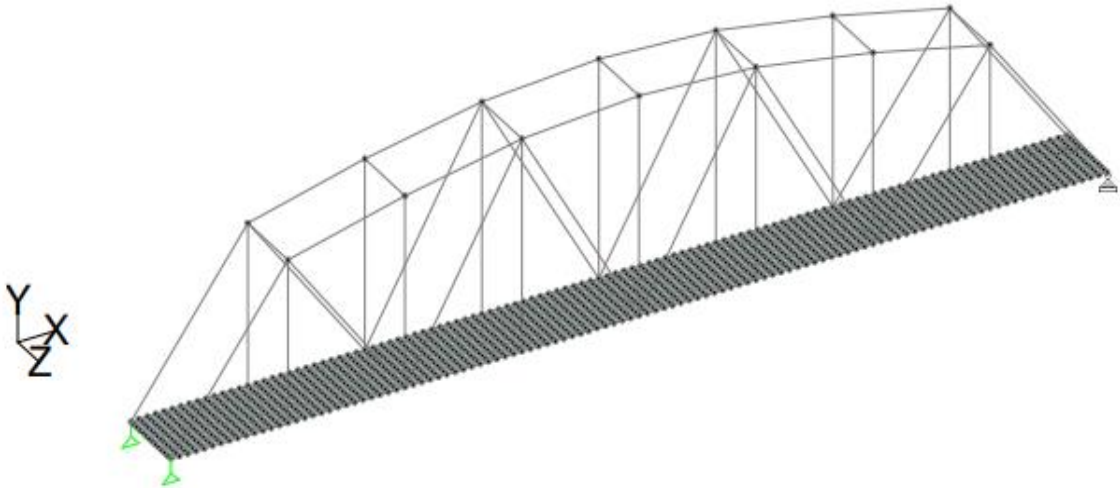
Foto 4. Speersi sild, Pennsylvania osariik, USA. Foto autor Nathan Holth

Lisaks paneelide kujule saab sõrestiksildu eristada ka sillateki asukoha järgi. Võimalik on paigutada silladekk ülemisele vööle, sel juhul jääb konstruktsioon liiklusest allapoole. Sellisel juhul on üheks eeliseks parem vaade sillalt. Paigutades silladeki alumisele vööle suureneb gabariit silla all, võimaldades kõrgematel laevadel läbi pääseda. Samuti väheneb üldine ruumivajadus kuna liiklus paikneb sellisel juhul konstruktsiooni sees. Veel on võimalik jätta ära ülemised põiksidemed, sellisel juhul ei ole silda ületavate sõidukite kõrgus piiratud. Antud varianti nimetatakse ponisõrestikuks (Ing. K pony truss).

2. Koormused ja koormuskombinatsioonid

2.1 Arvutusmudel

Sillal esinevate toereaktsioonide, sisejõudude ja vajumite leidmiseks on koostatud arvutusmudel arvutuspaketiga STAAD.Pro CONNECT Edition V22 Update 6. (joonis 1).



Joonis 1 Arvutusmudeli geomeetria

Sild on ühest otsast toestatud tugedega mis võimaldavad siirdeid pikki silda, ning teisest otsast tugedega kus on takistatud siirdeid nii x-,y- kui ka z-telje suhtes. Kõik toed võimaldavad pöörideid ümber x-,y- ja z-telje.

2.2 Koormuskombinatsioonid koos osavaruteguritega

Kandepiirseisundi (ULS) koormuskombinatsioonid

Alaliste või ajutiste arvutusolukordade koormuskombinatsioonide üldkuju[10]:

(1)

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{PP} P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>Q} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

kus osavarutegurid konstruktsioonide tugevuskontrollil on järgmised:

$\gamma_G = 1,35$ kui alaliskoormuse mõju on ebasoodne;

$\gamma_G = 1,0$ kui alaliskoormuse mõju on soodne;

$\gamma_Q = 1,45$ kui Q esindab ebasoodsaid liikluskoormuseid;

$\gamma_Q = 0$ kui Q esindab soodsaid liikluskoormuseid;

$\gamma_Q = 1,5$ teiste muutuvkoormuste jaoks.

Erakorralise arvutusolukorra koormuskombinatsioonide üldkuju[10]:

(2)

$$\sum_j \gamma_G G_{k,j} + \psi_1 Q_{k,1} + \sum_i \gamma_Q Q_{k,i}$$

Kasutuspiirseisundi (SLS) koormuskombinatsioonid

Kasutuspiirseisundi normatiivse koormuskombinatsioonide üldkuju[10]:

(3)

$$\sum_j \gamma_G G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_i \gamma_Q Q_{k,i}$$

2.3 Liikluskoormuse dünaamilise analüüsi vajaduse kontroll

Vastavalt standardile EVS-EN 1991-2:2004+NA2007 tuleb teostada kontroll, kas sild vajab dünaamilist analüüsi. Selle jaoks kasutatakse skeemi 1. [10]

Sild on projekteeritud kiirusele 135 km/h, ning tegemist ei ole jätkuvsillaga. Silla pikkuseks on 70 meetrit.

Seega vastaval skeemile 1 tuleb arvutada silla omavõnkesagedus:

(4)

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} = 2,94 \text{ Hz}$$

Kus: $\delta_0 = 36,5 \text{ mm}$ – Sildeava läbipaine keskkohas silla omakaalust.

Kui silla pikkus jääb vahemiku $20\text{m} < L \leq 100\text{m}$, siis arvutatakse silla omavõnkesageduse alampiir (arvestades silla omakaalu) järgmiselt:

Omevõnkesageduse alampiir

(5)

$$n_0 = 23,58 * L^{-0,592} = 1,91\text{Hz}$$

Omevõnkesageduse ülempiir:

(6)

$$n_0 = 94,76 * L^{-0,748} = 3,95\text{Hz}$$

Järelikult pole dünaamiline analüüs vajalik. Samuti ei ole vajalik kiirendus ja väsimuskontroll. Staatilise analüüsi tulemused tuleb korrutada läbi dünaamikategoriga Φ .

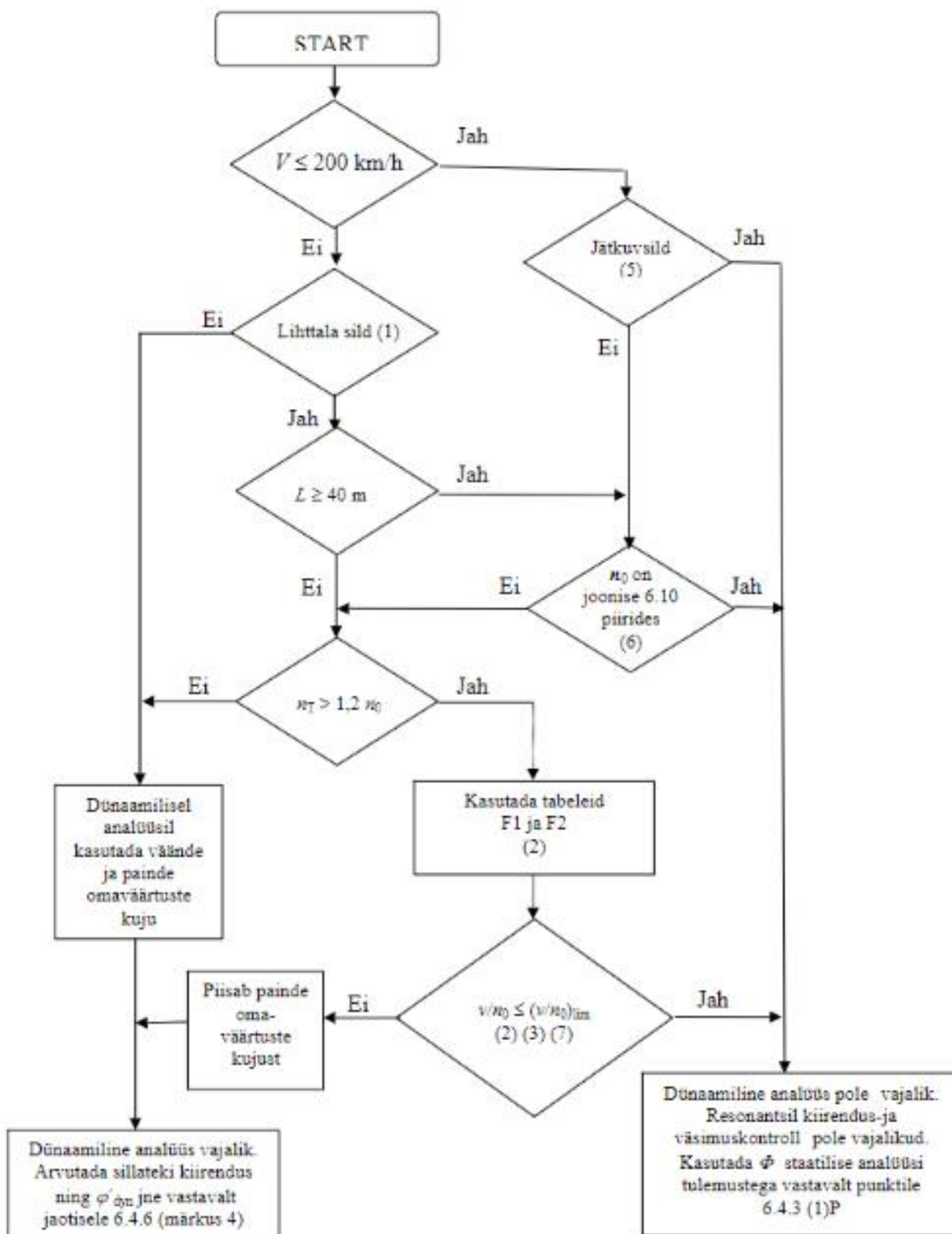
Dünaamikategur hästi hooldatud rööbastee puhul:

(7)

$$\Phi = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82$$

Konstruksioonelement	Leppepikkus L_Φ	L_Φ väärtus	Dünaamikateguri Φ väärtus
Tekiplaadi arvutused	3 - kordne pöökkandurite vahekaugus	$3 \times 8,75 = 26,25\text{m}$	1,11
Peakanduri arvutused	Ava pikkus	70m	1,00

Tabel 1 L_Φ ja Φ väärtused[10]



Skeem 1 Plokkskeem dünaamilise analüüsi vajaduse määramiseks[10]

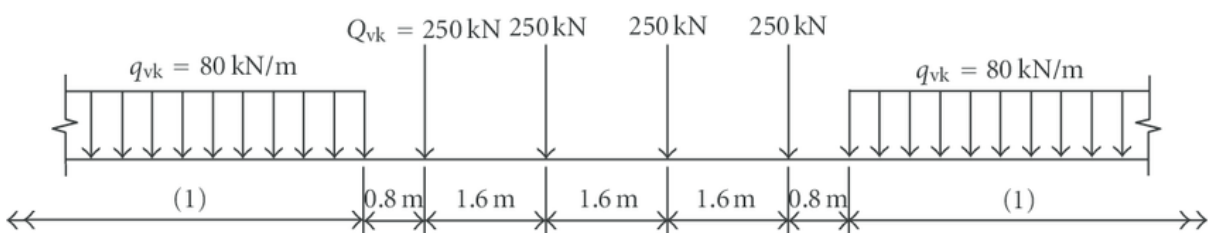
2.4 Koormusmodelid

Silla konstrueerimisel arvestatakse järgmiste koormusmodelitega[10]:

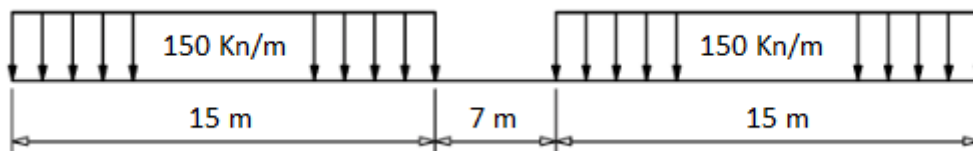
LM71 – Esindab tavapärasest raudteeliiklusest põhjustatud vertikaalkoormuste staatilisi mõjusid.

SW/0 – Esindavab jätkuvtaladel kulgeva tavapärase raudteeliikluse vertikaalkoormuse staatilist mõju. **Ei kohaldu üheavalisel raudteesillal.

SW/2 – Esindab raskest raudteeliiklusest põhjustatud vertikaalkoormuse staatilist mõju.



Skeem 2 Koormusmodel 71 ja vertikaalkoormuste normväärtused



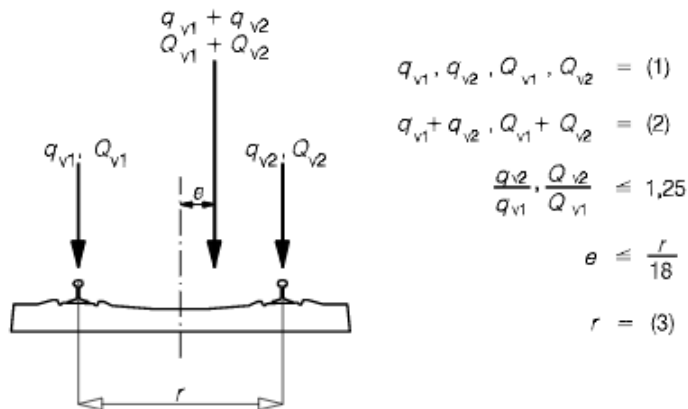
Skeem 3 Koormusmodel SW/2 vertikaalkoormuste normväärtused

Koormusmodel	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/2	150	25,0	7,0
SW/0	133	15,0	5,3

Tabel 2 Koormusmodeli SW/2 ja SW/0 vertikaalkoormuste normaalväärtused

Vertikaalkoormuste ekstsentrilisus

Standardi EVS-EN 1991-2:2007 kohaselt jaotatakse rongi teljekoormus rööbastele ekstsentriliselt. Ekstsentrilisuse suhteks on 1,25:1,00. Tekkiv ekstsentrilisus on e on esitatud joonisel 2.



Selgitus

- (1) Hajukoormus ja koondatud koormused mõlemal rööpal
- (2) LM 71 (ja vajadusel SW/0)
- (3) Rööbaste vahekaugus

Joonis 2 Vertikaalkoormuste ekstsentrilisus

Raudteeliinide puhul, kus rongiliiklus on tavapärasest raskem või kergem, tuleb skeemil 1 esitatud normväärtused korrutada teguriga α . Teguriga α korrutatud koormusi nimetatakse „klassifitseeritud vertikaalkoormusteks“. Nimetatug teguri α väärtus peab olema võrdne ühega alljärgnevatest arvudest:

$$\alpha = [0,75; 0,83; 0,91; 1,00; 1,10; 1,21; 1,33; \mathbf{1,46}]$$

Antud silla puhul kasutame väärtust 1,46.

Sama teguriga α tuleb läbi korrutada ka:

- Mullatööde vertikaalkoormuste ekvivalent ja pinnasesurve
- Tsentrifugaaljõud
- Löökjõud
- Veo – ja pidurdusjõud
- Konstruktsiooni ja rööbaste kombineeritud reaktsioon

2.5 Tuulekoormus

Tuulekoormuse arvutamisel on kasutatud standardit EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus[15]. Tuule mõju esitatakse lihtsustatult rõhu või jõuna, mille jõud on ekvivalentsed turbulentsed tuule äärmuslike mõjudega. Suurim koormus sillale tekib siis kui tuule suund on sillaga risti, arvutustes arvestatakse sõrestiku mõlema külje, sillateki, põikkandurite otste ja sillal paikneva rongi pindala.

Tuule baaskiirus on normatiivne 10 minuti keskmine tuulekiirus mõõdetuna olenemata tuule suunast ja aastaajast 10 meetri kõrgusel maapinnast.

Tuule baaskiirus arvutatakse valemist:

(8)

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} = 21m/s$$

Kus: $v_{b,0}=21m/s$ – tuule põhiline baaskiiruse väärtus Eestis

$C_{dir} = 1,0$ - Suunategur

$C_{season} = 1,0$ – aastaajategur

Tuule keskmine baaskiirusrõhk:

(9)

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 = 275,6 \text{ kg/ms}^2$$

Kus: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ – õhu tihedus

Silla summaarne külgsuunaline tuulekoormus:

(10)

$$F_w = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C A_{ref,x} = 434,1 \text{ kN}$$

Kus: $A_{ref,x} = 70,0 * (1,75 + 4,5) = 437,5 \text{ m}^2$ - Sillateki ja rongi pindala

Ning teguri C saab tabelist 3.

b/d _{tot}	Z _e ≤ 20 m	Z _e = 50 m
≤0,5	6,7	8,3
≥4,0	3,6	4,5

Tabel 3 Soovituslikud C väärtused sildadele

Joonkoormus sillatekile

(11)

$$F_{w,t,joon} = \frac{F_{w,t}}{L} = 6,20 \text{ kN/m}$$

Kus: $L=70,0\text{m}$ – Silde pikkus

Jõutegur Sõrestikule:

(12)

$$c_f = C_{f,0} * \Psi_\lambda = 1,70$$

Kus: $C_{f,0}=1,73$

$\Psi_\lambda=0,98$

Kiirusrõhk 22,0 m kõrgusel:

(13)

$$q_p(22) = C_e(25) * q_b = 0,790 \text{ kN/m}^2$$

Kus: $C_e(22)=2,87$ - ekspositsioonitegur

Sõrestiku summaarne kõlgkoormus pinnarõhu kaudu:

(14)

$$F_w = C_s * C_d * C_f * q_p(z_e) * A_{ref} = 112,3 \text{ kN}$$

Kus: $A_{ref}=83,63 \text{ m}^2$ – Sõrestiku külgpindala

$C_s C_d = 1$ - konstruktsioonitegur

Joonkoormus sõrestikule

(15)

$$F_{w,joon} = \frac{F_w}{L_s} = 0,54 \text{ kN/m}$$

Kus: $L_s=209\text{m}$ - Sõrestiku elementide kogupikkus

3 Arvutused

3.1 Betoonist tekiplaadi arvutused

Tekiplaadis tekivad sisejõud on leitud arvutuspaketiga Staad.Pro CONNECT edition V22 update 6.

$M_x=700$ kNm/m – maksimaalne paindemoment silla pikkisuunas

$M_y=440$ kNm/m – maksimaalne paindemoment silla põiksuunas

$V_x=2\ 260$ kN/m – maksimaalne põikjõud silla pikkisuunas

$V_y=3\ 355$ kN/m – maksimaalne põikjõud silla põiksuunas

Tekiplaadi mõõtmed [8]

$h = 550$ mm -tekiplaadi kõrgus

$c_n = 35$ mm – betooni kaitsekihi paksus

$b = 1000$ mm – Tekiplaadi ühikpikkus

Betooni C45/55 omadused

$f_{ck}=45$ MPa

$f_{cd}=30,00$ MPa

$\gamma_c=1,5$

Armatuurterase B500B omadused

$F_{sk}=500$ Mpa – Terasse voolavuspiir

$E_a=200\ 000$ MPa – elastsusmoodul

$F_{sd}=435$ Mpa – Arvutuslik voolavuspiir

$\gamma_s = 1,15$ - Voolavuspiiri osavarutegur

3.1.1 Tekiplaadi paindekandevõime arvutus pikki silda

Arvutustes on lähtutud standardist EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 [6] [7] [8] [12]

Kasutatava armatuuri valik:

$D_s = 25 \text{ mm}$ – Survetsooni armatuuri diameeter

$D_t = 25 \text{ mm}$ – Tõmbetsooni armatuuri diameeter

Survearmatuuri vajalikuse kontroll:

Kontrolltingimus: $K \leq 0,167$ – Tuleneb betooni klassist C35/45

(16)

$$K = \frac{M_{Sd}}{b * d^2 * f_{ck}} = 0,062$$

Kus: $d=503 \text{ mm}$ - kasuskõrgus

Tingimus on rahuldatud, järelkult ei ole survearmatuur vajalik.

Sisejõudude õlg:

(17)

$$z = \frac{d}{2} + d \sqrt{0,25 - \frac{K}{1,13333}} = 0,474 \text{ m}$$

Tõmbearmatuuri kogupindala:

(18)

$$A_s = \frac{M_{sd} * \gamma_s}{f_{yk} * z} = 3400 \text{ mm}^2$$

Maksimaalne lubatud vahekaugus armatuurile:

(19)

$$S = \frac{b * \pi * D^2}{4 * A_s} = 144,4 \text{ mm}$$

Valin armatuuri sammuks 120 mm. Seega 1 meetrisele lõigule kulub 8,33 varrast diameetriga 25 mm.

(20)

$$A_{S1} = \frac{1000}{120} * \frac{\pi * D_t^2}{4} = 4091 \text{ mm}^2$$

Piirkandevõime leidmine:

(21)

$$M_{rd,x} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} * A_s * (d - 0,5 * s) = 788,0 \text{ kNm/m}$$

Paindekandevõime on tagatud ($M_{rd,x} \geq M_x$), ning kuna tõmbepinged plaadi ülemises vöös on samas suurusjärgus, siis armeerime ka selle sama skeemi järgi.

3.1.2 Tekiplaadi paindekandevõime arvutus risti silda

Arvutustes on lähtutud standardist EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015[6] [7] [8] [12]

Kasutatava armatuuri valik:

$D_s = 20 \text{ mm}$ – Survetsooni armatuuri diameeter

$D_t = 20 \text{ mm}$ – Tõmbetsooni armatuuri diameeter

Survearmatuuri vajalikuse kontroll:

Kontrolltingimus: $K \leq 0,167$ – Tuleneb betooni klassist C35/45

(22)

$$K = \frac{M_{sd}}{b * d^2 * f_{ck}} = 0,038$$

Kus: $d = 505 \text{ mm}$ - kasuskõrgus

Tingimus on rahuldatud, järelikult ei ole survearmatuur vajalik.

Sisejõudude õlg:

(23)

$$z = \frac{d}{2} + d \sqrt{0,25 - \frac{K}{1,13333}} = 0,487 \text{ m}$$

Tõmbearmatuuri kogupindala:

(24)

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot z} = 2077 \text{ mm}^2$$

Maksimaalne lubatud vahekaugus armatuurile:

(25)

$$s = \frac{b \cdot \pi \cdot D^2}{4 \cdot A_s} = 151,3 \text{ mm}$$

Valin armatuuri sammuks 120 mm. Seega 1 meetrisele lõigule kulub 8,33 varrast diameetriga 20 mm.

(26)

$$A_{s2} = \frac{1000}{120} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 2618 \text{ mm}^2$$

Piirkandevõime leidmine:

(27)

$$M_{rd,x} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot A_s \cdot (d - 0,5 \cdot s) = 529,6 \text{ kNm/m}$$

Paindekandevõime on tagatud ($M_{rd,y} \geq M_y$).

3.1.3 Tekiplaadi põikjõu kandevõime arvutus pikki silda.

Arvutustes on lähtutud standardist EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 [6] [7] [8] [12]

Põikjõukandevõime arvutustes saame kasutada kahte valemit, millest tuleb kasutada maksimaalset saadud väärtust.

(28)

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_l \sigma_{cp} \right] b_w d = 326,6 \text{ kN}$$

(29)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_l \sigma_{cp}) b_w d = 245,7 \text{ kN}$$

Kus: $\sigma_{cp} = 0$ - kuna plaadis esinevad pikkijõud on tühised

$b_w = 1000\text{mm}$ - tekiplaadi ühikpikkus

(30)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 = 1,631$$

(31)

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02 = 0,00814$$

(32)

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

(33)

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,4890$$

$k_1 = 0,15$ – tegur, soovituslik väärtus

Põikjõukandevõime ei ole tagatud. Põikjõukandevõime tagamiseks tuleb lisada täiendavat armatuuri. Lisan pikki suunaliselt tekiplaadile rangid sammuga 150mm. Armatuur asetseb piirkonnas kus sisejõud ületavad armeerimata betooni põikjõukandevõimet, ehk sõrestiku postide kohal ulatudes risti suunas üle terve sillateki, ning pikki silda 2 meetrit mõlemale poole posti. Rangide samm on 150mm.

Ühes tasandis asuva rangi ristlõikepindala:

(34)

$$A_{sw} = \frac{1}{s} * \frac{\pi * D^2}{4} = 1026,3 \text{ mm}^2$$

Kus: $S = 0,15\text{m}$ – Rangide samm

$D = 14\text{mm}$ – Rangi diameeter

Arvutusliku põikjõukandevõime leidmiseks võtame väiksema tulemuse järgmisest kahest valemist:

(35)

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * Z * f_{ywd} * \cot\theta = 2558,6\text{kNm}$$

(36)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta * \tan\theta} = 3358,4 \text{ kNm}$$

Kus: $z=0,9*d=452,7\text{mm}$ - Ühtlase kõrgusega elemendi vaadeldava osa paindemomendile vastav sisejõudude õlg

$\cot\theta = 1,9$ - θ on nurk betoonkaldvarda ja põikjõuga risti oleva telje vahel

$\tan\theta=0,526$

$\alpha_{cw}=1,0$ - Tegur mis võtab arvesse surutud vöö pingelukorda

$v_1 = 0,6$ - Tegur mis võtab arvesse põikjõust purunenud betooni tugevuse vähenemise

Põikjõukandevõime on $2558,6 \geq 2260 \text{ kNm}$, ning seega on põikjõukandevõime tekiplaadi pikkisuunas tagatud.

3.1.4 Tekiplaadi põikjõu kandevõime arvutus risti silda.

Arvutustes on lähtutud standardist EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 [6] [7] [8] [12]

Põikjõukandevõime arvutustes saame kasutada kahte valemit, millest tuleb kasutada maksimaalset saadud väärtust.

(37)

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_l \sigma_{cp} \right] b_w d = 327,4 \text{ kN}$$

(38)

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_l \sigma_{cp}) b_w d = 246,6 \text{ kN}$$

Kus: $\sigma_{cp} = 0$ - kuna plaadis esinevad pikkijõud on tühised

$b_w=1000\text{mm}$ - tekiplaadi ühikpikkus

(39)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 = 1,629$$

(40)

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_{wd}} \leq 0,02 = 0,00810$$

(41)

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

(42)

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,4883$$

$k_1 = 0,15$ – tegur, soovituslik väärtus

Põikjõukandevõime ei ole tagatud. Põikjõukandevõime tagamiseks tuleb lisada täiendavat armatuuri. Lisan pikki suunaliselt tekiplaadile rangid sammuga 150mm. Armatuur asetseb piirkonnas kus sisejõud ületavad armeerimata betooni põikjõukandevõimet, ehk silla äärest 1,5 meetri ulatuses mõlemal pool silda, terve tekiplaadi pikkuses. Rangide samm on 150mm.

Ühes tasandis asuva rangi ristlõikepindala:

(43)

$$A_{sw} = \frac{1}{s} * \frac{\pi * D^2}{4} = 1340,4 \text{ mm}^2$$

Kus: $S = 0,15\text{m}$ – Rangide samm

$D = 16\text{mm}$ – Rangi diameeter

Arvutusliku põikjõukandevõime leidmiseks võtame väiksema tulemuse järgmisest kahest valemist:

(44)

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * Z * f_{ywd} * \cot\theta = 3355,1\text{kNm}$$

(45)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\cot\theta * \tan\theta} = 3371,8\text{kNm}$$

Kus: $z = 0,9 * d = 454,5\text{mm}$ – Ühtlase kõrgusega elemendi vaadeldava osa paindemomendile vastav sisejõudude õlg

$\text{Cot}\theta = 1,9$ – θ on nurk betoonkaldvarda ja põikjõuga risti oleva telje vahel

$\text{Tan}\theta = 0,526$

$\alpha_{cw} = 1,0$ – Tegur mis võtab arvesse surutud vöö pingelukorda

$\nu_1 = 0,6$ – Tegur mis võtab arvesse põikjõust purunenud betooni tugevuse vähenemise

Põikjõukandevõime on $3355,1 \geq 3355 \text{ kNm}$, ning seega on põikjõukandevõime tekiplaadi pikkisuunas tagatud.

3.1.5 Tekiplaadi kasutuspiir seisund

Pragusid avava momendi leidmine [6] [7] [8] [12]:

(46)

$$M_{crc} = f_{ctm} * W_{crc} = 123,77 \text{ kNm}$$

Kus: $f_{ctm} = 3,80 \text{ MPa}$ - betooni normatiivse telgtõmbetugevuse keskmine väärtus

Pragunemata olukorra vastupanumoment:

(47)

$$W = \frac{I}{y} = 3,257 * 10^7 \text{ mm}^3$$

Kus: $y = 271,9 \text{ mm}$ - ristlõike nulljoone kaugus altservast

Tekiplaadi inertsmoment:

(48)

$$I = I_c + I_{s1} + I_{s2} = 1,622 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

Kus: $I_c = 1,387 * 10^{10} \text{ mm}^4$ Betoonplaadi inertsmoment

$I_{s1} = 1,204 * 10^9 \text{ mm}^4$ Alumise armatuuri inertsmoment

$I_{s2} = 1,140 * 10^9 \text{ mm}^4$ Ülemise armatuuri inertsmoment

Pragude avanemiseks peab olema rahuldatud tingimus $M_{sd} < M_{crc}$, seega kuna $519 > 123,8 \text{ kNm}$ siis järelilikult praod avanevad.

Minimaalne armatuuri pind:

(49)

$$A_{s,min} = \frac{k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct}}{\sigma_s} = 550 \text{ mm}^2$$

Kus: $k_c=0,4$ – tegur mis arvestab ristlõike pingeaotust vahetult enne prao tekkimist ja sisejõudude õla muutumist

$k=0,65$ – tegur mis arvestab tõkestusjõudude vähenemisele viitavat ebaühtlaselt jaotuvate isetasakaalustavate pingete mõju

$A_{ct}=278\,000 \text{ mm}^2$ - Betooni tõmbetsooni pind

$\sigma_s= 500 \text{ MPa}$ -armatuuri maksimaalse pinge lubatud absoluutväärtus vahetult peale prao tekkimist

Minimaalne armatuuri pind on tagatud ($A_{s,min} < A_{s1}$)

3.2 Sõrestiku kandevõime arvutused

“Traditsiooniliselt loetakse sõlmed arvutusskeemis liigendsõlmedeks”. Seega avaldub sõrestiku tööpõhimõte – iga element on koormatud vaid pikkijõuga, ning paindemoment on väga väike või puudub sootuks. Üldine paindemoment võetakse vastu surve-ja tõmbevõõga [7]. Sõrestiku elementide arvutused teostatakse vastavalt standardile EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. Sõrestiku elementideks on nelikantprofiiliga talad. Äärmiste paneelide puhul on kasutatud sama ristlõikega keevisprofiiltalad, mis võimaldab kasutada kõrgema tugevusklassi terast, tagamaks konstruktsiooni kandevõime.

Profiili omadused:

$H=400$ mm

$b=400$ mm

$T=20$ mm

$A=30400$ mm²

$I_z= 71540000$ mm³

$I_y= 71540000$ mm³

$i_z= 154$ mm

$i_y= 154$ mm

$f_{y355}=355$ MPa

$f_{y420}=420$ MPa

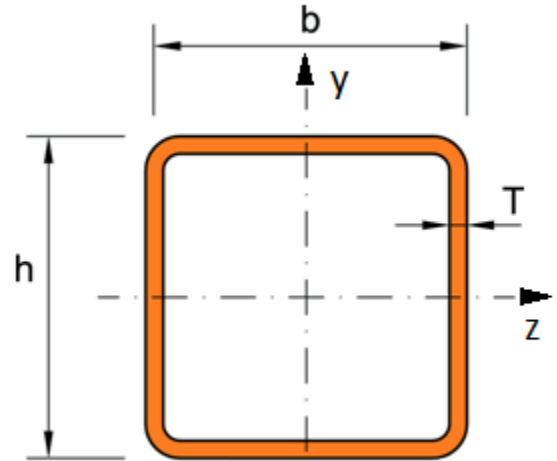
$f_{u355}=470$ MPa

$f_{u420}=520$ MPa

$\gamma_{M0}=1,0$ – ristlõike kandevõime osavarutegur

$\gamma_{M1}=1,0$ – Varda kandevõime osavarutegur üldstabiilsuse suhtes

$\gamma_{M2}=1,25$ – Ristlõike kandevõime osavarutegur lähtuvalt teerese tõmbetugevusest



Joonis 3 Nelikantprofiili ristlõige

Suurima väärtusega survejõu saame olukorras kus rasket rongiliiklust esindav koormusmudel SW/2 asetseb täielikult silla peal, ühes silla otsas. Sellisel juhul on suurim survejõud 1. paneeli diagonaalis.

$$N_{ed} = 9510 \text{ kN}$$

Kuna esimeses ja viimases paneelis kasutame diagonaalidel suurema tugevusega terast, siis ülejäänud paneelides võime arvestada nendes tekkivat maksimaalset survejõudu. See esineb olukorras kus koormusmudel SW/2 asub täpselt silla keskel, ning tekib 4. paneeli ülemises vöös.

$$N_{ed} = 7824 \text{ kN}$$

Suurima väärtusega tõmbejõud esineb olukorras kus rasket rongiliiklust esindav koormusmudel SW/2 asetseb täielikult sillal, silla alguses. Sellisel juhul on suurim tõmbejõud 7. paneeli diagonaalil.

$$N_{ed}=4681\text{kN}$$

3.2.1 Ristlõikeklassi määramine:

Terese tugevusklassi mõju arvestab tegur [6] [16]

(50)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Ristlõike klass	Tingimus	S355	S420
1	$c/t \leq 33\varepsilon$	$18 \leq 26,8$	$18 \leq 24,7$
2	$c/t \leq 38\varepsilon$	$18 \leq 31,9$	$18 \leq 28,4$
3	$c/t \leq 42\varepsilon$	$18 \leq 34,2$	$18 \leq 31,4$

Tabel 4 Ristlõike surutud osade maksimaalne paksuse-laiuse suhe

Kus: $c=360\text{mm}$ – profiili siseseinade vaheline mõõt

$t=20\text{ mm}$ – profiili seinapaksus

Mõlema profiili puhul on tagatud tingimus $c/t \leq 33\varepsilon$, seega on mõlemad profiilid 1. ristlõike klassist.

3.2.2 Surutud ristlõike kandevõime

Surutud varda ristlõike kandevõime ristlõikeklassides 1,2 ja 3 leitakse järgmise valemiga [6] [16]:

(51)

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

$$N_{c,rd,355}=10\,792\text{ kN}$$

$$N_{c,rd420}=12\,768\text{ kN}$$

Seega on tingimus $N_{ed} \leq N_{c,Rd}$ rahuldatud nii S355 terasest elementide, kui ka S420 terasest elementide puhul, ehk surutud varda kandevõime on tagatud.

3.2.3 Tõmmatud varda ristlõikekandevõime:

Tõmmatud varda arvutuslik tõmbejõud peab igas ristlõikes rahuldama tingimust [6] [16]

$$N_{ed} \leq N_{t,Rd}$$

Aukudega ristlõike tõmbekandevõime omn väiksem järgmistest suurustest:

Brutoristlõike arvutuslik plastne kandevõime:

(52)

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl,rd,355} = 10\,792 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd420} = 12\,768 \text{ kN}$$

Netoristlõike kandevõime kinnitusvahendite aukude kohal:

(53)

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 * A_{net} * f_u}{\gamma_2}$$

Kus: $A_{net} = 23920 \text{ mm}^2$ – ristlõike netopindala

$$N_{u,rd,355} = 6\,114 \text{ kN}$$

$$N_{u,rd420} = 7\,233 \text{ kN}$$

Määravaks saab netoristlõike kandevõime, ning kandevõime on tagatud, kuna on rahuldatud tingimus

$$N_{ed} \leq N_{t,Rd}$$

3.2.4 Surutud varda stabiilsus

Surutud varda arvutuslik nõtkekandevõime 1, 2 ja 3. ristlõikeklassis leitakse järgmise valemi järgi [6] [16]:

(54)

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{m1}}$$

Kus: χ antud stabiilsuskao vormile vastav nõtketegur, mille suurus sõltub tingsaledusest $\bar{\lambda}$:

(55)

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

Kus: Φ – Nõtkekõverast sõltuv abisuurus

(56)

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

Kus: $\alpha=0,49$ – Nõtkekõvera hälbetegur

$\bar{\lambda}$ – ristlõikeklassile vastav ringsaledus

(57)

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Kus: $E=210$ Gpa – Teraselastsusmoodul

(58)

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$$

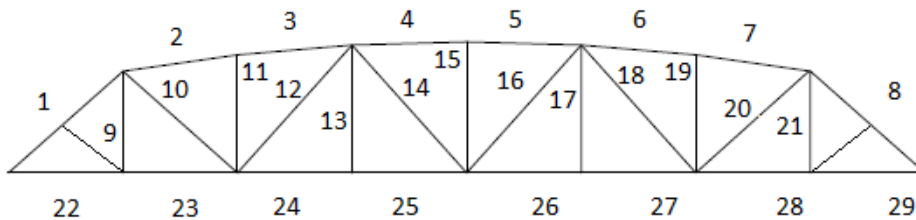
Kus: $L_{cr}=L*\mu$

Kus: L – varda pikkus

$\mu=1$ - nõtketegur

Varda nr	Suurim survejõud vardas [kN]	Varda pikkus L [m]	μ	λ	f_y [Mpa]	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ	Nb,rd [kN]
1	9510	14,45	0,45	42,22	420	0,601	0,779	0,785	10019,69
2	7100	8,98	0,90	52,46	355	0,687	0,855	0,733	7910,64
3	7062	8,88	0,90	51,88	355	0,679	0,848	0,738	7960,43
4	7824	8,76	0,90	51,22	355	0,670	0,840	0,743	8018,18
5	7824	8,76	0,90	51,22	355	0,670	0,840	0,743	8018,18
6	7062	8,88	0,90	51,88	355	0,679	0,848	0,738	7960,43
7	7100	8,98	0,90	52,46	355	0,687	0,855	0,733	7910,64
8	9510	14,45	0,45	42,22	420	0,601	0,779	0,785	10019,69
9	2385	11,50	0,90	67,21	355	0,880	1,053	0,612	6609,35
10	-	14,45	0,90	84,45	355	1,105	1,333	0,481	5196,17
11	449	13,50	0,90	78,90	355	1,033	1,237	0,521	5625,72
12	2865	17,37	0,90	101,49	355	1,328	1,659	0,377	4069,76
13	2264	15,00	0,90	87,66	355	1,147	1,390	0,460	4961,09
14	-	17,37	0,90	101,49	355	1,328	1,659	0,377	4069,76
15	1021	15,50	0,90	90,58	355	1,186	1,444	0,441	4756,45
16	-	17,37	0,90	101,49	355	1,328	1,659	0,377	4069,76
17	2264	15,00	0,90	87,66	355	1,147	1,390	0,460	4961,09
18	2865	17,37	0,90	101,49	355	1,328	1,659	0,377	4069,76
19	449	13,50	0,90	78,90	355	1,033	1,237	0,521	5625,72
20	-	14,45	0,90	84,45	355	1,105	1,333	0,481	5196,17
21	2385	11,50	0,90	67,21	355	0,880	1,053	0,612	6609,35
22	1706	8,75	0,90	51,14	355	0,669	0,839	0,744	8025,26
23	-	8,75	0,90	51,14	355	0,669	0,839	0,744	8025,26
24	-	8,75	0,90	51,14	355	0,669	0,839	0,744	8025,26
25	-	8,75	0,90	51,14	355	0,669	0,839	0,744	8025,26
26	-	8,75	0,90	51,14	355	0,669	0,839	0,744	8025,26
27	-	8,75	0,90	51,14	355	0,669	0,839	0,744	8025,26
28	-	8,75	0,90	51,14	355	0,669	0,839	0,744	8025,26
29	-	8,75	0,90	51,14	355	0,669	0,839	0,744	8025,26

Tabel 5 Varraste nõtkekandevõime



Skeem 4 Varraste nummberdus

Tingimus $N_{ed} \leq N_{b,Rd}$ on kõigis varrastes tagatud, seega on talade nõtkekandevõime tagatud.

3.3 Põiktalade arvutus

Põiktalad paiknevad sillateki all, ning nede peamiseks eesmärgiks on kanda jõud sillatekilt sõrestiku alumise vöö sõlmedesse. Põiktalade samm on 8750 mm. Peamiselt jõud mis põiktaladele mõjuvad on pikkijõud, põikjõud, ning paindemoment. Talad on valmistatud S355 terasest, profiiliga HE600B. Arvutused on teostatud vastavalt standardile EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015[6] [16].

Profiili omadused:

$$A = 27000 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$E = 210 \text{ Gpa}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$t_w = 15,5 \text{ mm}$$

$$h_w = 486 \text{ mm}$$

$$t_f = 30 \text{ mm}$$

$$r = 27 \text{ mm}$$

$$w_{y,pl} = 6425000 \text{ mm}^3$$

$$\gamma_{M0} = 1,0 \text{ - ristlõike kandevõime osavarutegur}$$

$$\gamma_{M1} = 1,0 \text{ - Varda kandevõime osavarutegur üldstabiilsuse suhtes}$$

Maksimaalsed sisejõud profiilides:

$$N_{ed} = 1327 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 532 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 564 \text{ kNm}$$

3.3.1 Ristlõikeklassi määramine

Terase tugevusklassi mõju arvestab tegur [6] [16]

(59)

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

Surutud vöö ristlõikeklass

$$\frac{c}{t} = 3,84 \leq 9 \quad \varepsilon = 0,81 - 1. \text{ristlõikeklass}$$

(60)

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} = 115,3$$

Seina ristlõikeklass

$$\frac{c}{t} = 31,4 \leq 72 \quad \varepsilon = 0,81 - 1. \text{ristlõikeklass}$$

(61)

$$c = h - 2 * (t_f + r) = 486 \text{ mm}$$

Seega kuulub ristlõige tervikuna ristlõikeklassi 1.

3.3.2 Kande võime arvutused

Ristlõike arvutuslik plastne kande võime [6] [16]:

(62)

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{mo}} = 9585 \text{ kN}$$

Tala ristlõike pikijõu kande võime on tagatud.

Kui on tagatud järgnevad tingimused, siis ei pea pikijõu mõju arvestama:

(63)

$$N_{ed} \leq 0,25 * N_{pl,Rd} = 2396 \text{ kN}$$

ja

$$N_{ed} \leq \frac{0,5 * h_w * t_f * f_y}{\gamma_{mo}} = 1337 \text{ kN}$$

Mõlemad tingimused on täidetud, seega ei pea pikijõu mõju arvestama.

Ristlõike arvutuslik plastne põikjõukandevõime:

(64)

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = 2272 \text{ kN}$$

Kus: $A_v = 11085 \text{ mm}^2$ – ristlõike lõikepindala

Kui maksimaalne põikjõud jääb alla 50% arvutusliku põikjõukandevõimet siis võib põikjõu mõjuga mitte arvestada, ehk täidetud peab olema tingimus:

(65)

$$V_{ed} \leq 0,5 * V_{pl,Rd}$$

532 kN \leq 1136 kN, seega on tingimus täidetud ja põikjõu kandevõime tagatud, ning võib jätta arvestamata.

Tala seina nihkestabiilsus:

Tala seina nihkestabiilsus on tagatud ega vaja kontrollimist, kui seina kõrguse ja paksuse suhe rahuldab tingimust

$$\frac{h_w}{t_w} = 31,4 \leq \frac{72}{\eta} * \varepsilon = 48,6$$

Kus: $\eta = 1,2$ tegur

Tingimus on täidetud ja seega on tala seina nihkestabiilsus tagatud ja ei vaja täiendavat kontrolli

Paindekandevõime:

Kuna võime jätta arvestamata põik- ja pikkijõu, siis saab paindekandevõime leida järgneva valemi kaudu

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{y,pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = 2281 \text{ kNm}$$

Tingimus $M_{ed} \leq M_{pl,Rd}$ on täidetud, ning seega on paindekandevõime tagatud

3.3 Liidete arvutused

[6] [20]

Polthiited on arvutatud standardi EVS-EN 1993-1-8 kohaselt. Polthiiteid kasutatakse sõrestiku elementide ühendamiseks, ning need töötavad antud liidetes nihkele, ehk on A-klassi liited. Antud sõrestiku elementide ühendamiseks kasutatakse kõrgtugevaid polte M24, tugevusklassiga 8.8.

Iga poldi puhul peavad olema täidetud järgmised tingimused:

(66)

$$F_{v,ed} \leq F_{v,Rd}$$

(67)

$$F_{v,ed} \leq F_{b,Rd}$$

Poldi ühe lõike arvutuslik lõiketugevus:

(68)

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A}{\gamma_{m2}} = 173,6 \text{ kN}$$

Kus: $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ – Poldi normatiivne tõmbetugevus

$A = 452 \text{ mm}^2$ – Poldi keermestamata osa ristlõikepindala

$\alpha_v = 0,6$ tegur, mis arvestab kas ristlõige töötab keermestatud või keermestamata osas

Poldiaugu serva muljumiskandevõime leitakse valemiga:

(69)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{m2}}$$

Kus: $d = 24 \text{ mm}$ – Poldi läbimõõt

$t = 20 \text{ mm}$ – Ühes suunas töötavate ühendatavate elementide väikseim kogupaksus

α_b – Tegur, väikseim suurustest $\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}$ ja 1,0

$$f_{ub}/f_{u,355}=1,70$$

$$f_{ub}/f_{u,420}=1,54$$

α_b – Tegur, leitakse järgmiselt:

Otsmistel poltidel:

(70)

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3*d_0}=0,463$$

Muudel poltidel:

(71)

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3*d_0} - 0,25=0,552$$

Kus: $e_1=37,5$ mm – Äärmise poldiaugu tsentri kaugus servast, piki jõu mõjumissuunda

$p_1= 65,0$ mm - Kahe poldiaugu tsentrite vaheline kaugus piki jõu mõjumissuunda

k_1 – Tegur mis sõltub poldiaukude asetusest jõu mõjumissuuna ristsuunas ja arvutatakse järgmiselt:

Äärmistel poltidel: Väiksem suurustest

(72)

$$(2,8\frac{e_2}{d_0} - 1,7) = 2,19$$

ja 2,5

Muudel poltidel: Väiksem suurustest

(73)

$$(1,4\frac{p_2}{d_0} - 1,7) = 1,67$$

Ja 2,5

Poldi asetus	Elemendi tõmbetugevus f_u [MPa]	Poldiaugu muljumiskandevõime $F_{b,rd}$ [kN]
Otsmine	520	92,6
Äärmine	520	144,8
Äärmine ja otsmine	520	121,5
Muu	520	110,4
Otsmine	420	83,7
Äärmine	420	130,9
Äärmine ja otsmine	420	109,8
Muu	420	99,8

Tabel 6 Poldiaugu serva muljumiskandevõime

Poldiaukude paigutus ja :

Poltide täpne paigutus on ära toodud liidete joonisel

Poldiaukude ääre-, otsa- ja vahekaugused peavad rahuldama järmisi nõudeid

- Pikki jõu mõjumissuunda: $e_1 \geq 1,2d_0 = 32,4$; $p_1 \geq 2,2d_0 = 59,4$
- Jõu mõjusuunaga risti: $e_2 \geq 1,2d_0 = 32,4$; $p_2 \geq 2,4d_0 = 64,8$

Vastavalt nõuetele on valitud suurused

$$e_1 = 37,5 \text{ mm}$$

$$e_2 = 37,5 \text{ mm}$$

$$e_2 = 65,0 \text{ mm}$$

$$e_2 = 65,0 \text{ mm}$$

Seega saab ühes ristlõikes maksimaalselt paikneda 6 polti ühel küljel, ehk 12 polti kahe külje peale. Otsmise ristlõike muljumiskandevõime saame võttes 4 poldi jaoks „otsmise ja äärmise“ poldi kandevõime ning ülejäänutele „otsmise“ poldi kandevõime. Ülejäänud

ristlõigete jaoks võtame 4 poldile „äärmise“ poldi kandevõime ja ülejäänutele „muu“ kandevõime.

Paigutan poldid 7 kihis, seega leian muljumiskandevõime S420 terasest elementidel järgnevalt:

$$F_{b,420} = 4 * F_{b,420,OÄ} + 8 * F_{b,420,O} + 6 * (4 * F_{b,420,Ä} + 8 * F_{b,420,Muu}) = 10\,004 \text{ kN}$$

Ning analoogselt leian muljumiskandevõime ka S355 terasel, kuhu paigutan poldid samuti 7 kihis

$$F_{b,355} = 4 * F_{b,355,OÄ} + 8 * F_{b,355,O} + 6 * (4 * F_{b,355,Ä} + 8 * F_{b,355,Muu}) = 9\,042 \text{ kN}$$

Poltide summarne lõiketugevus on

$$\Sigma F_{v,rd} = 84 * F_{v,rd} = 14582,4 \text{ kN}$$

Seega on mõlemal juhul rahuldatud tingimused $F_{v,ed} \leq F_{b,Rd}$ ja $F_{v,ed} \leq F_{v,Rd}$, ehk poltliite nihke- ja muljumiskandevõime on tagatud.

3.4 Nihketüüblite arvutus

Vältimaks betoonplaadi ja teraskonstruksiooni omavahelist nihkumist, kasutame nihketüübleid. Nihketüüblikuks võtame nurkterase, mille saab keevitada põiktalade külge. Arvutused on teostatud vastavalt standardile EVS-EN 1994-2:2005+NA:2009[18].

Nurkterasest nihketüübli arvutusliku kandevõime leiame valemiga

(74)

$$P_{rd} = \frac{10 * b * (h * f_{ck})^{3/4}}{\gamma_{m2}} = 464,8 \text{ kN}$$

Kus: $b = 125 \text{ mm}$ – nurkterase laius

$h = 80 \text{ mm}$ – nurkterase kõrgus

Vältimaks nurkterase irdumist betoonplaadist tuleb kasutada ka armatuurteras. Valitud on armatuur B500 diameetriga 14 mm. Armatuurteras peab rahuldama tingimust

(75)

$$\frac{A_e * f_{sk}}{\gamma_s} = 58,2 \text{ kN} \geq 0,1 * P_{rd} = 46,5 \text{ kN}$$

Kus: $A_e = 154 \text{ mm}^2$ – Armatuuri ristlõike pindala

Tingimus on rahuldatud, seega on tagatud et nurkteras ei irdu armatuurist.

Nihketüüblite summarne kandevõime peab olema võrdne või suurem põiktala põikkandevõimest, seega vajaminevate nihketüüblite arvu saame järgmisest valemist:

(76)

$$N_f = \frac{V_{pl,rd}}{P_{rd}} = 4,9$$

Järelikult on igale põiktalale vaja vähemalt 5 nihketüüblit.

3.5 Tuulekoormuse arvutus

Tuulesidemed töötavad peamiselt survele, ning nendes esineva põikjõu, ning painde-ja väändemomendi saab lugeda tühiseks. Tuulesidemeks on valitud õõnes nelikantprofiil mõõtmetega 200x200x8mm, S355 terasest. Tuulesidemed paiknevad diagonaalselt sõrestiku ülemiste vööde vahel. Tuulesidemete tugevusarvutused on teostatud vastavalt standardile EVS-EN 1993-1-1 [6] [16].

Tuulesidemete ristlõike omadused:

$$A = 6144 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$I_z = 37090000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 37090000 \text{ mm}^4$$

$$i_z = 78,1 \text{ mm}$$

$$i_y = 78,1 \text{ mm}$$

Tala kuulub 1. ristlõikeklassi

Suurim pikkijõud tuulesidemetes:

$$N_{ed} = 232,7 \text{ kN}$$

Ristlõike kandevõime on tagatud kui on täidetud tingimus:

(77)

$$N_{ed} \leq N_{c,Rd}$$

Brutoristlõike arvutuslik plastne kandevõime:

(78)

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 2181,1 \text{ kN}$$

Seega on tingimus $N_{ed} \leq N_{c,Rd}$ rahuldatud, ehk surutud varda kandevõime on tagatud.

Surutud varda arvutuslik nõtkekandevõime 1, 2 ja 3. ristlõikeklassis leitakse järgmise valemi järgi:

(79)

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 1359,5 \text{ kN}$$

Kus: χ antud stabiilsuskao vormile vastav nõtketegur, mille suurus sõltub tingsaledusest $\bar{\lambda}$:

(80)

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,626 \leq 1,0$$

Kus: Φ – Nõtkekõverast sõltuv abisuurus

(81)

$$\Phi = 0,5 * [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,028$$

Kus: $\alpha=0,49$ – Nõtkekõvera hällbetegur

$\bar{\lambda}$ – ristlõikeklassile vastav ringsaledus

(82)

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} * \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0,857$$

Tegur λ :

(83)

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = 65,5$$

Kus: $L_{cr} = L \cdot \mu$

Kus: L – varda pikkus

$\mu = 1$ - nõtketegur

Tingimus $N_{ed} \leq N_{b,Rd}$ on tagatud, seega on tuulesidemete nõtkekandevõime tagatud.

3.6 Läbipaine

Silla pikiteljel on oluline kontrollida ka läbivajumist. Antud töös on läbipained leitud arvutuspaketiga Staad.Pro CONNECT edition V22 update 6. Suurim läbipaine esineb olukorras kus koormusmudeli SW/2 kohane koormus paikneb täielikult sillal, ühes silla otsas. Lubatud maksimaalne läbipaine on leitud vastavalt standardile EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 [17].

$w = 117,6$ mm – suurim läbipaine sillal

Suurim lubatud läbipaine

(84)

$$w_{max} \leq \frac{L}{400} = 175 \text{ mm}$$

Kus: L = 70 000 mm – Sildeava pikkus

Tingimus on rahuldatud, silla läbipaine on lubatud piires

Vähendamaks silla läbipainet veelgi anname sillale eeltõusu 36,5 mm, mis vastab silla läbipaindele omakaalust.

3.7 Silla pikkisiirded

Silla projekteerimisel tuleb arvestada ka temperatuuri kõikumisest tulenevat geomeetria muutumist. Seda väärtust kasutatakse eelkõige tugiosade liikuvuse projekteerimiseks. Arvutus on teostatud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-5:2004+NA:2007, ning maksimaalne ja minimaalne temperatuuri väärtus on võetud sama standardi rahvuslikust lisast, tabel NA.6.1.1 „Kõrgeim, madalaim ja keskmine temperatuur“. Madalaim temperatuur on -39°C, ning maksimaalne 34°C[19].

(85)

$$\Delta L = \alpha * \Delta T * L = 62,16 \text{ mm}$$

Kus: $\alpha = 0,000012 \text{ K}^{-1}$ – Joonpaisumistegur terasele

$\Delta T = 74 \text{ }^\circ\text{C}$ – Temperatuuri muutus

$L = 70 \text{ m}$ – sildeava pikkus

3.8 Maksimaalsed toereaktsioonid

Siin on toodud välja arvutuspaketiga Staad.Pro CONNECT edition V22 update 6 saadud maksimaalsed toereaktsioonid tugedele, võimaldamaks tugiosasi valida/projekteerida.

$F_y = 8547,1 \text{ kN}$ – Toereaktsioon y-telje sihis

$F_z = 2336,2 \text{ kN}$ – Toereaktsioon z-telje sihis

$F_x = 489,5 \text{ kN}$ – Toereaktsioon x-telje sihis

Kokkuvõte

Antud magistritöö eesmärgiks oli kaaluda erinevaid lahendusi, leidmaks alternatiive Emajõe raudtee silla projekteerimiseks. Töö põhifookus oli ühe alternatiivi projekteerimine eelprojekti mahus. Alternatiivi valimisel käsitleti silla rajamiskeerukust, maksumust kui ka hoolduskulusid.

Silla projekteerimisel lähtuti nii riigihanke nõuetest kui ka eurokoodeksi standartidest. Uue silla üks eesmärkidest oli võimaldada jõge ületavate rongide maksimaalse kiiruse suurendamine. Selle eesmärk on tagatud eurokoodeksi nõuetele vastavalt projekteerides, mis lubab kuni 200km/h kiirusega ronge, lisaks muutes ka trassi geomeetriat, kuid seda antud töös ei käsitletud.

Valituks osutus sõrestiksild, sildeavaga 70,0 meetrit, sõrestik on muutuva kõrgusega, äärmistes paneelides on sõrestiku kõrgus 11,5 meetrit, keskel ulatub aga 15,5 meetrini. Sõrestik koosneb peamiselt külmaltsitud terastaladest mille profiil on 200x200x20 mm tugevusega S355, kriitilistes kohtades aga samade mõõtmetega keevisprofiilist tugevusega S420. Sõrestiku alumise vöö sõlmedesse on kinnitatud põiktalad, mis kannavad tekiplaadi koormused üle sõrestikule. Tuulekoormuse võtavad vastu sõrestiku ülemiste vööde vahel diagonaalselt asetsevad tuulesidemed. Silla tekiplaadiks on raudbetoonplaat paksusega 550 mm, tekiplaadi ääres asuvad betoonist külgliseinad, mis koos tekiplaadiga moodustavad ballastiküna. Ballastküna on projekteeritud kuni 500 mm paksuse kihi ballasti jaoks. Ballastikihi ja tekiplaadi vahel on ette nähtud ka hüdroisolatsioon, kaitsmaks tekiplaadi vee eest. Ballasti peal asuvad veel raudbetoonist liiprid ja rööpad.

Silla projekteerimisel arvestati eurokoodeksi järgsete koormusmodelitega LM71 - iseloomustab tavalist rongiliiklust, SW/0 - iseloomustab jätkuvtaladel kulgevat raudteeliikluse vertikaalmõju ja SW/2 - iseloomustab raskest raudteeliiklusest tulenevat vertikaalset koormust. Enamus kontrollarvutustel sai määravaks koormusmodel SW/2.

Silla kandevõime arvutused said teostatud vastavalt asjakohastele eurokoodeksi standartitele, ning kõik standartist tulenevad tingimused said rahuldatud.

Kui tööd edasi arendada, siis võiks veel ära lahendada hoolduste jaoks vajaliku käigutee, deformatsioonivuugi, tilktorude asukoha ja deformatsioonivuugid. Lisaks käsitleti antud töös vaid pikimat sildeava, seega on lahendamata äärmised silded ja tugipostid.

Summary

The aim of this master's thesis was to consider different solutions to find alternatives for the design of the Emajõgi railway bridge. The main focus of the work was to design one alternative within the scope of the preliminary design. When choosing an alternative, the complexity of constructing the bridge, the cost and the maintenance costs were considered.

The bridge was designed based on both public procurement requirements and Eurocode standards. One of the aims of the new bridge was to increase the maximum speed of trains crossing the river. Its purpose is ensured by designing it in accordance with the requirements of the Eurocode, which allows trains with speeds up to 200 km / h, in addition to changing the geometry of the route, but this was not addressed in this work.

A truss bridge with a span of 70,0 meters was chosen, the truss is variable in height, the truss height in the outer panels is 11,5 meters, and in the middle it reaches 15.5 meters. The truss consists mainly of cold-rolled steel beams with a profile of 200x200x20 mm S355, and in critical places with a welded profile of the same dimensions S420. Transverse beams are attached to the lower belt assemblies, which transfer the loads of the deck plate to the truss. The wind load is received by the wind ties located diagonally between the upper belts of the truss.

The deck slab of the bridge is a reinforced concrete slab with a thickness of 550 mm, the concrete side walls are located on the sides of the deck slab, which together with the deck slab form a ballast trough. The ballast trough is designed for ballast with a layer thickness of up to 500 mm. Waterproofing is also provided between the ballast layer and the deck plate to protect the deck plate from water. Reinforced concrete sleepers and rails are also located on top of the ballast.

The load models according to the Eurocode were taken into account in the design of the bridge. The SW / 2 load model became decisive in most control calculations.

The load-bearing capacity calculations of the bridge were performed in accordance with the relevant Eurocode standards, and all conditions arising from the standard were met.

If the work is further developed, the aisle, deformation joint, location of drip pipes and deformation joints required for maintenance could still be solved. In addition, only the longest bridge opening was considered in this work, so the extreme bridges and support posts are unresolved.

Kasutatud kirjanduse loetelu

- [1] R. M. Barker, J A. Puckett "Design of Highway Bridges: An LRFD Approach, Second Edition"
- [2] <https://www.structuremag.org/?p=8715> 11.04.2021
- [3] <http://www.historyofbridges.com/facts-about-bridges/pratt-truss/> 11.04.2021
- [4] <https://www.garrettsbridges.com/design/howe-truss/> 11.04.2021
- [5] <https://www.garrettsbridges.com/tag/k-truss/#:~:text=The%20K%20Truss%20design%20was%20a%20variant%20from%20the%20Parker%20truss%20design.&text=The%20idea%20of%20the%20K,can%20resist%20buckling%20from%20compression> 11.04.2021
- [6] V. Otsmaa „Betonkonstruktsioonide arvutamine“
- [7] <http://airsill.planet.ee/ttu/Sillad/Sillad.doc> 15.05.2022
- [8] J. Idnurm loengukonspekt „Plaatsild koos pragude arvutusega“
- [9] Loorits, K. „Teraskonstruktsioonide arvutus Eurokoodeks 3 järgi“
- [10] EVS-EN 1991-2/NA:2007: Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 2: Sildade liikluskoormused
- [11] EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007/AC:2019: Eurokoodeks 2: Betonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele
- [12] EVS-EN 1992-2:2005+NA:2008: Eurokoodeks 2: Betonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 2: Betoonsillad. Arvutus- ja detailiseerimisreeglid
- [13] EVS-EN 1990:2002/A1:2006 Eurokoodeks. Ehituskonstruktsioonide projekteerimise alused. Muudatus A1. Lisa A2: Rakendamine sildade puhul
- [14] EVS-EN 1992-2:2005+NA:2008: Eurokoodeks 2: Betonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 2: Betoonsillad. Arvutus- ja detailiseerimisreeglid
- [15] EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused.Tuulekoormus

- [16] EVS-EN 1993-2:2006+NA:2008 Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine - Osa 2: Terassillad
- [17] EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks
- [18] EVS-EN 1994-2:2005+NA:2009 Eurokoodeks 4: Terasest ja betoonist komposiitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 2: Üldreeglid ja reeglid sildade projekteerimiseks
- [19] EVS-EN 1991-1-5:2004+NA:2007 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-5: Üldkoormused. Temperatuurikoormus
- [20] EVS-EN 1993-1-8:2005+NA:2006 Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-8: Liidete projekteerimine

Lisad

Antud tööga kaasnevad ka graafilised lisad, mis on köidetud eraldi.