

Vana Säreveere silla koormuskatsetused ja teaduslikud analüüsid ning hüdroisoleerivate betoonide ja betoon-pinna hüdrofoobsete pinnakaitsevahendite teaduslik uuring

Lõpparuanne
Osa 1



TÖÖVÕTULEPING nr 15-00242/011



MAANTEEAMET

Tallinn 2015

Sisukord

1. SISSEJUHATUS.....	3
2. SÄREVERE SILLA KATSETAMISE AJAKAVA	4
3. SÄREVERE SILLA KIRJELDUS, koormused ja kandevõime	5
4. TALADE ARVUTUSLIKUD SISEJÕUD JA DEFORMATSIOONID	18
4.1 Koormus N-30 1. avas.....	18
4.2 Koormus KM1 1.avas	19
4.3 Mudelite N-30 ja KM1 võrdlus	20
4.4 Koormus HK-80 avas 2 (keskmine ava)	20
4.5 Silla koormamine NATO MLC klassifikatsiooni kohaselt	22
4.6 Särevere silla arvutustulemused eri liikluskoormuste mudelite kohaselt	23
4.7 Kokkuvõte.....	25
5 SILLA KOORMAMINE JA KATSETULEMUSED	27
L isa 1. Särevere silla raudbetoon-konstruktsioonide uuringud	38
L isa 2 Särevere silla eksperimen-taalne modaalanalüüs	39
L isa 3. Särevere maanteevilla koor-muskatsetuste geodeetilised uuringud.....	40

1. SISSEJUHATUS

Katsetööde eesmärk : *Pärnu- Rakvere – Sõmeru mnt. asuva Särevevere silla katsekoormamisel oli kaks eesmärki:*

1) uurida kas ligi 50 aastaste lihttala sildade korral, rakendades projektseid koormusmudeleid (reaalse sillaplaadi koormamise teel), tekib koormuse all projektsest suuremat läbivajumist ning ilmneb projektsest suuremat kandevõimekadu silla vananedes. Selle töö tegemiseks koormatakse Särevevere silla Türi poolset kaldaava;

2) määrata Särevevere silla keskmise ava purustav koormus. Purustava koormuse määramiseks koormatakse silda HK-80 koormusmudeli skeemi kohaselt.

Katsetustööde läbiviija: TTÜ Teedeinstituut. Katsetustööde juht: Siim Idnurm, juhi abi ja katsetööde korraldaja sillaehituse õppetooli juhataja professor Juhan Idnurm.

Silla tehnilise ülevaatuse ja defektide registreerimine teostati alltöövõtuna Tallinna

Tehnikakõrgkooli uurijate poolt, silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringute aruanne koostati Martti Kiisa ja Karin Lellepi poolt.

Silla dünaamiline katsetamine sooritati alltöövõtu korras E&M Engineering Solutions OÜ poolt, teostaja Eerik Peeker.

Silla deformatsioonide mõõtmine teostati TTÜ Teedeinstituudi geodeesia õppetooli töötajate poolt, geodeetiliste mõõtmiste juht professor Artu Ellmann, vaatleja Kalev Julge ja vaatleja abi Innar Metsala.

Katsetamine viidi läbi 16. ja 17. oktoobril eelnevalt Tellijaga kooskõlastatud katsetööde programmi alusel

Katsetustööde vahearuande koostamise aluseks olid järgmised dokumendi:

1. Maanteeameti ja TTÜ Teedeinstituudi vaheline töövõtuleping nr 15-00242/011 „ Vana Särevevere silla koormuskatsetused ja teaduslikud analüüsid ning hüdroisoleerivate betoonide ja betoonpinna hüdrofoobsete pinnakaitsevahendite teaduslik uuring“. 16.september 2015 a
2. Särevevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud. Töö nr 4-14/105, TTK, Tallinn 2015
3. Särevevere silla eksperimentaalne modaalanalüüs. E&M ENGINEERING SOLUTIONS OÜ, Tallinn 2015
4. Särevevere maanteevilla koormuskatsetuse geodeetilised uuringud 17-19.10.2015. aruanne, TTÜ Teedeinstituut, Tallinn 2015
5. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы/ Госстрой СССР. – М.: 1990
6. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правила обследования и испытаний/ Госстрой СССР. – М.: 1999

7. Союздорпроект Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах . Выпуск 56 –дополнения. Москва 1962. Инв. 147/2-2
8. EVS-EN 1991-2:2007. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 2: Sildade liikluskoormused.
9. EVS-EN 1990:2002/A1:2006+NA:2009. Eurokoodeks: Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. Muudatus A1. Lisa A2: Rakendamine sildade puhul.
10. EVS-EN 1992-1-1:2007 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele
11. EVS-EN 1992-2:2005+NA:2008. Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 2: Betoonsillad. Arvutus- ja konstrueerimisreeglid.
12. Eesti alagabariidiliste sildade laiendatud avaehituse kandevõime hinnang. ETS 60LT Tõnis Liigman. Tallinn, TTÜ 2015

2. SÄREVERE SILLA KATSETAMISE AJAKAVA

Käesolev vahearuanne sisaldab katsetuse käigu kirjeldust ning kokkuvõtet katsetuste tulemustest. Katsetuste käigus fikseeriti silla esialgne seisukord, kaardistati praod ning jälgiti nende avanemist, mõõdistati terrestilise laserskanneri abil silla esialgne kuju ja erinevad deformeerunud kujud eri koormusetappide ajal, vertikaalsiirded fikseeriti nii kõrgtäpsusega nivelleerimise kui lasertahhümeetrite kaudu

Enne staatilise koormamise algust, 25.09.2015; 07.10.2015; 17.10.2015 ja 18.10.2015, sooritati sillakonstruktsioonide tehniline ülevaatus ja betooni omaduste määramine mittepurustavate meetodite abil. Tehnilise ülevaatus tulemused ja sillakonstruktsioonide betooni omadused on esitatud Lisas 1.

Silla dünaamiline katsetamine, modaaltestimine toimus kahes etapis: enne ja pärast silla staatilisi koormuskatseid vastavalt 16.10.2015 kl 10:30-15:30 ja 21.10.2015 kl. 10:00-11:30. Esialgsed katsetulenused on esitatud Lisas 2.

Silla geodeetiliste mõõdistamise tulemused on esitatud Lisas 3.

Silla katsetamine staatilise koormusega toimus 17. ja 18. oktoobril 2015 a. Silla staatilise katsetamise koormuseks kasutati raudplokke kaaluga a' 2t. Maksimaalne võimalik koormus nende plokkide abil on 288 t. Laupäeval, 17. oktoobril oli soe sügisilm, päike paistis, pilvitu, temperatuur ca 12 °C. Pühapäev, 18. oktoobril oli sompus, udune ilm kogu katsetamise perioodil, temperatuur ca +2 °C

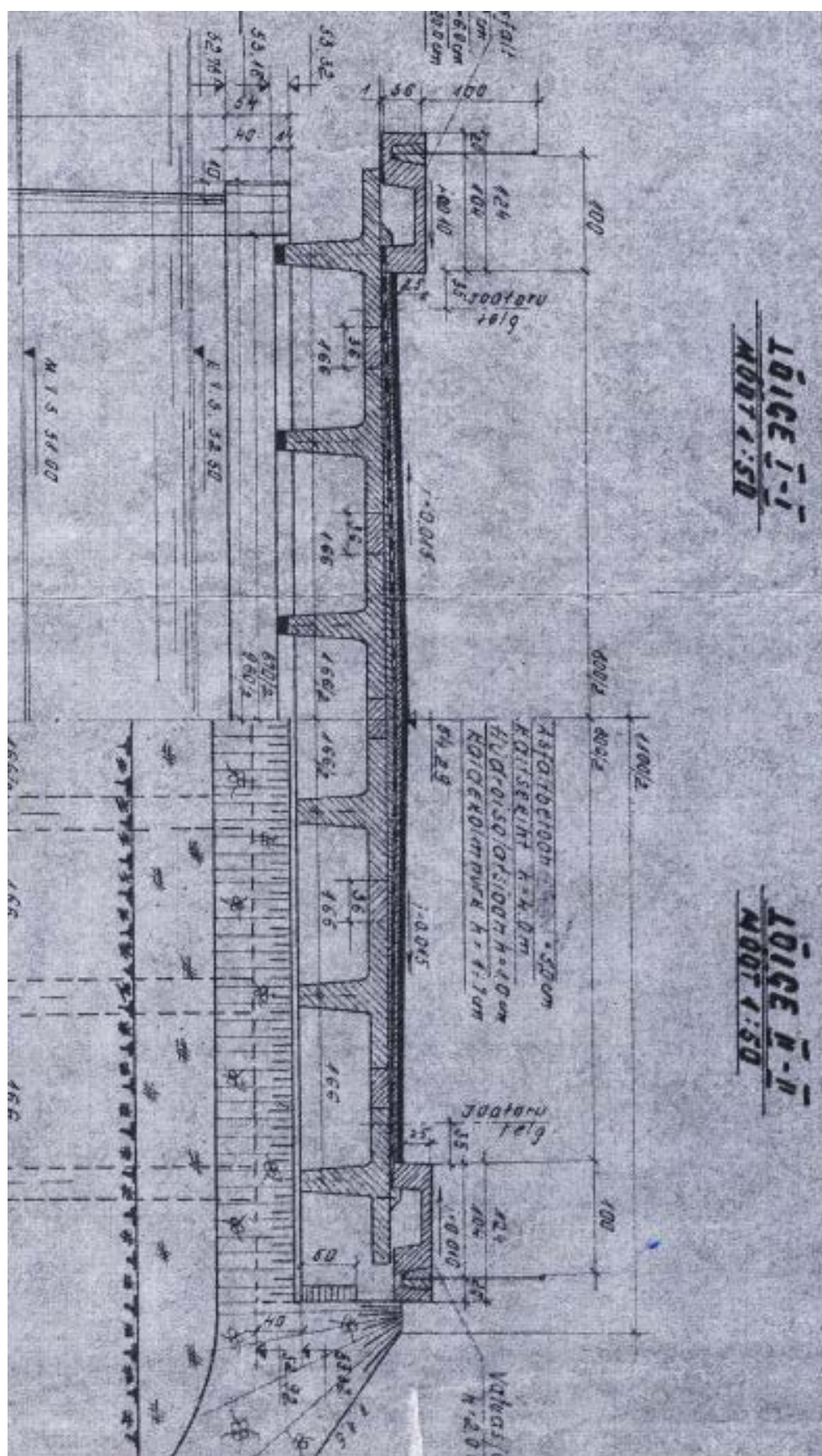
3. SÄREVERE SILLA KIRJELDUS, KOORMUSED JA KANDEVÕIME

Koormuskatsetused teostati riigimaanteel 5 km 75,298 endisel Särevere sillal, mis oli ehitatud 1970 a ja renoveeritud 1998 a. Pärnu jõge ületav sild on 3-avaline, silla pikkus 39,7 m. Silla dekiehitus koosneb Союздорпроект. Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах . Выпуск 56 – дополнения. Москва 1962. Инв. 147/2-2 tüüptaladest. Silla avad 10,56;13,26;10,56; arvutuslikud avad tüüpkataloogi kohaselt 11,1 ja 13,7 m, talade pikkused 11,36 ja 14,06 m.

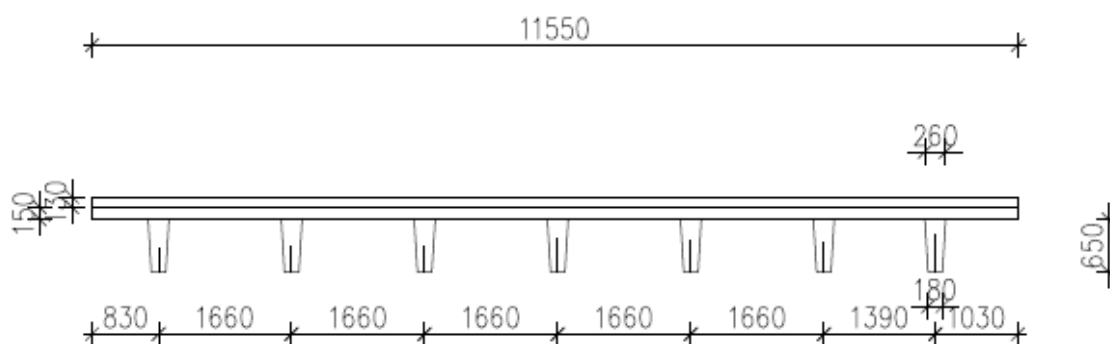
Enne renoveerimist oli silla laiusgabariit Г 8, st sõidutee laius oli 8 m, sillatalade arv 6. Peale renoveerimist silla kogu laius 11,6 m ja sõidutee laius 11,5 m. Sõidutee laiendamine toimus varem olnud kõnniteede ärajätmise ja sillale täiendava tala lisamise arvel.



Foto 1. Särevere silla vaade 23.sept.2015



Joonis 2. Särevere silla põiklõige enne rekonstrueerimist



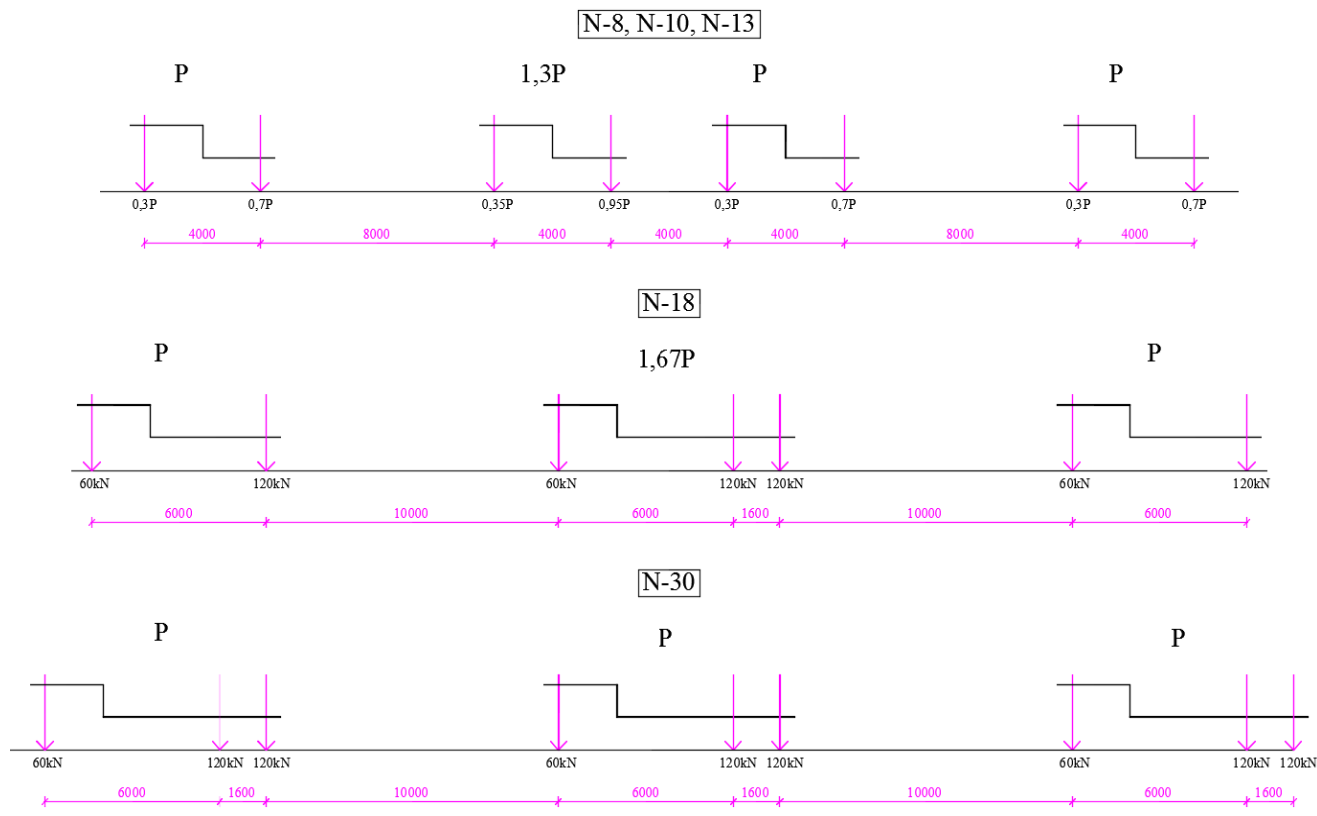
Joonis 3. Särevere silla Türi poolse ava dekiehitus. Mõõdistus 23. september 2015.



Foto 2. Särevere silla samba ja sõidutee laiendus raudbetoonist tala lisamisega. 23. sept.2015.

BMS andmetel on sild projekteeritud liikluskoormustele N30 ja HK80, kuid tüüpprojekti kataloogis on antud vaid sillatalad, mis on projekteeritud liikluskoormustele N18 ja HK-80. Määravaks liikluskoormuseks on HK-80, mis põhjustab silla talades suurimad paindemomendid ja põikjõud.

Mõlemal liikluskoormusel N18 ja N30 on suurimaks koormuseks 30 t veok, mille telgede koormused ja vahed on samad. Järgmised veokid paiknevad sillal 10 m kaugusel ja vaadeldavale Särevevere silla avadesse ei satu. Seega lühikeste, alla 20 m avadega sillataladele on liikluskoormus N18 identne N30-ga.



Joonis 4. Liikluskoormuse mudelid [12] .

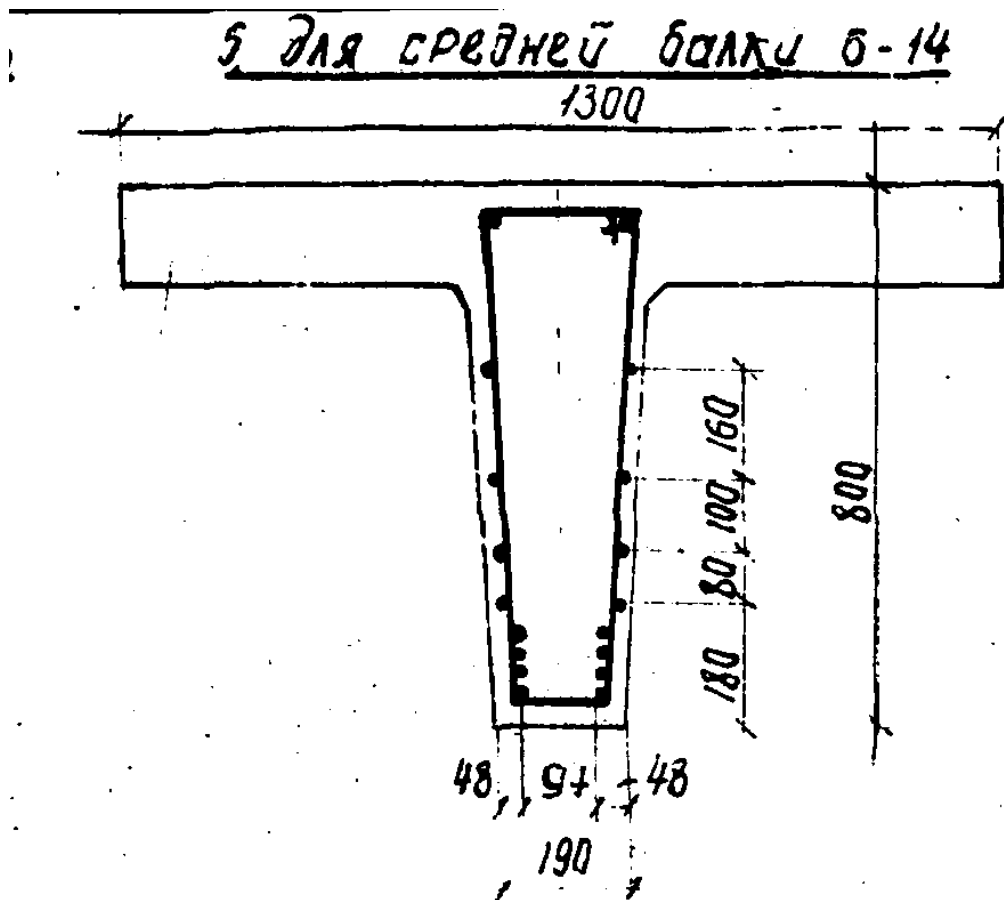
Tabel 1. Suurimad sisejõud tüüpkataloogi kohaselt

пролет в свету	расчетный пролет	высота главной балки см	У С И Л У Я														
			постоянная нагрузка			толпа			Н-18			НК-80			расчетные		
			момент в середине пролета	поперечная сила на опоре	поперечная сила в середине пролета	момент в середине пролета	поперечная сила на опоре	поперечная сила в середине пролета	момент в сере- дине пролета	поперечная сила на опоре	поперечная сила в середине пролета	момент в сере- дине пролета	поперечная сила на опоре	поперечная сила в середине пролета	момент в сере- дине пролета	поперечная сила на опоре	поперечная сила в середине пролета
7.5	8.4	70	14.0	6.7	—	—	—	—	30.4	16.6	7.2	41.0	21.6	7.3	44.4	23.3	7.2
10.0	11.1	80	25.3	9.1	—	—	—	—	40.0	17.3	7.2	59.4	22.6	8.4	65.3	26.4	7.2
12.5	13.7	85	39.0	11.4	—	—	—	—	48.5	17.5	6.9	81.6	26.0	10.6	120.6*	37.4*	10.6*
15.0	16.3	100	57.8	14.2	—	2.3	0.6	0.1	58.5	17.2	6.8	97.4	26.1	10.9	155.2*	40.3*	10.9*

НАГРУЗКА Н-18 и НК-80

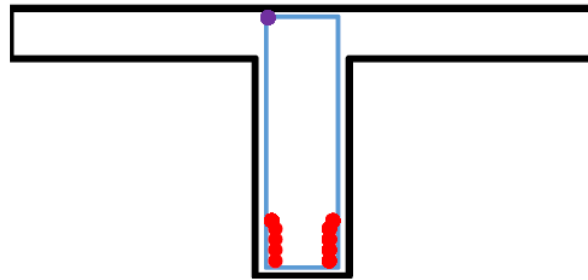
Я						Расчетное армирование (нижнее)	нормальные напряжения в середине пролета $\frac{M}{J} \cdot 10^6$						сжимающие напряжения $\frac{N}{F} \cdot 10^6$				марка бетона
НК-80			расчетные				в бетоне		в арматуре:				на опоре		в середине пролета		
момент в середине пролета	поперечная сила на опоре	поперечная сила в середине пролета	момент в середине пролета	поперечная сила на опоре	поперечная сила в середине пролета				средние	в крайнем ряду							
										допускаемые	полученные по расчету	допускаемые					
41.0	21.6	7.3	44.4	23.3	7.2	$\begin{cases} 6 \phi 32 \\ 2 \phi 16 \end{cases}$	125	56.0	1600	1620	1760	1733	22.0	15.3	22.0	4.7	300
59.4	22.6	8.4	65.3	26.4	7.2	$\begin{cases} 8 \phi 32 \\ 2 \phi 16 \end{cases}$	125	58.0	1600	1580	1760	1740	22.0	15.1	22.0	4.2	300
81.6	26.0	10.6	120.6*	37.4*	10.6*	12 $\phi 32$	163	97.0	2080	1930	2280	2270	28.6	20.0	28.6	6.1	300
97.4	26.1	10.9	155.2*	40.3*	10.9*	$\begin{cases} 12 \phi 32 \\ 2 \phi 16 \end{cases}$	163	95.4	2080	1950	2280	2250	28.6	18.2	28.6	5.1	300

Äärmise tala, mille arvutuslik ava on 11,1 m, suurim paindemoment tekib ava keskel HK80-st. $M_{arv} = 65,3 \text{ tm}$ (640 kNm) ja selle momendi vastuvõtmiseks ettenähtud tõmbearmatuur 8Ø32 ja 2 Ø16. Armatuuri mark Ct 5, ГОСТ 380-57 $f_{yk} = 300 \text{ MPa}$, tagavarategur 0,9 betoon M300, $f_{ck} = 26 \text{ Mpa}$.



Joonis 5. Arvutus pikkusega tala 11,1m ristlõige [7]

Betoontala paindekandevõime M_{Rd} arvutus



Andmed

Betooni f_{ck}	<u>26</u> MPa	Kaitsekihi paksus	<u>21</u> mm
Osavarutegur γ_c	<u>1,5</u>	Tõmbearmatuuri f_{yk}	<u>270</u> MPa
α_{cc}	<u>1</u>	Armatuuri γ_a	<u>1,15</u>
Tala kõrgus h	<u>800</u> mm	Rangi $\emptyset$	<u>8</u> mm
Tala laius b_w	<u>210</u> mm	Rangi f_{yv}	<u>235</u> MPa
Vöö laius b_f	<u>1300</u> mm		
Vöö paksus t_f	<u>150</u> mm	Terase E_s	200000 MPa
1. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>32</u> mm	5. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>16</u> mm
1. kihi raudade arv	<u>2</u> tk	5. kihi raudade arv	<u>2</u> tk
1. ja 2. kihi puhas vahe	<u>0</u>	5-6 kihi puhas vahe	<u>0</u> mm
2. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>32</u> mm	6. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>0</u> mm
2. kihi raudade arv	<u>2</u> tk	6. kihi raudade arv	<u>0</u> tk
2. ja 3. kihi puhas vahe	<u>0</u>	6-7 kihi puhas vahe	<u>0</u>
3. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>32</u> mm	7. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>0</u> mm
3. kihi raudade arv	<u>2</u> tk	7. kihi raudade arv	<u>0</u> tk
3. ja 4. kihi puhas vahe	<u>0</u>	7-8 kihi puhas vahe	<u>0</u>
4. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>32</u> mm	8. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>0</u> mm
4. kihi raudade arv	<u>2</u> tk	8. kihi raudade arv	<u>0</u> tk
4. ja 5 kihi puhas vahe	<u>0</u>		
1. kihi survearmatuuri $\emptyset$	<u>0</u> mm		
1. kihi surveraudade arv	<u>0</u> tk		
Survearmatuuri kaitsekiht	<u>30</u> mm		

Arvutused

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

$$c_z = 97,23529 \text{ mm} \quad (\text{raskuskeskme kaugus tala alt})$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 26 / 1,5 = 17,33 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a = 270 / 1,15 = 234,78 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_c = 235 / 1,15 = 204,35 \text{ MPa}$$

$$A_c = 800 \times 210 + 1090 \times 150 = 331500 \text{ mm}^2 \quad (\text{betooni pindala})$$

$$A_s = 6836 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = n \times \pi \times \emptyset^2 / 4 = 0 \times 3,142 \times 0^2 / 4 = 0 \text{ mm}^2$$

$$d' = a_{surve} + \emptyset_{tõmme} / 2 + \emptyset_{rang} = 30 + 0 / 2 + 8 = 38 \text{ mm} \quad (\text{survearmatuuri kasuskõrgus})$$

$$d = h - c_z = 800 - 97 = 703 \text{ mm} \quad (\text{tõmbearmatuuri kasuskõrgus})$$

$$s' = f_{yk} \times \gamma_c \times (A_s - A'_s) / (a_{cc} \times f_{ck} \times b_f \times \gamma_a) = 270 \times 1,50 \times (6836 - 0) / (1 \times 26 \times 1300 \times 1,15) = 71 \text{ mm}$$

$$s'' = f_{yk} \times \gamma_c \times (A_s - A'_s) / (a_{cc} \times f_{ck} \times b_w \times \gamma_a) + t_f \times (1 - b_f / b_w) =$$

$$= 270 \times 1,50 \times (6836 - 0) / (1 \times 26 \times 210 \times 1,15) + 150 \times (1 - 1300 / 210) = -338 \text{ mm}$$

Kui $s' > t_f$, siis $s = s'$, muidu $s = s''$

$$s = 71,22775 \text{ mm}$$

$$\text{Survetsooni raskuskese ülalt } s_z = 35,61388 \text{ mm}$$

$$x = s / 0,8 = 71 / 0,8 = 89,03 \text{ mm}$$

$$x_c = 0,0035 \times d / (0,0035 + f_{yk} / (E_s \times \gamma_a)) = 0,0035 \times 703 / (0,0035 + 270 / (200000 \times 1)) = 526 \text{ mm}$$

$$x < x_c \quad 89,03469 < 526,256361 \quad \text{Tõmbearmatuur voolab}$$

$$d_{piir} = \xi_{bal} (1 - f_{yk} / (\gamma_\alpha \times E_s \times 0,0035)) = 0,45 \times (1 - 270 / (200000 \times 1,15 \times 0,0035)) = 0,299$$

$$d' / d < d_{piir} \quad 0,054072 < 0,29906832 \quad \text{Survearmatuur voolab}$$

$$M_{Rd} = f_{yk} \times \{A_s \times (d - s_z) + A'_s \times (s_z - d')\} / \gamma_s =$$

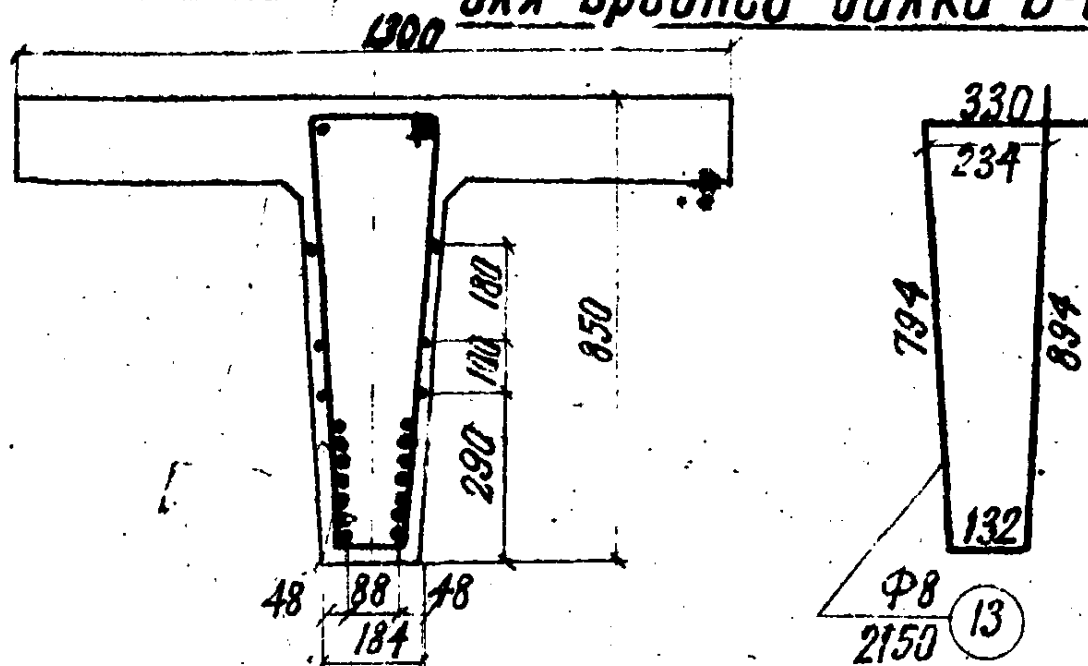
$$= 270 \times \{6836 \times (703 - 36) + 0 \times (36 - 38)\} / 1,15 = 1070776220 \text{ Nmm} = 1071 \text{ kNm}$$

Tüüpprojekti kohane kandevõime, kasutades tüüpprojektis toodud materjalide omadusi, kuid arvutatud kaasajal kasutatava Eurokoodi kohase arvutusmeetoodikaga on 1071 kNm

Keskmine tala, mille arvutuslik ava on 13,7 m, suurim paindemoment tekib ava keskel HK80-st.

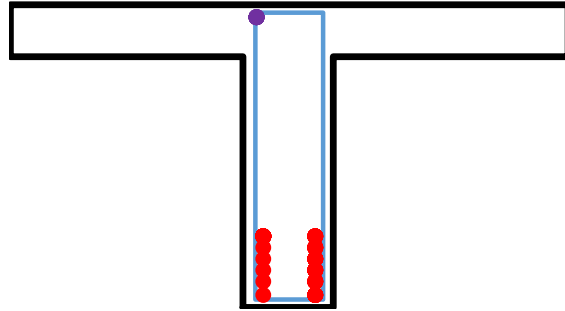
$M_{arv} = 120,6 \text{ tm}$ (1182 kNm) ja selle momendi vastuvõtmiseks ettenähtud tõmbearmatuur 12Ø32 .
Armatuuri mark Ct 5, ГОСТ 380-57 $f_{yk} = 300 \text{ MPa}$, tagavarategur 0,9 betoon M300, $f_{ck} = 26 \text{ MPa}$.

средние балки для средней балки Б-16



Joonis 6. Arvutusliku avaga 13,7 m tala ristlõige[7]

Betoontala paindekandevõime M_{Rd} arvutus



Andmed

Betooni f_{ck}	<u>26</u> MPa	Kaitsekihi paksus	<u>21</u> mm
Osavarutegur γ_c	<u>1,5</u>	Tõmbearmatuuri f_{yk}	<u>270</u> MPa
α_{cc}	<u>1</u>	Armatuuri γ_a	<u>1,15</u>
Tala kõrgus h	<u>850</u> mm	Rangi $\emptyset$	<u>8</u> mm
Tala laius b_w	<u>210</u> mm	Rangi f_{yw}	<u>235</u> MPa
Vöö laius b_f	<u>1300</u> mm		
Vöö paksus t_f	<u>150</u> mm	Terase E_s	210000 MPa
1. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>32</u> mm	5. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>32</u> mm
1. kihi raudade arv	<u>2</u> tk	5. kihi raudade arv	<u>2</u> tk
1. ja 2. kihi puhas vahe	<u>0</u>	5-6 kihi puhas vahe	<u>0</u> mm
2. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>32</u> mm	6. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>32</u> mm
2. kihi raudade arv	<u>2</u> tk	6. kihi raudade arv	<u>2</u> tk
2. ja 3. kihi puhas vahe	<u>0</u>	6-7 kihi puhas vahe	<u>0</u>
3. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>32</u> mm	7. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>0</u> mm
3. kihi raudade arv	<u>2</u> tk	7. kihi raudade arv	<u>0</u> tk
3. ja 4. kihi puhas vahe	<u>0</u>	7-8 kihi puhas vahe	<u>0</u>
4. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>32</u> mm	8. kihi armatuuri $\emptyset$	<u>0</u> mm
4. kihi raudade arv	<u>2</u> tk	8. kihi raudade arv	<u>0</u> tk
4. ja 5 kihi puhas vahe	<u>0</u>		
1. kihi survearmatuuri $\emptyset$	<u>0</u> mm		
1. kihi surveraudade arv	<u>0</u> tk		
Survearmatuuri kaitsekiht	<u>30</u> mm		

Arvutused	ξ_{bal}	0,45						
	$c_z =$	125	mm	(raskuskeskme kaugus tala alt)				
	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c =$	1,00×26/1,5 = 17,33 MPa						
	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a =$	270/1,15 = 234,78 MPa						
	$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_c =$	235/1,15 = 204,35 MPa						
	$A_c =$	850×210+ 1090×150 = 342000 mm ²					(betooni pindala)	
	$A_s =$	9651 mm ²						
	$A'_s =$	$n \times \pi \times \emptyset^2 / 4 = 0 \times 3,142 \times 0^2 / 4 = 0 \text{ mm}^2$						
	$d' = a_{surve} + \emptyset_{tõmme} / 2 + \emptyset_{rang} =$	30+0/2 + 8 = 38 mm					(survearmatuuri kasuskõrgus)	
	$d = h - c_z =$	850-125 = 725 mm					(tõmbearmatuuri kasuskõrgus)	

$s' = f_{yk} \times \gamma_c \times (A_s - A'_s) / (a_{cc} \times f_{ck} \times b_f \times \gamma_a) = 270 \times 1,50 \times (9651 - 0) / (1 \times 26 \times 1300 \times 1,15) = 101 \text{ mm}$									
$s'' = f_{yk} \times \gamma_c \times (A_s - A'_s) / (a_{cc} \times f_{ck} \times b_w \times \gamma_a) + t_f \times (1 - b_f / b_w) =$									
$= 270 \times 1,50 \times (9651 - 0) / (1 \times 26 \times 210 \times 1,15) + 150 \times (1 - 1300 / 210) = -156 \text{ mm}$									
Kui $s' > t_f$, siis $s = s''$, muidu $s = s'$									
$s = 100,5568 \text{ mm}$									
urvetsooni raskuskese ülalt $s_z = 50,27841 \text{ mm}$									
$x = s / 0,8 = 101 / 0,8 = 125,70 \text{ mm}$									
$x_c = 0,0035 \times d / (0,0035 + f_{yk} / (E_s \times \gamma_a)) = 0,0035 \times 725 / (0,0035 + 270 / (210000 \times 1)) = 549 \text{ mm}$									
$x < x_c$ 125,696 < 549,478816 Tõmbearmatuur voolab									
$d_{piir} = \xi_{bal} (1 - f_{yk} / (\gamma_a \times E_s \times 0,0035)) = 0,45 \times (1 - 270 / (210000 \times 1,15 \times 0,0035)) = 0,306$									
$d' / d < d_{piir}$ 0,052414 < 0,30625555 Survearmatuur voolab									
$M_{Rd} = f_{yk} \times \{A_s \times (d - s_z) + A'_s \times (s_z - d')\} / \gamma_s =$									
$= 270 \times \{9651 \times (725 - 50) + 0 \times (50 - 38)\} / 1,15 = 1528838505 \text{ Nmm} = 1529 \text{ kNm}$									

Tüüpprojekti kohane kandevõime, kasutades tüüpprojektis toodud materjalide omadusi, kuid arvutatud kaasajal kasutatava Eurokoodi kohase arvutusmeetodikaga on 1529 kNm

Need talade piirkandevõimed on arvutatud tüüpkataloogi kohaste andmetega. Reaalses sillal on betooni survetugevus aja jooksul kasvanud, tala vöö laius on talade vaheliste vuukide kaudu suurenenud, ja tala ülemise vöö paksus (ja sellega ka ka tala kõrgus) remontide ajal peale valatud plaadi paksuse võrra kasvanud. Kõik need muutused muudavad tala paindekandevõime piirväärtust.

Piirkandevõime M_{Rd} sõltuvus põiklõike parameetritest

Tüüpkatloogi kohaselt

1. tala L = 11,1 m			2. tala L= 13,7 m		
H	800	mm	850	mm	
bf	1300	mm	1300	mm	
tf	150	mm	150	mm	
f _{ck}	26	MPa	26	MPa	

Painde piirkandevõime olenevus betooni survetugevusest f_{ck}

1. tala L = 11,1 m			2. tala L= 13,7 m		
f _{ck} [MPa]	M _{Rd} [kNm]		f _{ck} [MPa]	M _{Rd} [kNm]	
26	1071		26	1529	
30	1078		30	1544	
35	1085		35	1558	
40	1090		40	1569	
46,6	1096		46,6	1579	

Scmidt
vasara
tulemus

Piirkandevõime suurust oluliselt betooni tugevusklass ei mõjuta.

Piirkandevõime olenevus tala vöö laiusest

1. tala L = 11,1 m			2. tala L= 13,7 m		
f _{ck} [MPa]	b _f [mm]	M _{Rd} [kNm]	f _{ck} [MPa]	b _f [mm]	M _{Rd} [kNm]
26	1300	1071	26	1300	1529
26	1400	1075	26	1400	1537
26	1500	1078	26	1500	1544
26	1600	1081	26	1600	1550
26	1660	1083	26	1660	1554

Piirkandevõime olenevus vöö paksusest (tala kõrgusest)

1. Tala L=11,1 m				2. Tala L=13,7 m			
f _{ck} [MPa]	t _f [mm]	h [mm]	M _{Rd} [kNm]	f _{ck} [MPa]	t _f [mm]	h [mm]	M _{Rd} [kNm]
26	150	800	1071	26	150	850	1529
26	180	830	1119	26	180	880	1597
26	200	850	1151	26	200	900	1642
26	220	870	1183	26	220	920	1687
26	250	910	1297	26	250	960	1778

Juhul, kui tüüptalade peale on silla remontimise ajal lisatud koomust jaotav betoonplaat, mille tulemusena muutub nii tala vöö paksus kui ka tala kõrgus, siis selline tegvus suurendab tala piirkandevõimet enam, kui betooni survetugevuse kasv või talaga kaasatöötava vöö laius.

Silla koormused lähtuvalt NATO MLC klassifikatsioonist

Üksikute reaalseste veokite kontrollarvutuseks on võetud arvutusmodelid lähtuvalt NATO MLC klassifikatsioonist.

Toodud modelid sisaldavad teatud vahemaade tagant mõjuvaid üksik või paari telgi ja suurstelt vastavad Eesti teedel liikuvatele raskeveokitele.

1	2	3	4	5	6	7
MLC	Tracked Vehicles	Wheeled Vehicles				
		Axle Load [Tonnes] and Spacing [m]	Maximum Single Axle Load	Tyre Load and nominal Ground Contact Width [m]	Axle Load and nominal Ground Contact Length [m]	Axle Wheel Spacing and nominal Ground Contact Width [m] (1)
50						
60						
70						
80						

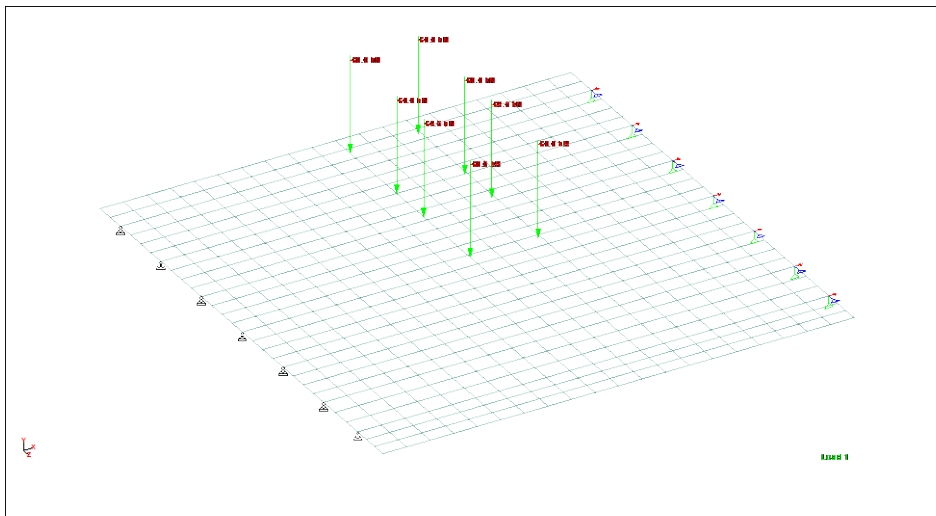
1	2	3	4	5	6	7
MLC	Tracked Vehicles	Wheeled Vehicles				
		Axle Load [Tonnes] and Spacing [m]	Maximum Single Axle Load	Tyre Load and nominal Ground Contact Width [m]	Axle Load and nominal Ground Contact Length [m]	Axle Wheel Spacing and nominal Ground Contact Width [m] (1)
90						
100						
120						
150						

4. TALADE ARVUTUSLIKUD SISEJÕUD JA DEFORMATSIOONID

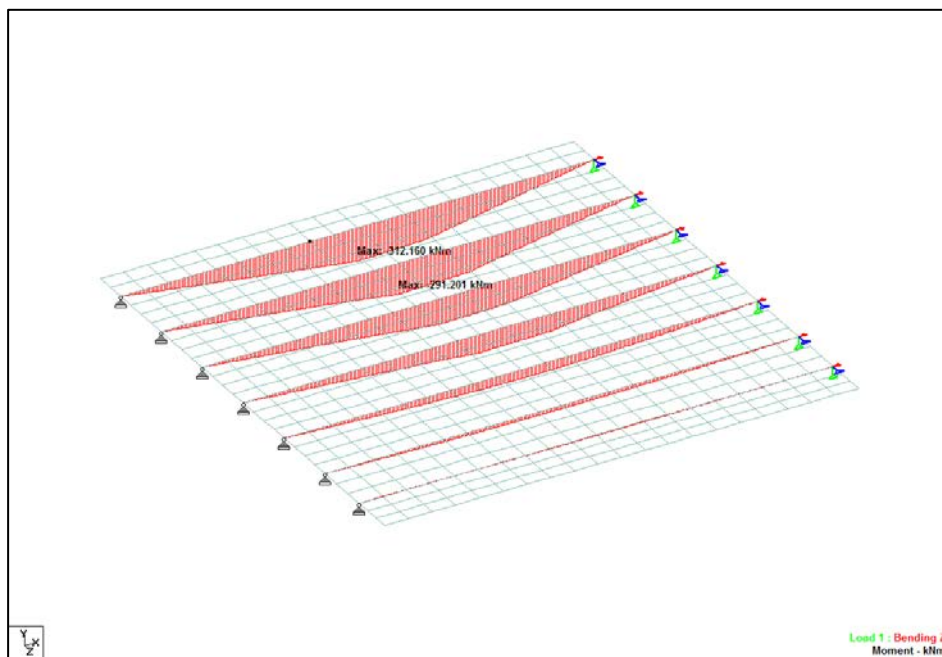
Talade deformatsioonide ja lisajõudude leidmiseks koostati arvutuspaketiga Staad/Pro 3D arvutusmodelid vastavate avade kohta kus koormused paiknevad. Koormused paigutati selliselt et nad tekitaks äärmises talas maksimaalse vertikaalse deformatsiooni ja paindemomendi

4.1 KOORMUS N-30 1. AVAS

Koormus N-30 koosneb ühest 6 tonniseist ja 2-st 12 tonniseist teljest. Sildeava lühiduse tõttu mahub sillale vaid 2 12 t (120 kN) telge. Sillale on paigutatud 2 veokit, veokite vahele on jäetud 100 mm vahe.



Joonis 7. Telgede asetus sildeaval mudelist N-30

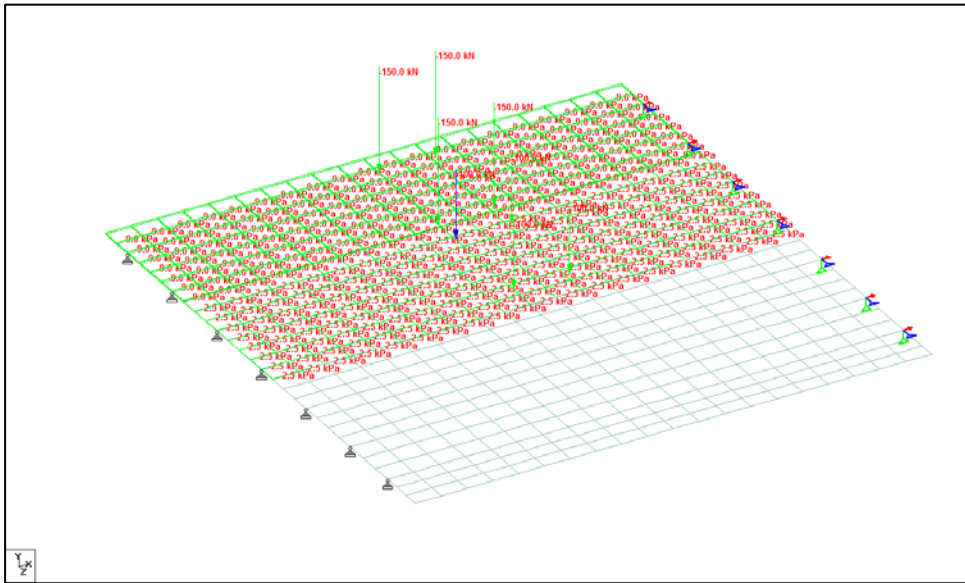


Joonis 8. Suurimad paindemomendid normatiivsest liikluskormusest N-30

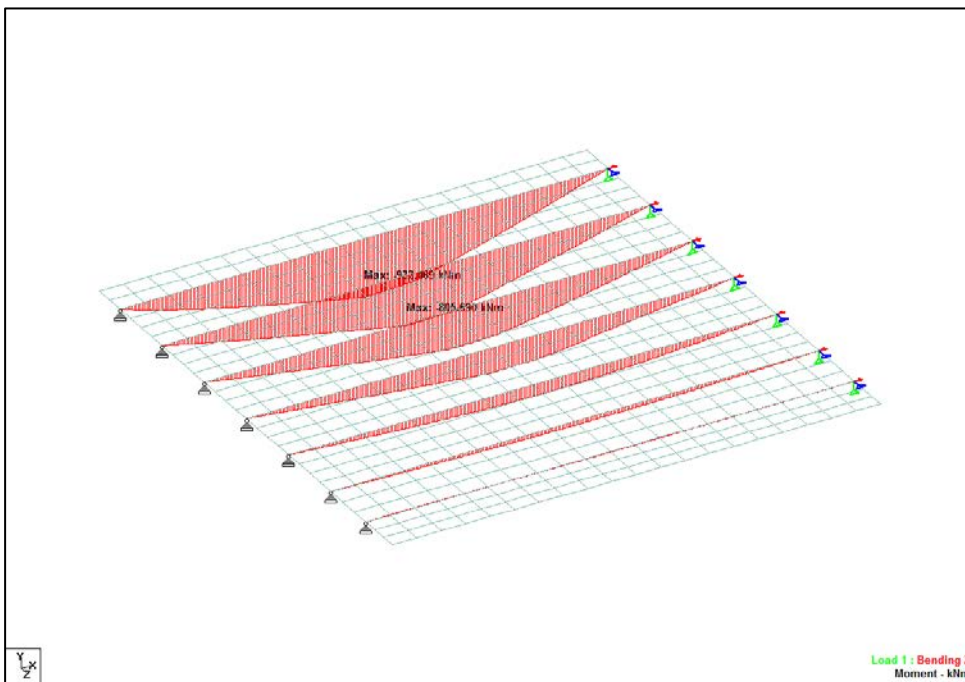
Maksimaalne siire normatiivsest liikluskoormusest on 4,85 mm, maksimaalne paindemoment on 312,2 kNm.

4.2 KOORMUS KM1 1.AVAS

Koormus mudel KM1 on võetud vastavalt EVS-EN 1991-2:2007 Sildade liikluskoormused. Kasutatud on kahte raskemini koormatud lepperada kuna 3. lepperada hakkab koormust äärmisel talal vähendama.



Joonis 9. Koormuste asetus sildeaval mudelist KM1



Joonis10. Suurimad paindemomendid normatiivsest liikluskoormusest KM1

Maksimaalne siire normatiivsest liikluskoormusest on 14,6 mm, maksimaalne normatiivne paindemoment on 932,5 kNm.

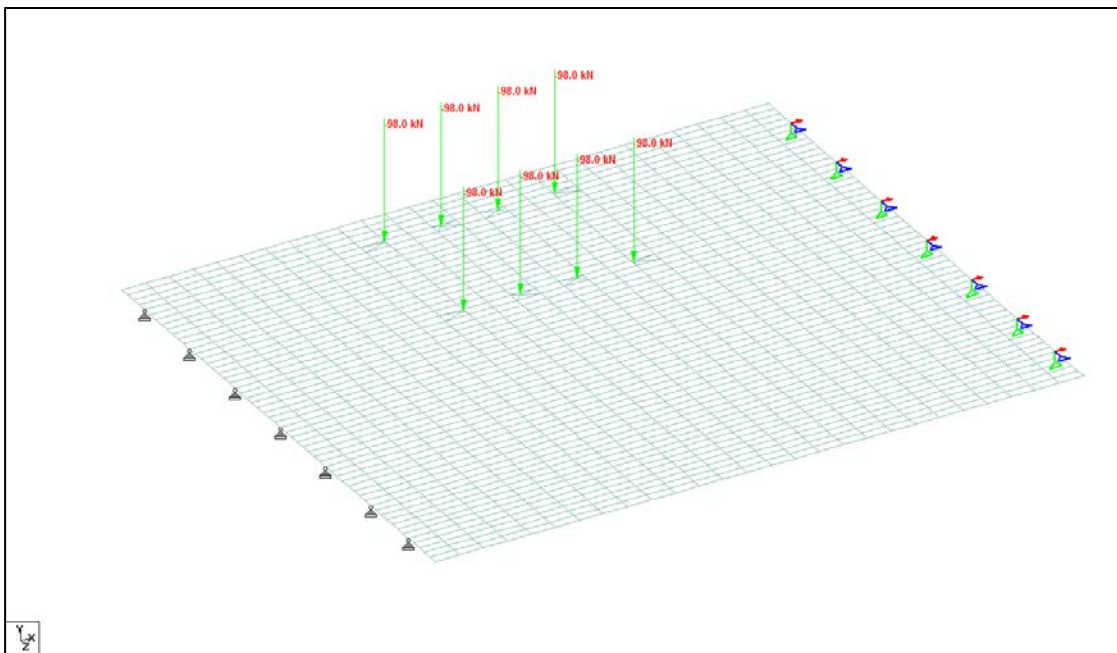
4.3 MUDELITE N-30 JA KM1 VÕRDLUS

Mudelite võrdlus talade maksimaalsete siirete ja paindemomentide normatiivsest liikluskoormusest kohta on toodud järgnevas tabelis:

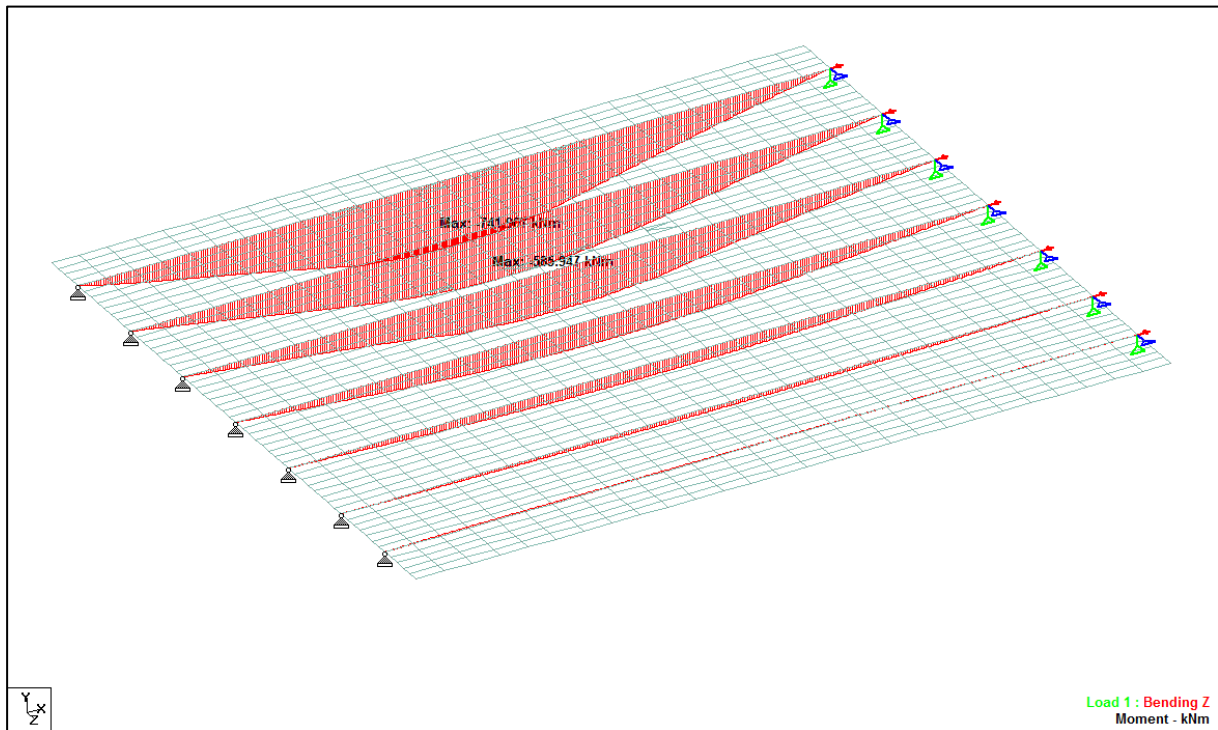
Tala	N-30		KM1	
	f, mm	M, kNm	f, mm	M, kNm
1	4,9	312,2	14,6	932,5
2	4,4	257,5	12,3	805,9
3	3,7	214,3	9,4	604,1
4	2,6	152,2	6,1	400
5	1,4	81,4	3,1	188
6	0,55	31,8	1,1	66,6
7	0,01	6,3	0,1	8,4

4.4 KOORMUS HK-80 AVAS 2 (KESKMINE AVA)

Koormus HK-80 asetatakse keskmisesse avva kõigepealt oma normiväärtusega, 4 telge, teljekoormustega 20 t (198 kN), koguväärtusega 80 t. Pärast deformatsioonide mõõtmist jätkatakse koormuse suurendamist 40 tonnise sammuga (10 t iga telje kohta) koos deformatsioonide jälgimisega kuni koormuse suuruseni 300 t või olukorrani kus silda võib lugeda purunenuks (kande või kasutuspiiriseisundist lähtudes).



Joonis11. Suurimad paindemomendid normatiivsest liikluskoormusest HK-80



Joonis 12. Suurimad paindemomendid normatiivsest liikluskoormusest NK-80

Maksimaalne siire normatiivsest liikluskoormusest HK-80 on 18,2 mm, maksimaalne normatiivne paindemoment on 741,9 kNm.

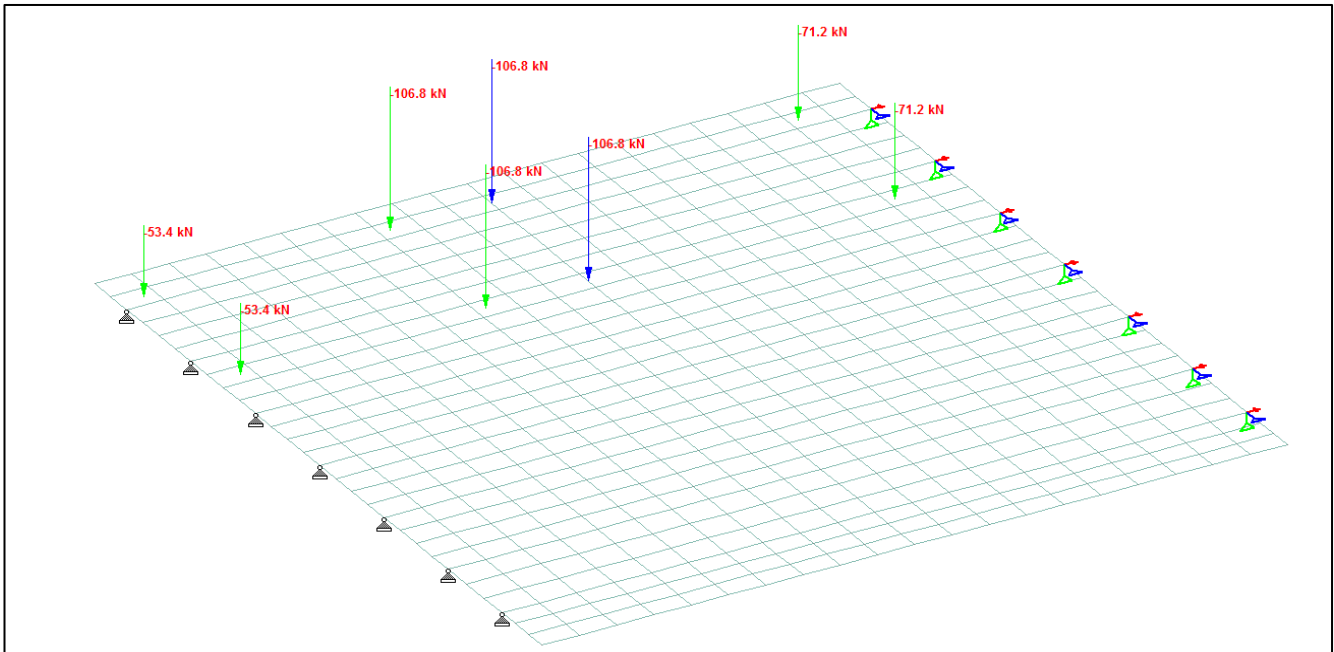
Eeldatavad deformatsioonid eri koormusetappidest on toodud järkevas tabelis ja graafikul, eeldades et koormamise käigus väheneb tala betooni elastsusmoodul pragunenud olukorra arvutustes kasutatud 22 GPa suurusest täispragunenud olukorra 16 GPa-ni.

Tabel 1. Keskmise ava äärmise tala läbipainded koormusest HK-80 ja selle edasisest suurenemisest.

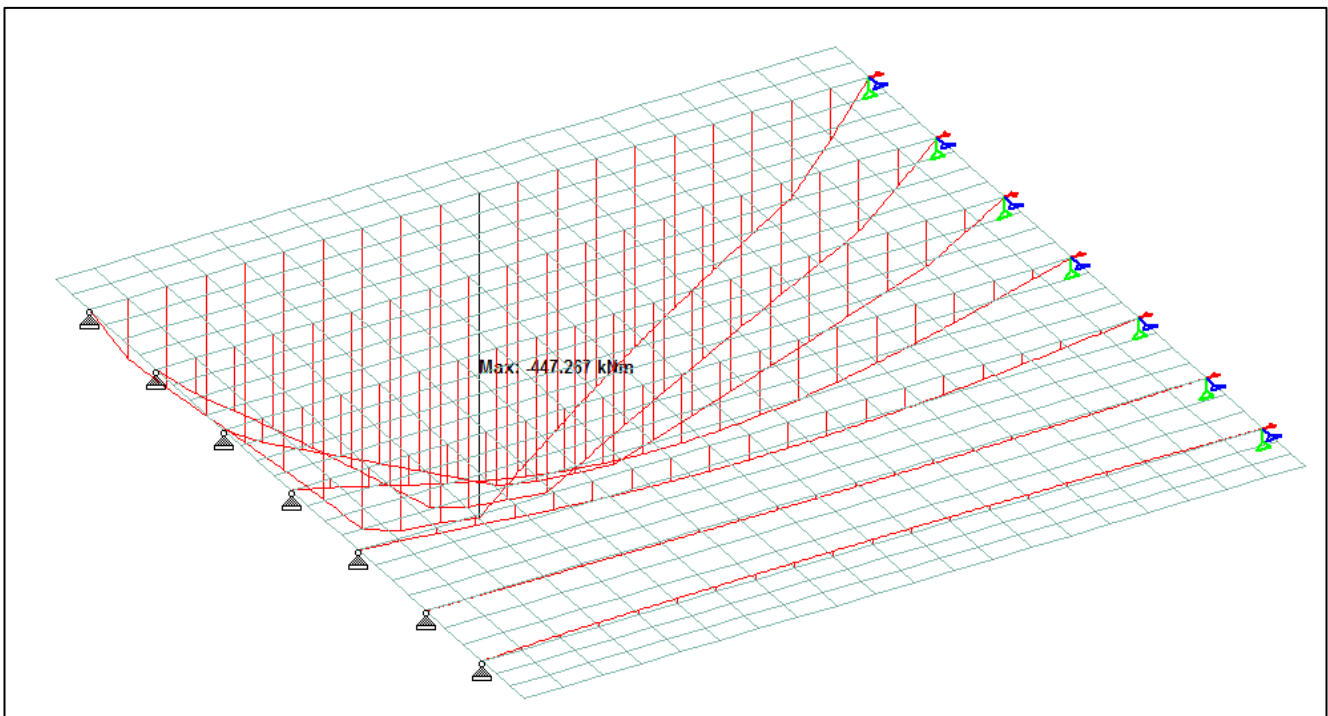
Koormus	E	f, mm	suhe sildeavasse
80	22,0	18,2	1/753
120	20,9	28,7	1/477
160	19,8	40,4	1/339
200	18,7	53,5	3/769 = 1/256
240	17,6	68,1	1/201
280	16,5	84,7	4/647 = 1/162
300	16,0	93,8	1/146

4.5 SILLA KOORMAMINE NATO MLC KLASSIFIKATSIOONI KOHASELT

Sildade arvutamiseks reaalsete võimalike teljekoormustega koostati arvutuspaketiga Staad/Pro vastavalt NATO MLC klassifikatsioonile arvutusmodelid kus rakendati sillale ratasveokite koormused vahemikus MLC50-MLC150. Arvutustes kasutati nii MLC kui ka omakaalukoormustele arvutuslike sisejõudude leidmiseks Eurocode põhist osavarutegurit 1,35. Arvutusmodelid koostati mõlema, nii 1,1 m pikkuse äärmise, kui ka 13,7 m pikkuse keskmise sildeava kohta.



Joonis 13. Koormused sillale NATO MLC80 klassifikatsiooni kohaselt



Joonis 14. Maksimaalne paindemoment äärmises avas koormusest MLC80

4.6 SÄREVERE SILLA ARVUTUSTULEMUSED ERI LIIKLUSKOORMUSTE MUDELITE KOHASELT

Särevere silla 1. ava äärmise tala keskkoha siirded ja sisejõud

Tabel A

	Tüüpikataloog			Arvutatud LEM				Katsetulemused		
	N-30	HK-80	N-30	1 KM $\alpha_Q=1$	1 KM $\alpha_{Q1}=0,8$	LM3 1200/200	LM3 2400/200	N-30	1 KM $\alpha_Q=1$	LM3 1200/200
w[mm]	-	-	4,9	15,9	13,8	14,8	15,57	3,1	16,3	14,5
M _{Ed} [kNm]	392	639,9	421,5	1263	1093	1062	1105	-	-	-
M _{Ed} +M _{ok}			859,2	1700,7	1530,7	1499,7	1542,7			

Särevere silla 1.ava äärmise tala keskkoha siirded ja sisejõud NATO MLC koormusest

Tabel B

Arvutatud LEM								
	MLC50	MLC60	MLC70	MLC80	MLC90	MLC100	MLC120	MLC150
w[mm]	5,7	6,1	7	8,1	9,1	9,1	10,7	11,9
M _{Ed} [kNm]	426,0	454	528	603	679	685	822	901
M _{Ed} +M _{ok}	863,7	891,7	965,7	1040,7	1116,7	1122,7	1259,7	1338,7

Särevere silla 2. ava äärmise tala keskkoha siirded ja sisejõud

Tabel C

	Tüüpikataloog		Arvutatud LEM				Katsetulemused		
	N-30	HK-80	HK-80		LM3 1200/200	LM3 2400/200	HK-80		
w[mm]	-	-	18,2		24,9	28,9	13		
M _{Ed} [kNm]	475,3	1181,9	1026		1491	1689	-		
M _{Ed} +M _{ok}			1689,0		2154,0	2352,0			

Särevere silla 2.ava äärmise tala keskkoha siirded ja sisejõud NATO MLC koormusest

Tabel D

Arvutatud LEM								
	MLC50	MLC60	MLC70	MLC80	MLC90	MLC100	MLC120	MLC150
w[mm]	9,6	11,2	13	14,9	16,7	17,6	21,1	22,7
M _{Ed} [kNm]	598,0	700	814	931	1047	1115	1338	1427
M _{Ed} +M _{ok}	1261,0	1363,0	1477,0	1594,0	1710,0	1778,0	2001,0	2090,0

Särevere silla talade sisejõud ja siirded 44t, 52t, 60t, 74t, 90t veokite teljekoormustest

Tabel E

Nimetus	44t	52t	52t	60t	60t	74t	90t	90t
Teljevalem	1+1+3	1+2+2+2	1+3+1+2	1+2+2+2	1+3+1+2	1+3+2+2	1+2+2+3	1+2+2+3
Telgi	5	7	7	7	7	8	8	8
Telg1 koormus kN	8500	8460	8500	8000	8000	9000	9000	9000
Telg2 koormus kN	11500	8770	6500	9000	8000	9500	13000	13000
Telg3 koormus kN	8000	8770	6500	9000	8000	9500	13000	13000
Telg4 koormus kN	8000	6500	6500	8500	8000	8200	11000	11000
Telg5 koormus kN	8000	6500	9000	8500	10000	9000	11000	11000
Telg6 koormus kN		6500	7500	8500	9000	9000	11000	11000
Telg7 koormus kN		6500	7500	8500	9000	9900	11000	11000
Telg8 koormus kN						9900	11000	11000
Koormus	44000	52000	52000	60000	60000	74000	90000	90000
Teliku teljevahe	1310	1400	1370	1400	1310	1310	1400	1310
Paindemoment 11,1m tala omakaal	306	306	306	306	306	306	306	306
Paindemoment 11,1m tala liiklus	316	337	257	346	316	360	500	435
Paindemoment 11,1m tala kokku	622	643	563	652	622	666	806	741
Paindemoment 13,7m tala omakaal	473	473	473	473	473	473	473	473
Paindemoment 13,7m tala liiklus	419	460	340	472	451	513	682	620
Paindemoment 13,7m tala kokku	892	933	813	945	924	986	1155	1093
Siire 11,1 m tala	3,7	3,9	3,0	4,0	3,7	4,2	5,8	5,0
Siire 13,7 m tala	7,4	8,2	6,0	8,4	8,0	9,1	12,1	11,0

Märkus: Tabelis on kollasega tähistatud sildeavasse asetatud telgede kombinatsioon sest talade lühikese pikkuse kõrvalasetsevate telgede/gruppide mõju praktiliselt puudus.

- 1.ava tala (11,1 m) painde piirkandevõime $MR_d = 1071 \dots 1297$ kNm olenevalt omaduste varieerimisest
Lubatud tala keskkoha läbipaine $f = 1/400 L = 11100/400 = 27,5$ mm
2. ava tala (13,7 m) painde piirkandevõime $MR_d = 1529 \dots 1778$ kNm olenevalt omaduste varieerimisest
Lubatud tala keskkoha läbipaine $f = 1/400 L = 13700/400 = 34,3$ mm

Koormuste NK-80 ja eriveokite mudelite võrdlus

Tabel F

Veok	Telgi	Teljekoormus, kN	Pikkus, m	Moment 11,1 m talas, kNm	Ülemineku- tegur	Moment 13,7 m talas, kNm	Ülemineku- tegur
NK-80	4	196		946		1499	
LM3 1200/150	8	150	10,5	1135	0,83	1740	0,86
LM3 1200/200	6	200	7,5	1500	0,63	2154	0,70
LM3 2400/200	12	200	16,5	1543	0,61	2352	0,64
LM3 2400/240	10	240	13,5	1403	0,67	2079	0,72
LM3 3600/200	18	200	25,5	1543	0,61	2352	0,64
LM3 3600/240	15	240	21	1403	0,67	2079	0,72

4.7 KOKKUVÕTE

Tulemustest järeldub et SNip tüüpprojekti kohastele taladele ei saa otseselt tavaliiklusradade korral rakendada Eurocode põhiseid liikluskoormuste mudeleid LM1 ja LM3 Eestis kasutatavate vähendusteguritega. Põhjuseks on võrreldes SNip-iga suuremad koormuste osavarutegurid ja LM3 korral suuremad koormuste suurused. Arvestades olemasolevat tavaliiklust, sildade kandevõimele ohtu ei ole. Eriveoste korral tuleb need paigutada võimalikult tee telje lähedusse mis tagab koormuse ühtlasema jaotuse talade vahel. Eurocode kohaste veoste paiknemine silla serva läheduses pole antud talade korral võimalik.

Üksikute raskeveokite jaoks kasutatud NATO MLC mudelite kasutamisel jääb ka silla servas toimuva liikluse korral silla lühem ava kategooriasse MLC150 ja keskmine pikem ava kategooriasse MLC100. Vaadates eri raskeveokittega teostatud võrdlusarvutusi võib järeldada et sild kannatab hästi paaristelgede korral teljekoormuste 13t liiklust, kolmeste telgede korral teljekoormust kuni 11t mis ümberarvutatult üksikule teljele ületab 18t tingimusel et telgede vahe on vähemalt 4,7 m.

Kõikidel juhtumil on rahuldatud kasutuspiiriseisundi (SLS) tingimused, arvutatud ja ka mõõdetud läbipainded liikluskoormusest on väiksemad lubatust $L/400$.

Ptk 4.6 Tabel E kohaselt jäävad reaalseste raskeveokite poolt põhjustatud sisejõud väiksemaks kui on talade piirkandevõime, samuti väiksemaks kui on koormuse NK-80 poolt põhjustatud sisejõud. Seega puudub alus vastava pikkusega taladele sarnaseid veokeid mitte lubada kui talade kandevõime vastab NK-80-le. Kui tüüptalade pikkus ületab 13,7 m, siis on võimalik et silla sildeavasse mahub rohkem kui 1 telgedegrupp, sellisel juhul võivad sisejõud ületada eriveoki NK-80 omi.

Silla seisundiindeks oli viimase hindamise järgi (aastal 2013) 71. Silla 21-st talast oli seejuures 1. seisundis 2 tala, 2. seisundis 11 tala, 3. seisundis 4 tala ja 4. seisundis (vajab kiiret väljavahetamist) 2 tala. Aastal 2015 katsetamise ajal olid äärmistel sillataladel suured kahjustused mis eeldaksid väljavahetust. Katsetuste käigus selgus et hoolimata talade halvast seisust ületab silla kandevõime projektikohaseid suuruseid, seega puudub alus seisundihinde alusel kandevõime otseseks vähendamiseks sest osavarutegurite süsteemi tõttu on silla tegelik kandevõime oluliselt suurem kui arvutustega saadud arvutuslik kandevõime. Et hinnata arvutusliku kandevõime vähenemist 3. ja 4. seisundi talades tuleks konkreetselt määrata talade arvutuslik kandevõime betooni lähtudes betooni tugevnemisest sõltuvalt kivinemisperioodi kestusest ja armatuuri ristlõikepindala vähenemisest korrosiooni tõttu.

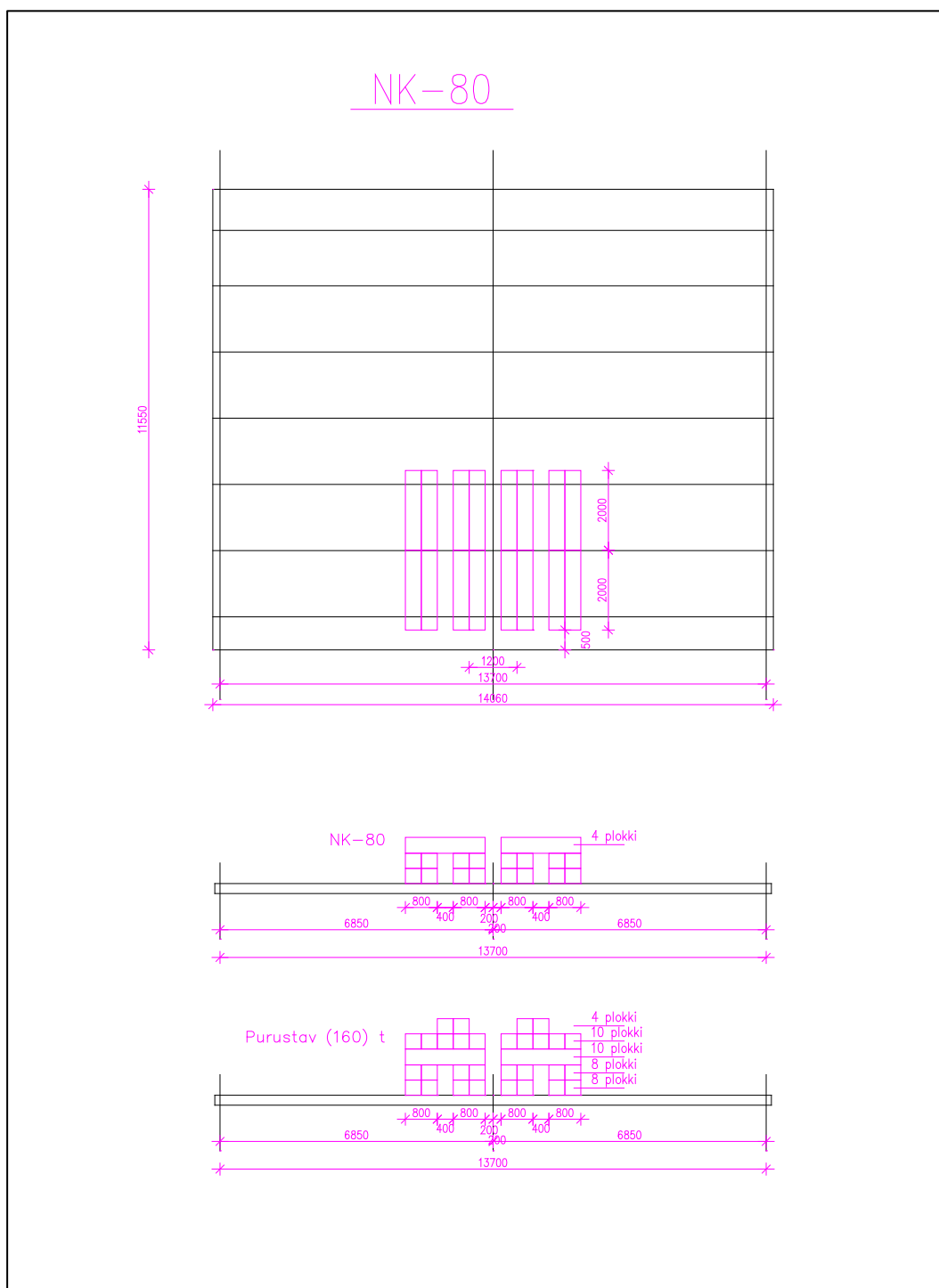
Veoki NK-80 ja kaasaegsete eriveokite koormuste võrdlustes tabelis F nähtub et nüüdisaegsete eriveokite poolt põhjustatud sisejõud ületavad SNiP normide omi kuid jäävad allapoole silla talade arvutuslikku kandevõimet. Otsest piirangut selliste eriveokite lubamisele vastavate talastikuga sildadele ei ole kuid tuleks eelistada väiksema teljekoormusega (150 kN) või laiemaid (240 kN) veokeid. Kuna SNiP korral on arvestatud veoki suvalise paiknemisega silla ristlõike laiuses, siis juhtides EVS-EN kohased eriveokid silla telje lähedusest, on võimalik et vastavad sisejõud jäävad sarnastesse suurustesse.

Edasised soovitused:

1. Praegused katsetused ja arvutused tehti nii et kõik koormused on võimalikult silla servas. Selline asetus annab kõige suuremad sisejõud ja siirded. Tulevikus peaks katsetama analoogse pikkusega silda paigutades erinevaid eriveokeid simuleerivad koormused silla tee teljele, nagu sarnaselt me juhime neid tegelikult üle.
2. Katsetada võimalusel pikemate taladega sildu, tüüptalade arvutuslikud pikkused on vastavalt 11,1; 13,7; 16,3; 21,6 m. Pikemate talade korral on üksiku raskeveoki teljegrupi võimalik mõju suurem kui sillale mõjuva eriveoki oma.

5 SILLA KOORMAMINE JA KATSETULEMUSED

Katsekoormamisel valiti plokkide asetus selliselt et tekiks võimalikult sarnane mõju vastavalt koormusmodelile. Plokkide tegeliku asetusega arvutustulemused kajastatakse katsetuse aruandes. Katseskeemid on toodud järgnevatel lehekülgedel.

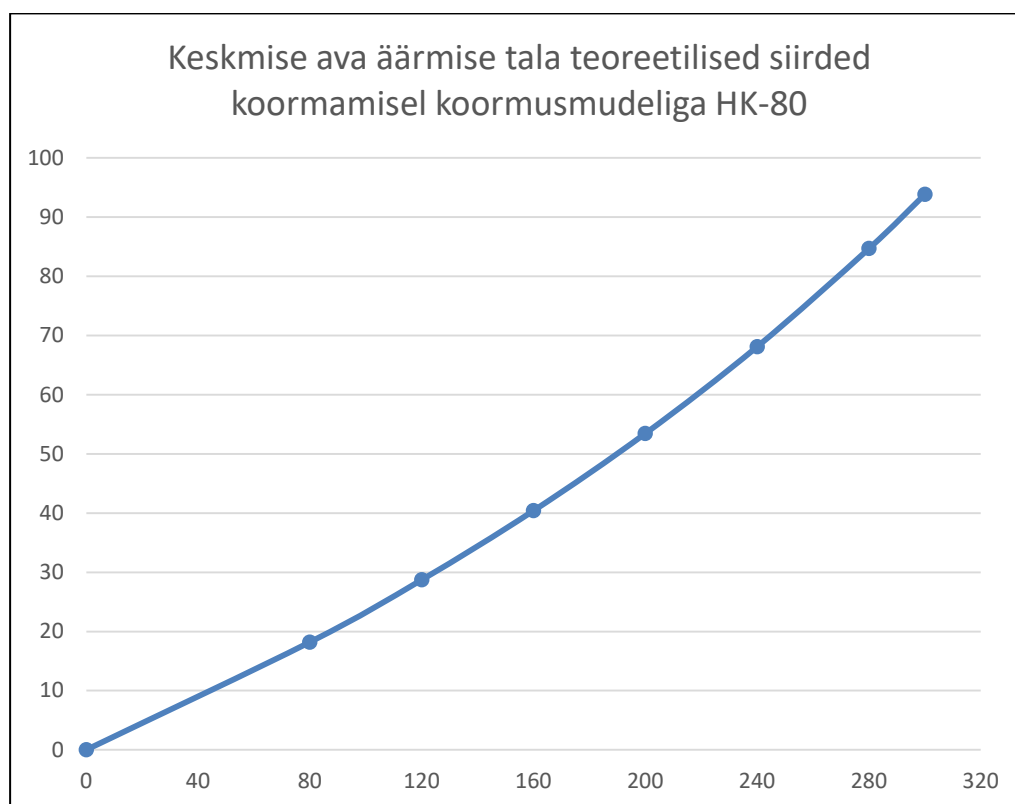


Joonis 13. Koormuse HK-80 paigutus, kokku kuni 150 plokki (300 t)

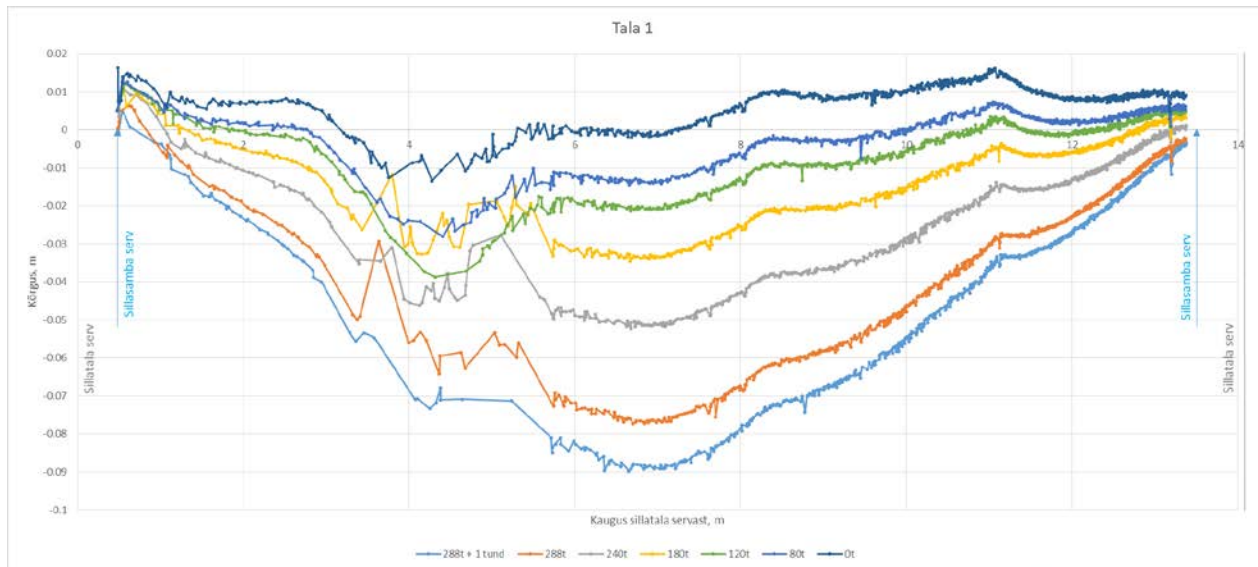


Joonis 14. Koormusmudeli HK-80 asetusega Säreveere silla keskmise ava koormamine. Koormus 288

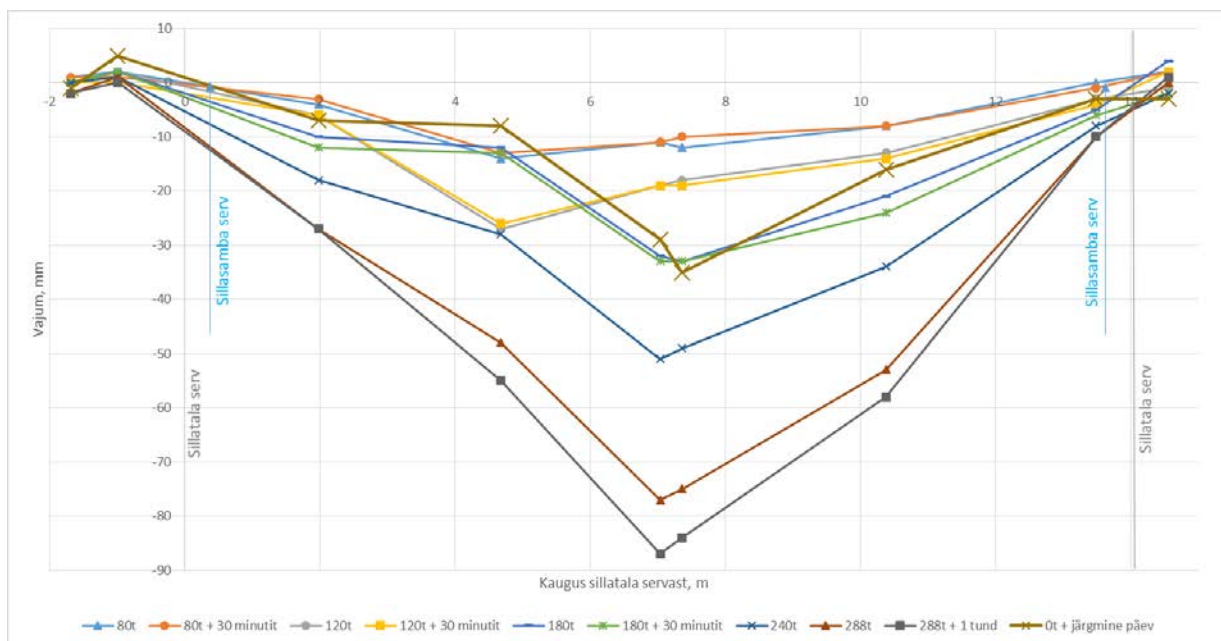
t



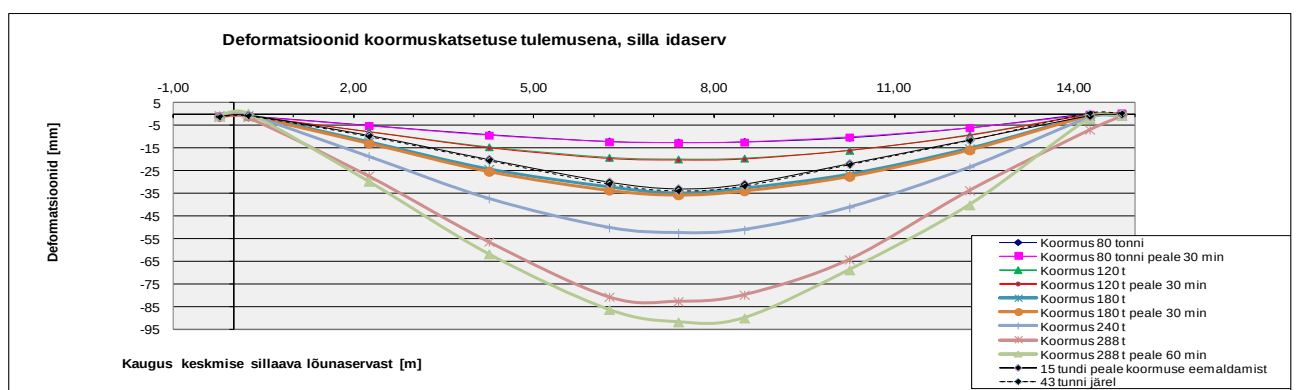
Joonis 15. Arvutuslikud vertikaalsed siirded mm-tes koormuse kasvust 0-300 kN



Joonis 16. Keskmise ava äärmise tala laserskaneerimise tulemused (vt Lisa 3)



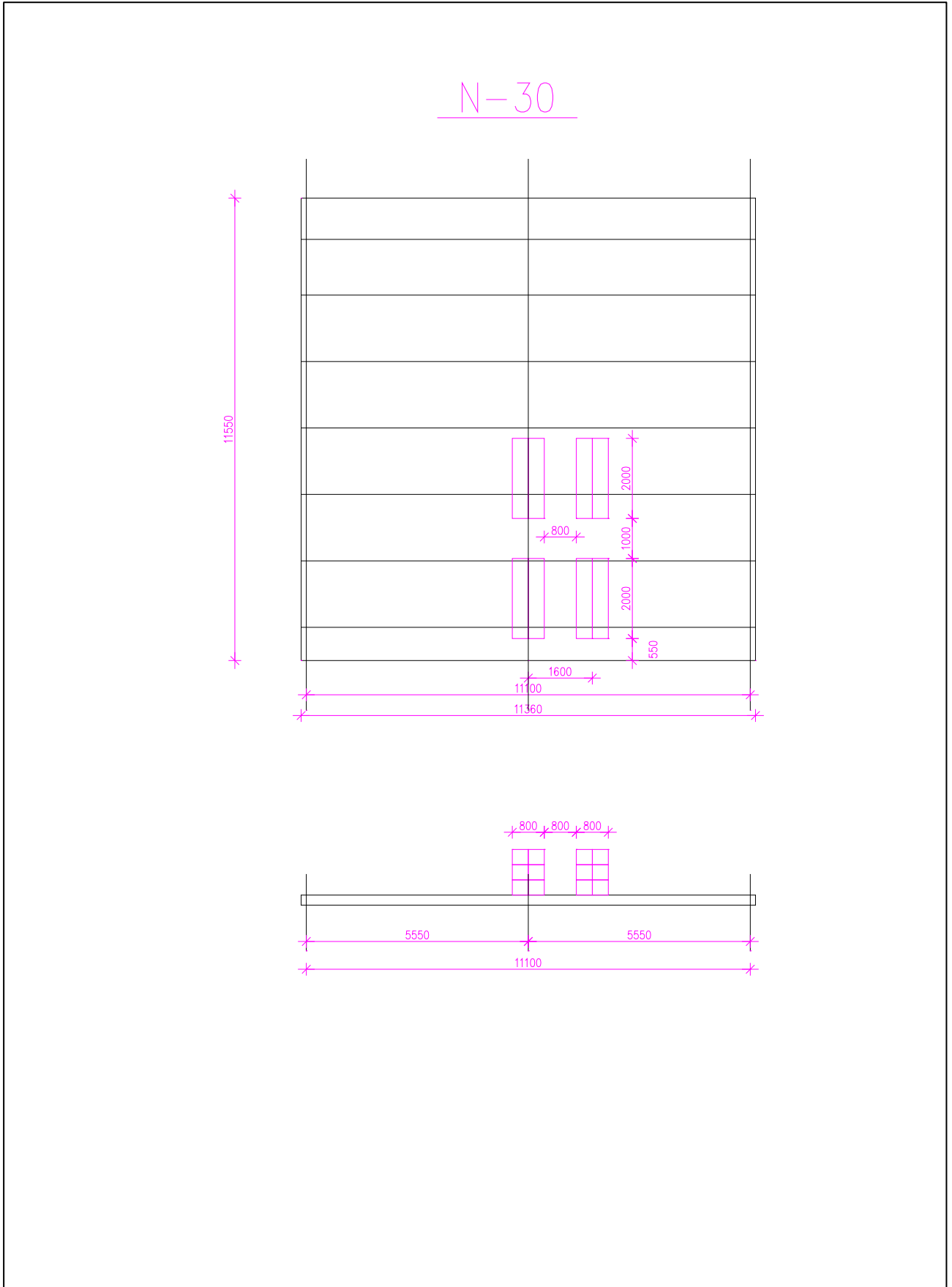
Joonis 17. Keskmise ava äärmise tala läbipainded mõõdetud tahhomeetriga (vt Lisa3)



Joonis 18. Keskmise ava äärmise tala läbipainded mõõdetud nivelleerimise teel (vt Lisa 3)



Joonis 19. Säreveere silla keskmise ava koormamine HK-80 mudeli kohaselt, kogukaal 288 t. Pärast koormuse eemaldamist jäi talale jääv deformatsioon suurusega 35 mm



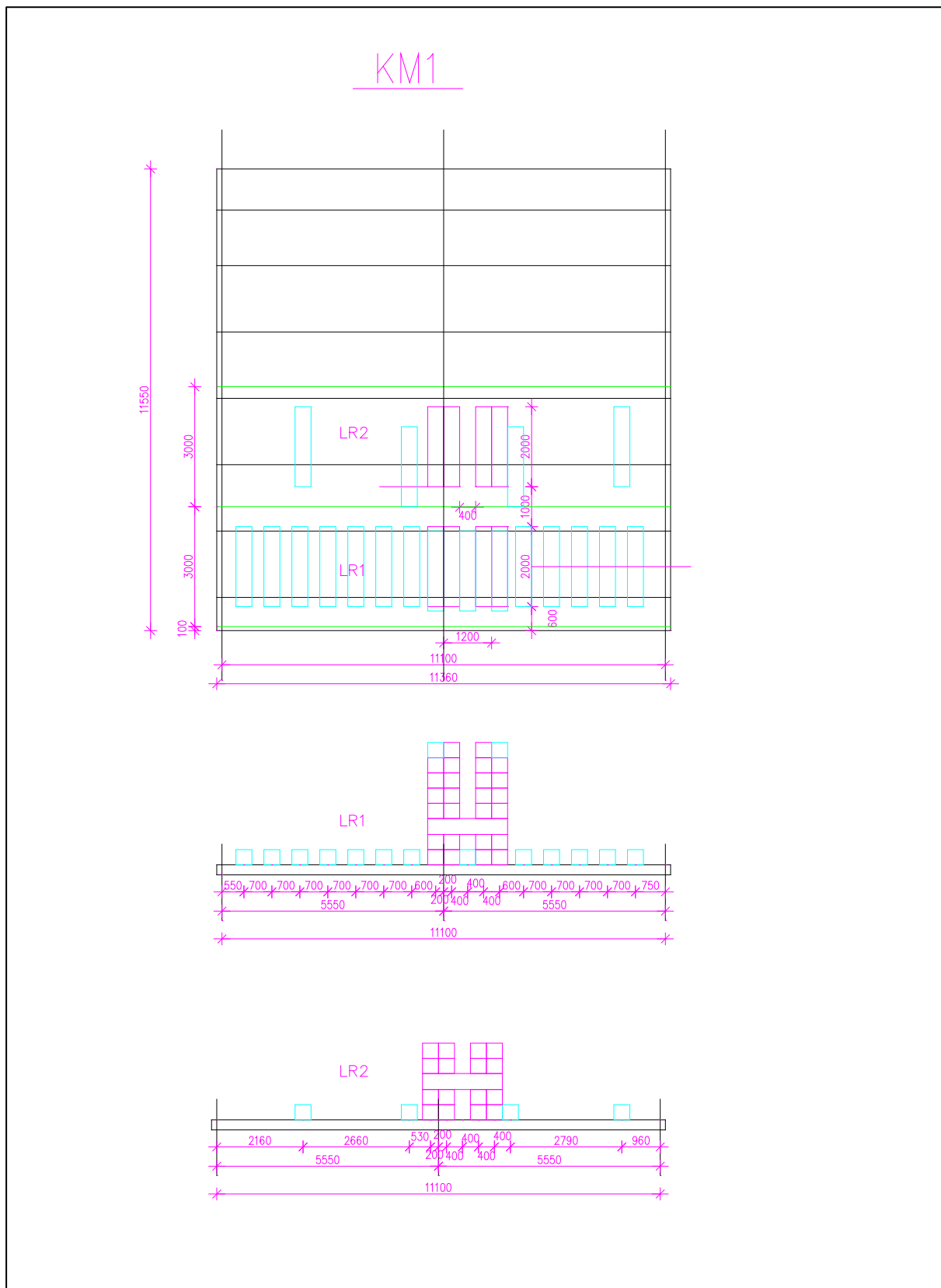
Joonis 20. Koormuse N-30 paigutus, kokku 24 plokki



Joonis 21. Koormus N-30, kahe kõrvuti seisva 30t auto tagumised teljed Särevere silla esimesel aval



Joonis 22. Eriveoki koormus , 6 telge a'20t Särevere silla esimesel aval



Joonis 23. Koormuse KM1 paigutus, kokku LR1 45 plokki, LR2 24 plokki



Joonis 24. Koormusmudeli KM1 modelleerimine Säreveere silla esimesel aval



Joonis 25. Koormusmudeli KM1 modelleerimine Säreveere silla esimesel aval



Joonis 26. Särevere silla esimese ava talade keskkoha kinnitati Maksimovi tüüpi lõpmata käiguga mõõtkellad.

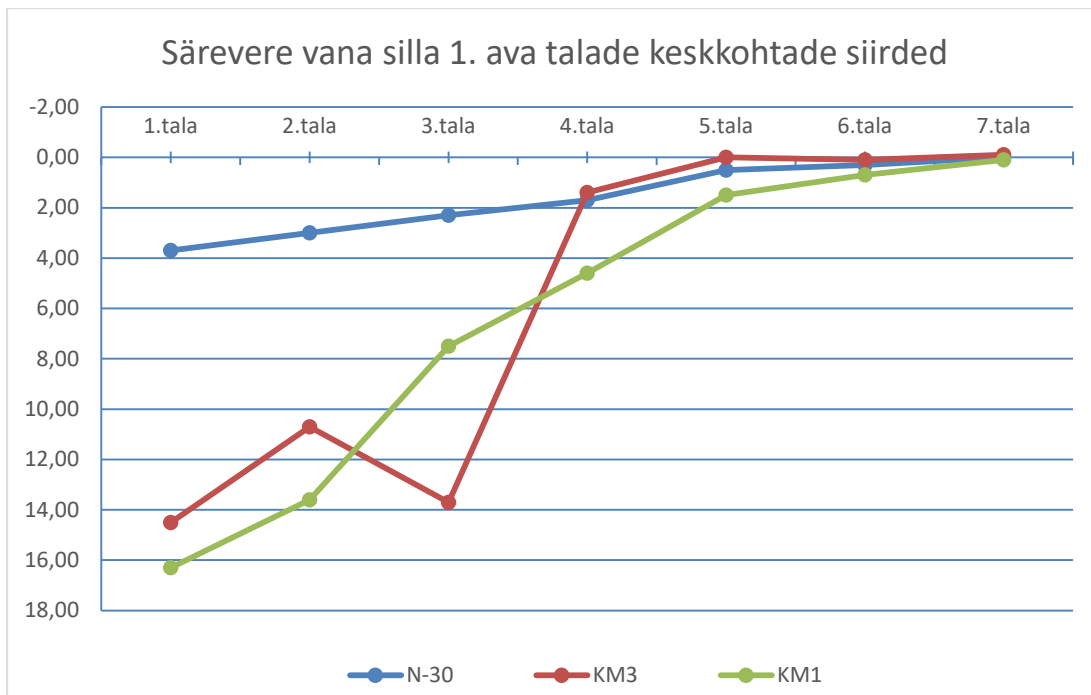


Joonis 27. Maksimovi tüüpi mõõtkell, lugemi täpsus 0,1mm

Jrk nr.	Kellaeg	Mõõtekellade lugemid, 1/100 mm, siirded 1/10 mm täpsusega															Märkused
		1		2		3		4		5		6		7			
		Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum		
1	10:00	0572	0,0	7231	0,0	8471	0,0	2470	0,0	8755	0,0	9061	0,0	4022	0,0	Alglugemid	
2	10:30	0930	3,6	7532	3,0	8698	2,3	2637	1,7	8805	0,5	9030	0,3	4026	0,0	N-30 peal	
3	10:45	0938	3,7	7542	3,1											N30 vahelugemid	
4	11:00	0940	3,7	7550	3,2	8701	2,3	2645	1,8	8808	0,5	9028	0,3	4029	0,1	KM3 algus	
5	11:45	1939	13,7	8245	10,1	9840	13,7	2608	1,4	8752	0,0	9052	0,1	4001	-0,2	KM3 peal	
6	12:15	2020	14,5	8298	10,7	9845	13,7	2609	1,4	8752	0,0	9052	0,1	4008	-0,1	KM3 lõpp	
7	13:30	2180	16,1	8565	13,3	9200	7,3	2925	4,6	8903	1,5	8992	0,7	4025	0,0	KM1 peal	
8	13:45	2200	16,3													Vahelugemid	
9	14:00	2203	16,3	8590	13,6	9220	7,5	2934	4,6	8903	1,5	8990	0,7	4029	0,1	KM1 lõpplugemid	

Märkus. Mõõtekell nr 6 lugemid kahanesid koormamise käigus - traat mõõtekella silindrilge tagurpidi asetatud

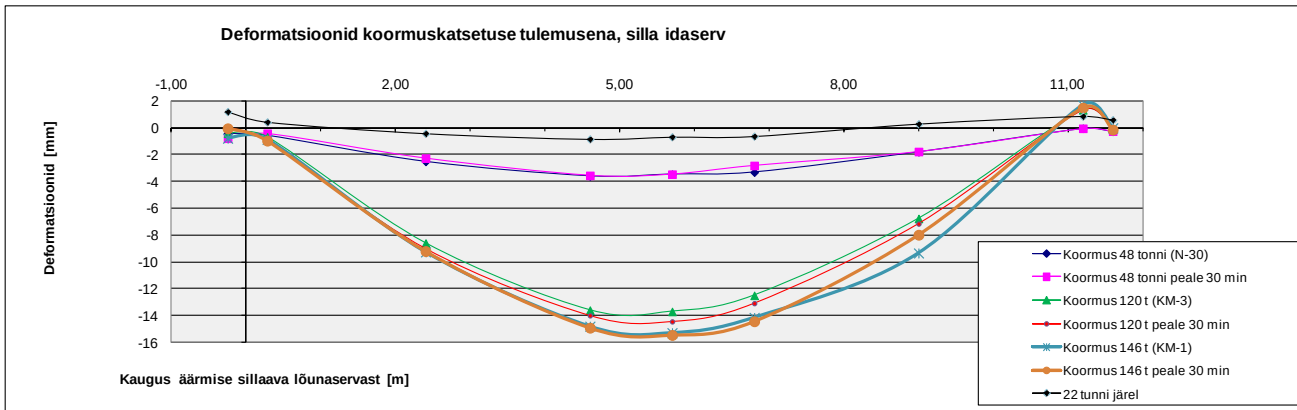
Märkus. Mõõtkell nr 6 lugemid kahanesid koormamise käigus - traat mõõtkella silindrilte tagurpidi asetatud



Jooni 28. Mõõtkellade lugemid ja läbivajumite graafikud erinevatest koormusmodelitest

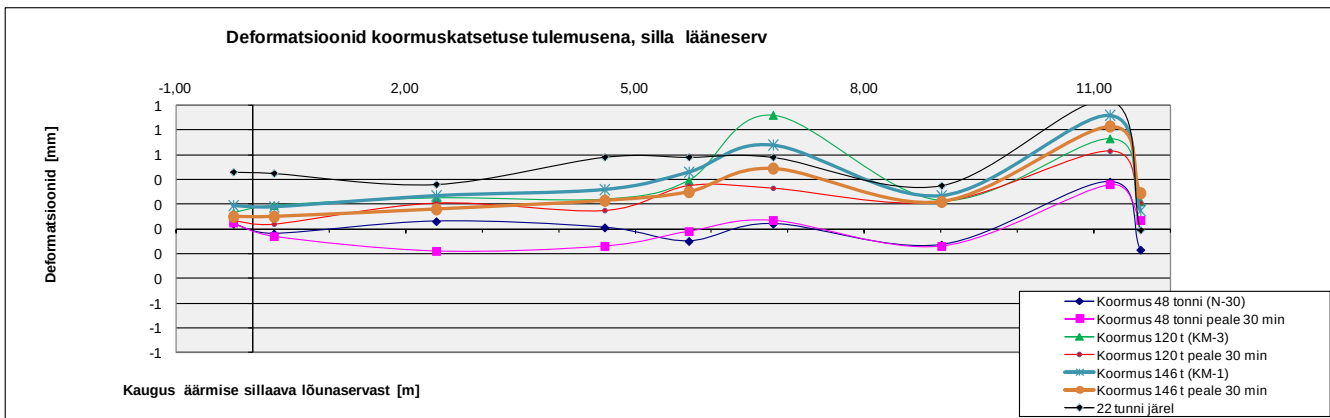
Tabel 5. Särevere maanteevõrgi äärmise ava koormamisel deformatsioonivaatluste tulemused idaservas, koos sellele vastava joonisega

kaugus äärmise ava lõunaservas	Tahis	Silladeki idaservas	Enne koormust (0 epohh)		48 t koormus ava keskel lõuna-küljel (N-30) (I epohh)		48 t koormus (skeem N-30), peale 0,5 tundi (II epohh)		120 t koormus (KM-3, 6x20t) aval (III epohh)		120 t koormus (KM-3) peale 0,5 tundi (IV epohh)		146 t koormus (skeem KM-1) aval (V epohh)		146 t koormus (skeem KM-1) peale 0,5 tundi (VI epohh)		Koormus eemaldatud olnud ca 22 tundi (VII epohh)								
			Lugemi võtmise aeg 18. okt	Kõrgus-kasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg 19. okt	Kõrgus-kasv reeperi suhtes							
-0,25	E10		9:44:44	0,6336	10:38:58	0,6332	-0,41	11:03:06	0,6328	-0,79	11:53:06	0,6332	-0,42	12:18:24	0,6336	0,04	13:37:18	0,63279	-0,79	14:06:11	0,63353	-0,05	13:50:24	0,6348	1,19
0,28	E11		9:45:05	0,6402	10:39:11	0,6396	-0,55	11:03:35	0,6397	-0,42	11:53:18	0,6395	-0,69	12:18:35	0,6392	-1,00	13:37:30	0,63928	-0,88	14:06:23	0,63919	-0,97	13:50:35	0,6406	0,42
2,40	E12		9:45:46	0,6237	10:39:26	0,6212	-2,52	11:03:47	0,6214	-2,27	11:53:33	0,6151	-8,60	12:18:48	0,6147	-9,00	13:37:43	0,61445	-9,26	14:06:36	0,61451	-9,20	13:50:50	0,6233	-0,43
4,60	E13		9:46:01	0,6317	10:39:41	0,6281	-3,61	11:04:01	0,6282	-3,56	11:53:46	0,6181	-13,60	12:19:01	0,6177	-13,99	13:37:56	0,61691	-14,80	14:06:48	0,6168	-14,91	13:51:04	0,6309	-0,85
5,70	E14		9:46:15	0,6264	10:39:54	0,6229	-3,47	11:04:16	0,6229	-3,47	11:53:58	0,6127	-13,70	12:19:13	0,6119	-14,44	13:38:08	0,6111	-15,28	14:07:00	0,61093	-15,45	13:51:36	0,6257	-0,69
6,80	E15		9:46:30	0,6396	10:40:13	0,6363	-3,32	11:04:28	0,6368	-2,82	11:54:11	0,6271	-12,50	12:19:27	0,6266	-13,08	13:38:22	0,62549	-14,14	14:07:14	0,6252	-14,43	13:51:55	0,639	-0,64
9,00	E16		9:46:48	0,6523	10:40:26	0,6505	-1,80	11:04:43	0,6505	-1,78	11:54:25	0,6456	-6,77	12:19:42	0,6452	-7,15	13:38:38	0,64298	-9,34	14:07:28	0,64434	-7,98	13:52:11	0,6526	0,28
11,20	E17		9:47:02	0,6622	10:40:38	0,6622	-0,05	11:04:59	0,6622	-0,05	11:54:38	0,6635	1,33	12:19:53	0,6635	1,31	13:38:52	0,66388	1,68	14:07:40	0,66369	1,49	13:52:33	0,6631	0,85
11,60	E18		9:47:15	0,6412	10:40:47	0,6409	-0,28	11:05:10	0,6409	-0,26	11:55:02	0,6411	-0,11	12:20:04	0,6411	-0,12	13:39:02	0,64119	-0,01	14:07:53	0,64105	-0,15	13:52:44	0,6418	0,58



Tabel 6. Särevere maanteevilla äärmise ava koormamisel deformatsioonivaatluste tulemused lääneservas, koos sellele vastava joonisega

Kaugus äärmise sillaava lõunaservast [m]	Koormus 48 tonni (N-30)		Kaugus äärmise sillaava lõunaservast [m]	Koormus 48 tonni peale 30 min		Kaugus äärmise sillaava lõunaservast [m]	Koormus 120 t (KM-3)		Kaugus äärmise sillaava lõunaservast [m]	Koormus 120 t peale 30 min		Kaugus äärmise sillaava lõunaservast [m]	Koormus 146 t (KM-1)		Kaugus äärmise sillaava lõunaservast [m]	Koormus 146 t peale 30 min		Kaugus äärmise sillaava lõunaservast [m]	22 tunni järel	
	mm	mm		mm	mm		mm	mm		mm	mm		mm	mm		mm	mm		mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00
1,0	0,00	0,00	1,0	0,00	0,00	1,0	0,00	0,00	1,0	0,00	0,00	1,0	0,00	0,00	1,0	0,00	0,00	1,0	0,00	0,00
2,0	0,00	0,00	2,0	0,00	0,00	2,0	0,00	0,00	2,0	0,00	0,00	2,0	0,00	0,00	2,0	0,00	0,00	2,0	0,00	0,00
3,0	0,00	0,00	3,0	0,00	0,00	3,0	0,00	0,00	3,0	0,00	0,00	3,0	0,00	0,00	3,0	0,00	0,00	3,0	0,00	0,00
4,0	0,00	0,00	4,0	0,00	0,00	4,0	0,00	0,00	4,0	0,00	0,00	4,0	0,00	0,00	4,0	0,00	0,00	4,0	0,00	0,00
5,0	0,00	0,00	5,0	0,00	0,00	5,0	0,00	0,00	5,0	0,00	0,00	5,0	0,00	0,00	5,0	0,00	0,00	5,0	0,00	0,00
6,0	0,00	0,00	6,0	0,00	0,00	6,0	0,00	0,00	6,0	0,00	0,00	6,0	0,00	0,00	6,0	0,00	0,00	6,0	0,00	0,00
7,0	0,00	0,00	7,0	0,00	0,00	7,0	0,00	0,00	7,0	0,00	0,00	7,0	0,00	0,00	7,0	0,00	0,00	7,0	0,00	0,00
8,0	0,00	0,00	8,0	0,00	0,00	8,0	0,00	0,00	8,0	0,00	0,00	8,0	0,00	0,00	8,0	0,00	0,00	8,0	0,00	0,00
9,0	0,00	0,00	9,0	0,00	0,00	9,0	0,00	0,00	9,0	0,00	0,00	9,0	0,00	0,00	9,0	0,00	0,00	9,0	0,00	0,00
10,0	0,00	0,00	10,0	0,00	0,00	10,0	0,00	0,00	10,0	0,00	0,00	10,0	0,00	0,00	10,0	0,00	0,00	10,0	0,00	0,00
11,0	0,00	0,00	11,0	0,00	0,00	11,0	0,00	0,00	11,0	0,00	0,00	11,0	0,00	0,00	11,0	0,00	0,00	11,0	0,00	0,00



Joonis 29. Särevere silla esimese ava äärmiste talada nivelleerimise tulemused.

LISA 1. SÄREVERE SILLA RAUDBETOON- KONSTRUKTSIOONIDE UURINGUD.

Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuritud

Töö nr 4-14/105

Töö teostaja andmed:

Asutus: Tallinna Tehnikakõrgkool
Registrikood: 70003773
Aadress: Pärnu mnt 62, Tallinn 10135
Telefon: +372 6664500
E-post: tktk@tktk.ee
Veebiaadress: www.ttkk.ee
Vastutav täitja: Martti Kiisa (telefon: +372 5299321, e-post: martti.kiisa@tktk.ee)
Aruande koostajad: Martti Kiisa (telefon: +372 5299321, e-post: martti.kiisa@tktk.ee)
Karin Lellep (telefon: +372 5255496, e-post: karin.lellep@tktk.ee)

Tellijä andmed:

Ettevõte: TTÜ Teedeinstitute
Registrikood: 74000323
Aadress: Ehitajate tee 5, Tallinn 19086
Telefon: +372 6202565
E-post: andrus.aavik@ttu.ee
Veebiaadress: www.ttu.ee
Kontaktisik: Siim Idnurm (telefon: +372 5145102, e-post: siim.idnurm@ttu.ee)

10.11.2015

SISUKORD

Sissejuhatus	3
1. Kasutatud normatiivdokumendid ja alusmaterjalid	4
2. Objekti lühikirjeldus.....	5
3. Kohapealne visuaalne ülevaatus	9
4. Mõõtetööd	20
4.1. Mõõtepunktid.....	20
4.2. Mõõtevahendid ja metoodika	22
4.2.1. Terasarmatuuri kaitsekiht, paiknemine ja läbimõõt	22
4.2.2. Betooni survetugevus.....	22
4.2.3. Betooni karboniseerumine	23
4.2.4. Armatuuri korrosioonitase	24
4.2.5. Kloriidide sisaldus betoonis	24
4.3. Mõõtetulemused.....	25
Kokkuvõte.....	26
Lisa 1 – Schmidt'i vasara üksikmõõtmiste tulemused.....	27
Lisa 2 – Karboniseerumise üksikmõõtmiste tulemused	31
Lisa 3 – Armatuuri korrosioonitaseme üksikmõõtmiste tulemused	32
Lisa 4 – Pildid mõõtepunktidest	33

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015

SISSEJUHATUS

Käesoleva eksperthinnangu eesmärgiks oli teostada riigimaanteel paikneva Särevere silla (nr 220) katsetamiseelne tehniline ülevaatus järgmises ulatuses:

- silla defektide kaardistamine;
- betooni kloriidide sisalduse määramine;
- betooni survetugevuse hindamine;
- betooni karboniseerumise sügavuse määramine;
- terasarmatuuri korrosioonitaseme hindamine.

Kõik mõõtmised teostati mittepurustavate meetoditega. Aruandes on lühidalt kirjeldatud tehniliste uuringute läbiviimist ja esitatud kokkuvõtlikud mõõtetulemused. Lisas on esitatud üksikmõõtmiste tulemused ning fotod mõõtepunktidest.

Objekti ülevaatused ja mõõtmistöid viisid läbi Martti Kiisa ja Karin Lellep ning need teostati järgnevatel kuupäevadel:

- 25.09.2015
- 07.10.2015
- 17.10.2015
- 18.10.2015

Aruanne on koostatud kokku 37 lehel.

Aruande valmimise kuupäev: 10.11.2015.

1. KASUTATUD NORMATIIVDOKUMENDID JA ALUSMATERJALID

Kasutatud standardid ja standardilaadsed dokumendid:

- EVS-EN 206:2014
Beton. Spetsifitseerimine, toimivus, tootmine ja vastavus. [LINK](#)
- EVS-EN 12504-2:2012
Konstruktsiooni betooni katsetamine. Osa 2: Mittepurustav katsetamine. Põrkearvu määramine. [LINK](#)
- EVS-EN 13791:2007
Betooni survetugevuse hindamine konstruktsioonides ja valmistoodetes. [LINK](#)
- EVS-EN 14629:2007
Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of chloride content in hardened concrete. [LINK](#)
- EVS-EN 14630:2006
Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method. [LINK](#)
- RILEM TC 154-EMC
Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion. Test methods for on site measurement of resistivity of concrete.

Muud alusmaterjalid:

- Pärnu – Rakvere – Sõmeru mnt. asuva vana Särevere silla purustava koormuse katsetamise kava, TTÜ Teedestituut, 2015.
- Riigimaanteede sildade register <http://bms.teed.ee/>.

2. OBJEKTI LÜHIKIRJELDUS

Särevere sild nr. 220 (fotod 1...3 ja joonised 2...4), mida käesolevas aruandes on nimetatud ka Särevere vanaks sillaks, asub Järva maakonnas riigimaanteel nr. 5 Pärnu-Rakvere-Sõmeru (joonis 1). Sild on ehitatud 1970. aastal ja renoveeritud 1998. aastal. Sild ületab Pärnu jõge. Viimase BMS-i ülevaatuse järgi oli silla seisundiindeks 71 (2013. a).

Silla tähtsamad parameetrid:

- silla kogupikkus: 37,0 m;
- avade pikkused: 10,56+13,26+10,56 m;
- viadukti kogulaius: 11,5 m;
- sõidutee gabariit: 11,5 m;
- teki pindala: 426 m²;
- staatiline tööskeem: kolmeavaline lihttalakonstruktsioon;
- kandekonstruktsioonide materjal: raudbetoon (monteeritav);
- normatiivsed projektkoormused: N-30/NK-80;
- liiklussagedus: 4364 autot ööpäevas (2011. a).



Joonis 1. Särevere silla asukoht (allikas: <https://www.google.ee/maps>)

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 1. Vaade uuele (üleväl) ja vanale (all) Särevere sillale

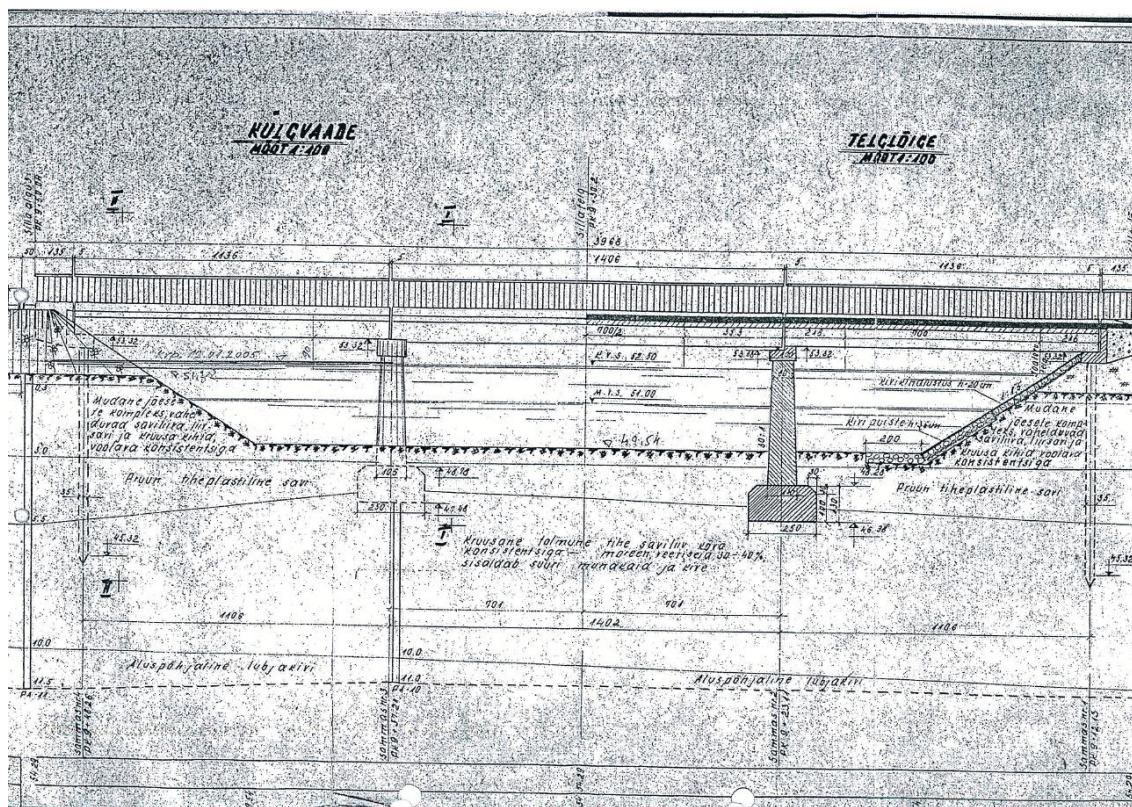


Foto 2. Vaade uuele (vasakul) ja vanale (paremal) Särevere sillale

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015

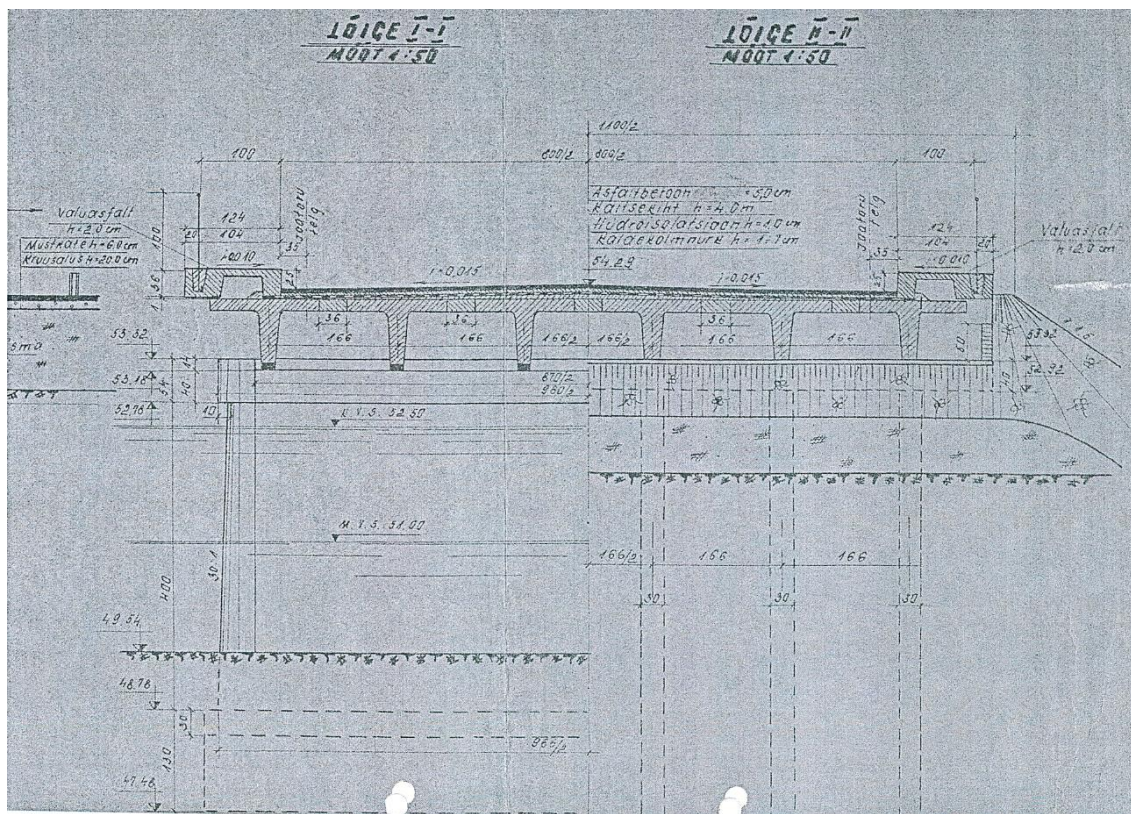


Foto 3. Vaade vanale Särevere sillale

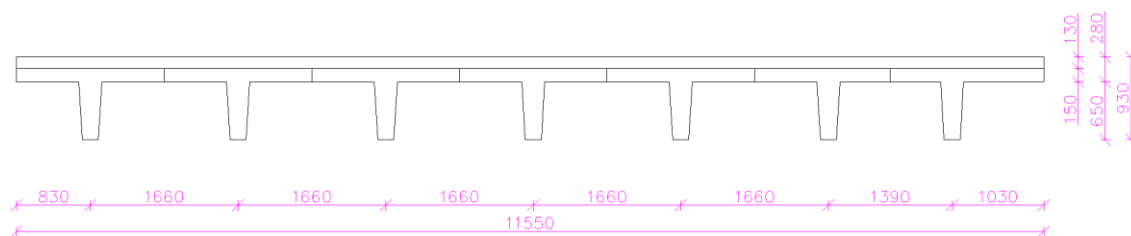


Joonis 2. Särevere silla projektijärgne külgvaade ja telglõige (enne rekonstrueerimist)

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Joonis 3. Särevere silla projektijärgne lõige (enne rekonstrueerimist)



Joonis 4. Särevere silla lõike eskiisjoonis

3. KOHAPEALNE VISUAALNE ÜLEVAATUS

Tervikuna on sild rahuldavas seisukorras. Suuremad kahjustused on seotud ebakvaliteetsete betoonitööde teostamisega, vete juhtimisega üle serva, korrektsete tugiosade puudumisega, hüdroisolatsiooni lekkimisega ja liiga väikese betoonist kaitsekihiga. Ühel talal esinevad kahjustused on sedavõrd suured, et see on ilmselt vähendanud tala kandevõimet. Sammastel märkimisväärsed kahjustused puuduvad. Varasemate remontide käigus on talastikku võõbatud ja tehtud kohtparandusi, mille tõttu ei ole kõiki kahjustusi (nt väiksemad praod) võimalik tuvastada (katsekoormamise käigus avanenud pragusid siinkohal ei vaadelda). Sillal ei leidu arvestatavaid liikluskoormusest tingitud ülekoormamisele viitavaid tunnuseid (nt vertikaalsed paindepraod talade keskosas).

Olulisemad kahjustused:

- Uue silla poolser servaprussil esinevad ulatuslikud betoonikahjustused. Need on tingitud asjaolust, et sillatekilt on juhitud vett üle serva (foto 4).
- Hüdroisolatsioon lekib. Lekkekohad on tuvastatavad eelkõige talade jätkukohtades ning tilktorude ümbruses (foto 5).
- Keskmise ava äärmisel talal (uue silla poolser) on ulatuslikud terasarmatuuri korrosioonikahjustused, mille tõttu on betoonist kaitsekiht eraldunud väga suures ulatuses (orienteeruvalt 7 m pikkuselt). Sellises ulatuses esinev kahjustus on tõenäoliselt vähendanud ka tala kandevõimet (fotod 6 ja 13).
- Taladevahelise monoliitbetooni kvaliteet on halb ning töid on teostatud lohakalt. Selle tagajärjel armatuur korrodeerub ja betoonist kaitsekiht on mitmest kohast eraldunud (foto 7).
- Taladel on liiga väike betoonist kaitsekiht – kohati vaid mõni millimeeter (foto 15).
- Talade armatuur korrodeerub, mistõttu on betoonist kaitsekiht lokaalselt lahti löönud või eraldunud.

Talastiku märkimisväärsimate kahjustuste kirjeldused on toodud tabelis 1 ja fotodel 8...20 ning skemaatilised asukohad joonistel 5...6.



Foto 4. Servaprussi kahjustused



Foto 5. Hüdroisolatsiooni lekkimine

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



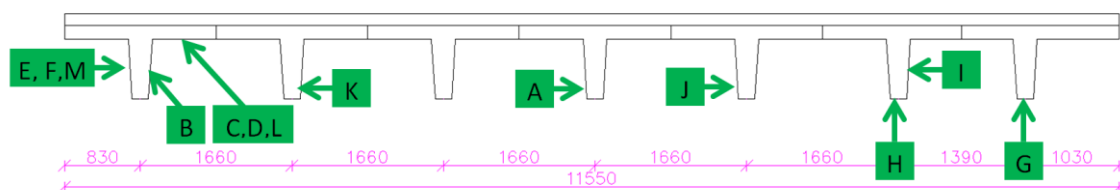
Foto 6. Keskmise ava äärmise tala (uue silla poolse) ulatuslikud korrosioonikahjustused



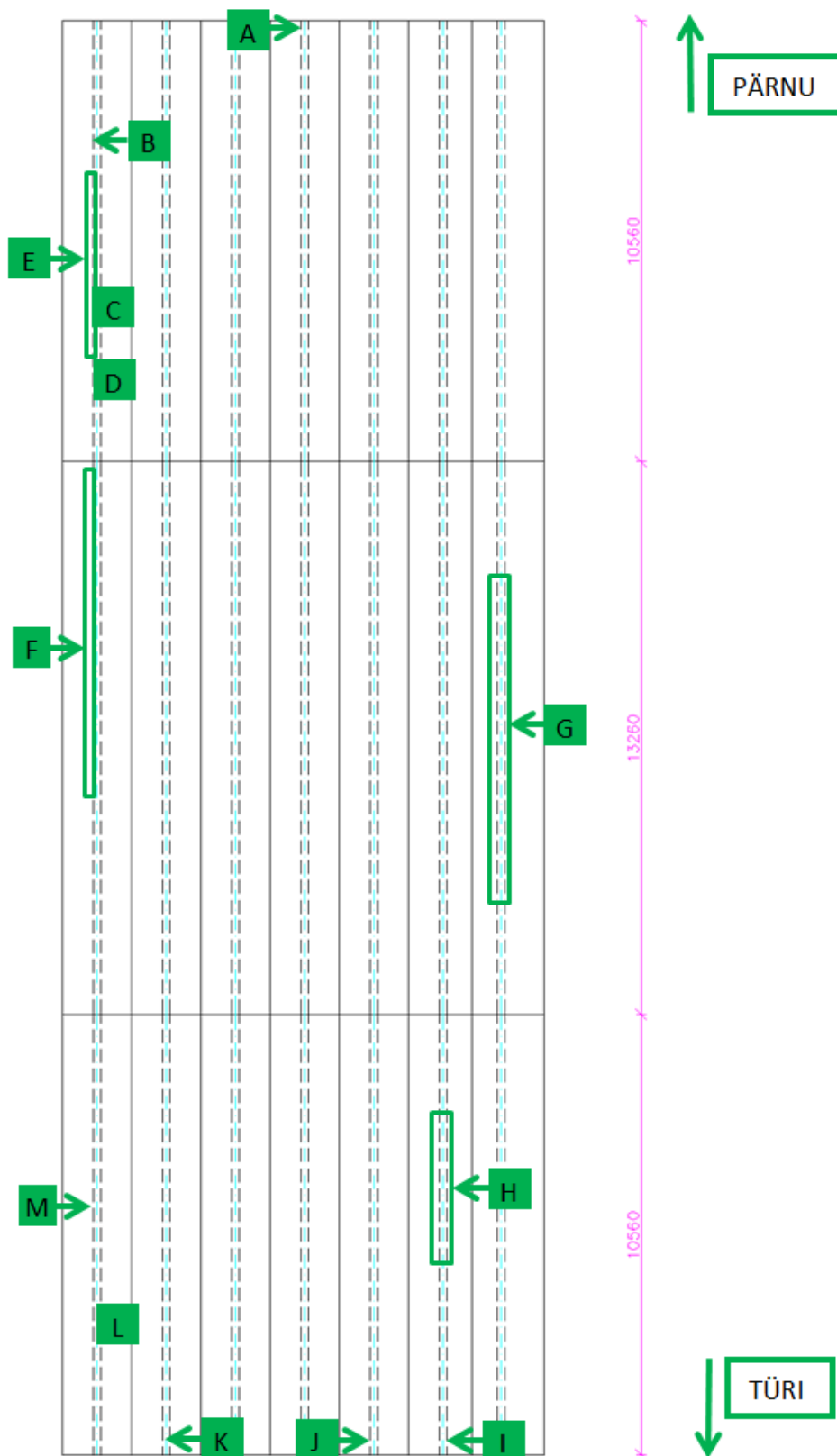
Foto 7. Taladevahelise monoliitbetooni halb kvaliteet

Tabel 1. Talade märkimisväärsimate kahjustuste kirjeldused

Kahjustuse tähis	Kahjustuse asukoht elemendil	Kahjustuse lühikirjeldus	Kahjustatud ala suurus [m×m]
A	Tala toepiirkond	Armatuur korrodeerub, betoonist kaitsekiht eraldunud	0,3×0,2
B	Tala külg	Armatuur korrodeerub, betoonist kaitsekiht eraldunud	0,4×0,1
C	Talade monoliitne vaheosa	Armatuur korrodeerub, betoonist kaitsekiht eraldunud	0,4×0,2
D	Tala plaadiosa	Armatuur korrodeerub, betoonist kaitsekiht eraldunud	0,2×0,2
E	Tala külg	Pikiarmatuur korrodeerub, betoonist kaitsekiht osaliselt eraldunud	4,0×0,3
F	Tala külg	Armatuur korrodeerub väga intensiivselt, betoonist kaitsekiht täielikult pudenenud 2 m pikkuses osas ja lahti löönud 7 m pikkuses osas	7,0×0,7
G	Tala ribi alumine osa	Armatuur korrodeerub tala alumises pinnas, kaitsekiht on lahti löönud	5,0×0,4
H	Tala ribi alumine osa	Armatuur korrodeerub tala alumises pinnas, kaitsekiht on eraldunud	1,5×0,3
I	Tala külg	Pikiarmatuur korrodeerub üksikutes kohtades, betoonist kaitsekiht eraldunud	1,5×0,3
J	Tala toepiirkond	Armatuur korrodeerub, betoonist kaitsekiht eraldunud	0,4×0,2
K	Tala toepiirkond	Armatuur korrodeerub, betoonist kaitsekiht eraldunud	0,4×0,2
L	Tala plaadiosa	Armatuur korrodeerub, betoonist kaitsekiht eraldunud	0,4×0,3
M	Tala külg	Armatuur korrodeerub, betoonist kaitsekiht eraldunud	0,5×0,5



Joonis 5. Talade kahjustuste skemaatilised asukohad silla lõikel



Joonis 6. Talade kahjustuste skemaatilised asukohad silla plaanil (pealtvaade)

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 8. Kahjustus A



Foto 9. Kahjustus B

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 10. Kahjustus C



Foto 11. Kahjustus D

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 12. Kahjustus E



Foto 13. Kahjustus F

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 14. Kahjustus G



Foto 15. Kahjustus H

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 16. Kahjustus I



Foto 17. Kahjustus J

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 18. Kahjustus K



Foto 19. Kahjustus L

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 20. Kahjustus M

4. MÕÕTETÖÖD

4.1. Mõõtepunktid

Kokku teostati mõõtmisi kümnes sillateki mõõtepunktis, mille asukohti on skemaatiliselt kirjeldatud joonistel 7...8. Fotod kõikidest mõõtepunktidest on toodud lisas 4 fotodel 29...38. Mõõtepunktid valiti selliselt, et saaks võimalikult hea koondülevaate sillateki peakandjatest.

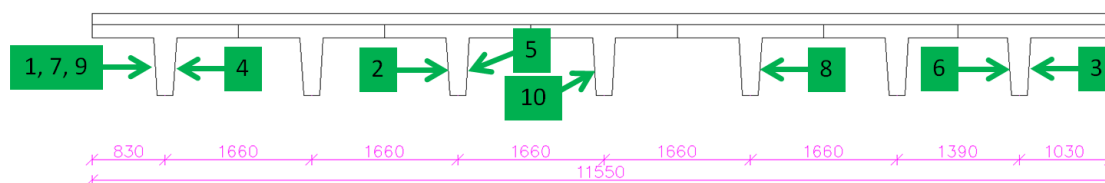
Mõõtmised teostati järgnevates kohtades:

- esimeses avas (Türi poolses) u. 2 m kaugusel Türi poolsest otsast – mõõtepunktid 1...3;
- esimeses avas (Türi poolses) u. 4 m kaugusel Türi poolsest otsast – mõõtepunktid 4...6;
- keskmises avas u. 1 m kaugusel Türi poolsest otsast – mõõtepunktid 7...8;
- kolmandas avas (Pärnu poolses) u. 4 m kaugusel Pärnu poolsest otsast – mõõtepunktid 9...10.

Mõõtetulemused on esitatud peatükis 4.3.

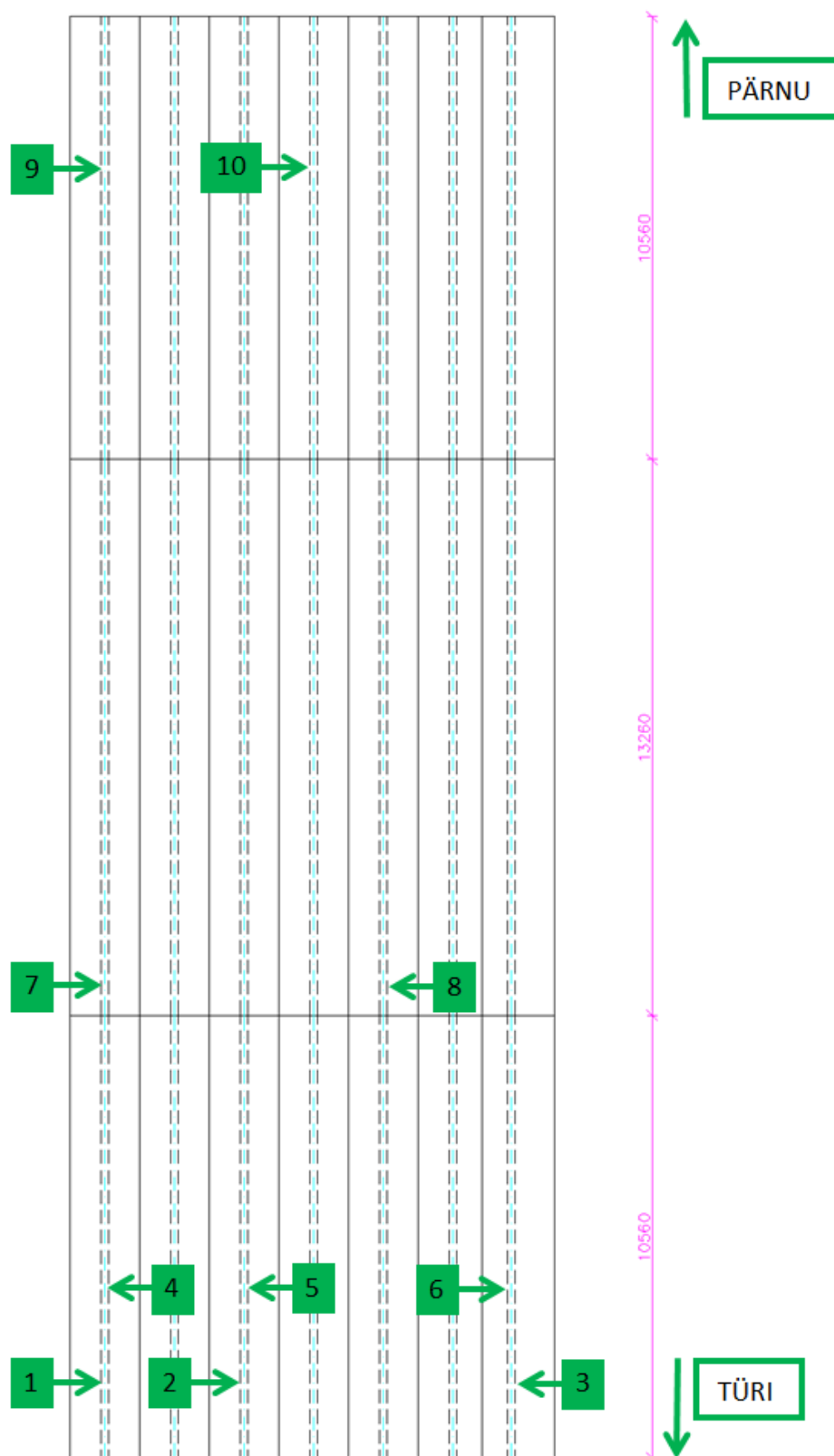


Foto 21. Näide mõõtepunktist (mõõtepunkt 7)



Joonis 7. Mõõtepunktide skemaatiline asukoht silla lõikel

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkikirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Joonis 8. Mõõtepunktide skemaatiline asukoht silla plaanil (pealtvaade)

4.2. Mõõtevahendid ja metoodika

Kohapealsete mõõtmistöödega hinnati betooni survetugevust, määrati terasarmatuuri paiknemine elementides, mõõdeti karboniseerumise sügavust betoonis, hinnati armatuuri korrosioonitaset ning määrati kloriidide sisaldus betoonis. Selles peatükis toodud fotod on illustratiivsed ja ei pärine käesolevalt objektilt.

4.2.1. Terasarmatuuri kaitsekiht, paiknemine ja läbimõõt

Terasarmatuuri betoonist kaitsekihi paksus, armatuuri paiknemine ja läbimõõt on mõõdetud seadmega Proceq Profoscope+ (foto 22).



Foto 22. Terasarmatuuri paiknemine ja betoonist kaitsekihi mõõtmine seadmega Proceq Profoscope+

4.2.2. Betooni survetugevus

Betooni survetugevuse hindamisel on kasutatud mõõteseadet Proceq SilverSchmidt mudel ST N (foto 23). Sellise mittepurustava meetodiga ei saa määrata survetugevusklassi, vaid hinnata orienteeruvat survetugevust. Survetugevuse hindamisel kasutati standardit EVS-EN 12504-2:2012 (Konstruktsiooni betooni katsetamine. Osa 2: Mittepurustav katsetamine. Põrkearvu määramine). Käesolevas töös on esitatud hinnanguline kuubikuline survetugevus.

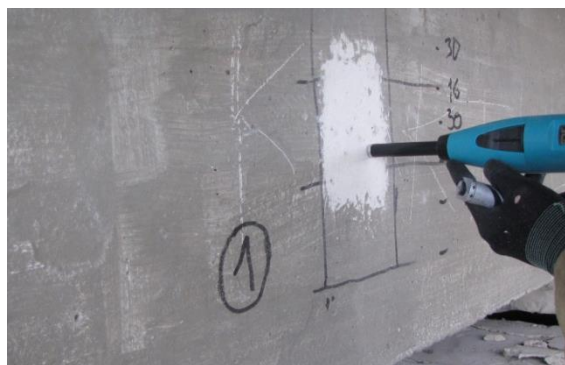


Foto 23. Põrkearvu määramine Schmidt'i vasaraga (Proceq SilverSchmidt mudel ST N)

Põrkearvu ja survetugevuse omavaheline seos sõltub oluliselt katsetatavast betoonisegust ning käesolevas uuringus ei ole teostatud Schmidt'i haamri ja tegelike survekuubikute vahelist kalibreerimist survekuubikute katsega. Seetõttu on survetugevust hinnatud põrkearvu järgi kasutades konservatiivset lähenemist – 90% mõõtetulemustest on eeldatavalt hinnangulistest väärtustest suuremad. Selle meetodi kasutamist soovitab ka standard EVS-EN 13791:2007 kui ei ole teada betoonisegu täpset koostist.

Karboniseerumine võib suurendada Schmidt'i vasaraga mõõdetavat hinnangulist survetugevust, sest moodustab pinnale kõva kihi. Mida paksemaks läheb karboniseerinud kiht, seda rohkem mõjutab ka hinnangulist survetugevust – tulemus võib kohati olla kuni 50% suurem. Seetõttu on nendes paaris

punktis, kus karboniseerumine on väga sügav, survetugevuse hinnanguline väärtus kaheldav ning neisse tuleb suhtuda ettevaatlikult.

4.2.3. Betooni karboniseerumine

Karboniseerumise sügavust mõõdeti fenoolftaleiini 1% lahusega (fotod 24...25). Karboniseerumise mõõtmisel lähtuti standardist EVS-EN 14630:2006 (Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method).

Karboniseerumine tekib õhus oleva süsinikdioksiidi ja betooni põhimineraalide reageerimisel, mille juures mängib olulist rolli ka niiskus. Kuna terase korrodeerumisel selle maht suureneb, siis tekib betoonis tugev sisesurve, mille tagajärjel betoonist kaitsekiht puruneb või eemaldub ning terase korrosioon intensiivistub veelgi. Karboniseerumisprotsessi käigus muutub betooni algne aluseline keskkond ($\text{pH} = 12 \dots 12,5$) nõrgalt aluseliseks või neutraalseks ($\text{pH} < 9$), mille tagajärjel algab intensiivne armatuuri korrodeerumine. Kui betooni leeliselisus ei paku armatuurile kaitset, on selline niiskustase piisav terasarmatuuri korrodeerumiseks. Optimaalne niiskuslik keskkond karboniseerumiseks on suhtelise niiskuse vahemikus 50...70%.

Tuleb arvestada sellega, et fenoolftaleiiniga mõõtmisel võib CaCO_3 kristalle esineda ka piirkonnas, mis fenoolftaleiiniga mõõtes ei ole karboniseerinud. See on nn osaliselt karboniseerinud tsoon. Seetõttu võib suure tõenäosusega lugeda mõõtetulemusi väikese veaga tagavara kahjuks.



Foto 24. Fenoolftaleiini pealekandmine

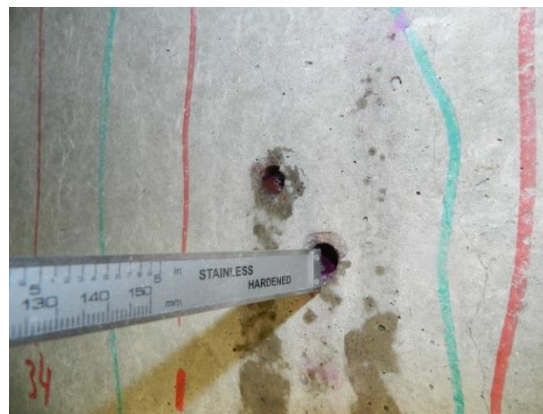


Foto 25. Betooni karboniseerumise mõõtmine

4.2.4. Armatuuri korrosioonitase

Armatuuri korrodeerumise taset mõõdeti seadmega Proceq Resipod (foto 26), mis mõõdab betooni elektrilist takistust. Mõõtmise aluseks on kasutatud juhendmaterjali RILEM TC 154-EMC (Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion. Test methods for on site measurement of resistivity of concrete).



Foto 26. Armatuuri korrosioonitaseme mõõtmine seadmega Proceq Resipod

Seadmega Resipod saab mõõta armatuuri orienteeruvat korrosioonitaset. Korrodeerumise tõenäosuse hindamisel saab kasutada järgmist skaalat (juhul kui betooni karboniseerumise sügavus on kuni pool sentimeetrit):

- $\geq 100 \text{ k}\Omega\text{cm}$ – korrosioonioht puudub;
- $50\ldots100 \text{ k}\Omega\text{cm}$ – madal korrosioonioht;
- $10\ldots50 \text{ k}\Omega\text{cm}$ – keskmine korrosioonioht;
- $\leq 10 \text{ k}\Omega\text{cm}$ – kõrge korrosioonioht.

Kui karboniseerumise sügavus ületab poolt sentimeetrit, siis ei ole korrodeerumise taseme mõõtetulemused usaldusväärsed. See on tingitud asjaolust, et karboniseerumine suurendab elektrilise takistuse väärtust märgatavalt ning seetõttu ei ole mõõtetulemused kasutatavad.

4.2.5. Kloriidide sisaldus betoonis

Betooni kloriidide sisaldust mõõdeti seadmega C-CL-3000 Chloride Test System (fotod 27...28). Mõõtmisel lähtuti standardist EVS-EN 14629:2007 (Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of chloride content in hardened concrete).

Standardis EVS-EN 206:2014 on toodud sarrustatud betoonkonstruktsioonide lubatud kloriidide hulk tsemendis. Aluseks on võetud piirmäär, kus lubatud kloriidide maksimaalne sisaldus tsemendis on vahemikus $0,20\ldots0,40\%$. Vastavalt sellele on kloriidide hulga piirmääraks betoonis võetud $0,03\ldots0,06\%$.



Foto 27. Kloriidide sisalduse määramiseks vajaliku betoonipulbri kogumine



Foto 28. Betooni kloriidide sisalduse määramine seadmega C-CL-3000 Chloride Test System

4.3. Mõõtetulemused

Mõõtmiste tulemused on mõõtepunktide kaupa koondatud tabelisse 2 (üksikmõõtmiste tulemused on toodud lisades 1...3). Tabelis on kasutatud tulemuste paremaks esiletoomiseks järgmisi värve:

-  mõõtetulemused jäävad lubatud piiridesse;
-  mõõtetulemused viitavad võimalikule probleemsele väärtusele;
-  mõõtetulemused ületavad arvestatavalt lubatud väärtust;
-  mõõtmist ei olnud võimalik teostada või ei ole mõõtetulemus usaldusväärne.

Tabel 2. Mõõtepunktide kokkuvõtlikud mõõtetulemused

Mõõtepunkti number	Kuubikulise survetugevuse hinnang [N/mm ²]	Karboniseerumise sügavus [mm]	Korrosioonitaset iseloomustav elektriline takistus [kΩcm]	Kloriidide hulk betoonis [%]
1	74,0	4	723	0,014
2	52,5	1	149	0,010
3	47,0	3	241	0,007
4	55,5	5	616	0,003
5	58,5	1	106	0,011
6	46,0	3	123	0,009
7	30,0	20	32	0,164
8	36,5	19	69	0,010
9	85,5	3	10	0,020
10	96,5	2	91	0,043

Mõõtmistulemuste kokkuvõte:

- Kuubikulise survetugevuse hinnanguline väärtus jäi vahemikku 30,0...96,5 N/mm², seejuures eristuvad väikese survetugevuse poolest keskmise ava talad. Kuubikulise survetugevuse hinnangulise väärtuse keskmine on 58,2 N/mm² ning mediaan 54,0 N/mm².
- Karboniseerumise sügavus jäi üldjuhul kuni 5 mm piiresse, olles sellest suurem keskmise ava taladel. Kuna kaitsekihi paksus on kohati vaid mõni millimeeter, siis on nendel taladel karboniseerumine jõudnud juba terasarmatuurini.
- Intensiivsemat armatuuri korrodeerumist võib tuvastada keskmise ja Pärnu poolse ava taladel. Neist ühel juhul on väikese kaitsekihi tõttu tuvastatav märkimisväärselt kõrge korrosioonitase.
- Kloriidide hulk betoonis jäi kõikidel juhtudel, välja arvatud üks erand, lubatud piirmäära sisse. Keskmise ava äärmisel talal (uue silla poolne) ületab kloriidide sisaldus lubatud piirmäära tuntuvalt. Tõenäoliselt on selle põhjustanud pikaajaline soolvete üle serva juhtimine.

KOKKUVÕTE

Tervikuna on sild rahuldavas seisukorras. Suuremad kahjustused on seotud ebakvaliteetsete betoonitööde teostamisega, vete juhtimisega üle serva, korrektsete tugiosade puudumisega, hüdroisolatsiooni lekkimisega ja liiga väikese betoonist kaitsekihiga. Ühel talal esinevad kahjustused on sedavõrd suured, et see on ilmselt vähendanud tala kandevõimet. Sammastel märkimisväärsed kahjustused puuduvad. Varasemate remontide käigus on talastikku võõbatud ja tehtud kohtparandusi, mille tõttu ei ole kõiki kahjustusi (nt väiksemad praod) võimalik tuvastada (katsekoormamise käigus avanenud pragusid siinkohal ei vaadelda). Sillal ei leidu arvestatavaid liikluskoormusest tingitud ülekoormamisele viitavaid tunnuseid (nt vertikaalsed paindepraod talade keskosas).

Olulisemad kahjustused:

- Uue silla poolisel servaprussil esinevad ulatuslikud betoonikahjustused. Need on tingitud asjaolust, et sillatekilt on juhitud vett üle serva.
- Hüdroisolatsioon lekib. Lekkekohad on tuvastatavad eelkõige talade jätkukohtades ning tilktorude ümbruses.
- Keskmise ava äärmisel talal (uue silla poolisel) on ulatuslikud terasarmatuuri korrosioonikahjustused, mille tõttu on betoonist kaitsekiht eraldunud väga suures ulatuses. Sellises ulatuses esinev kahjustus on tõenäoliselt vähendanud ka tala kandevõimet.
- Taladevahelise monoliitbetooni kvaliteet on halb ning töid on teostatud lohakalt. Selle tagajärjel armatuur korrodeerub ja betoonist kaitsekiht on mitmest kohast eraldunud.
- Taladel on liiga väike betoonist kaitsekiht – kohati vaid mõni millimeeter.
- Talade armatuur korrodeerub, mistõttu on betoonist kaitsekiht lokaalselt lahti löönud või eraldunud.

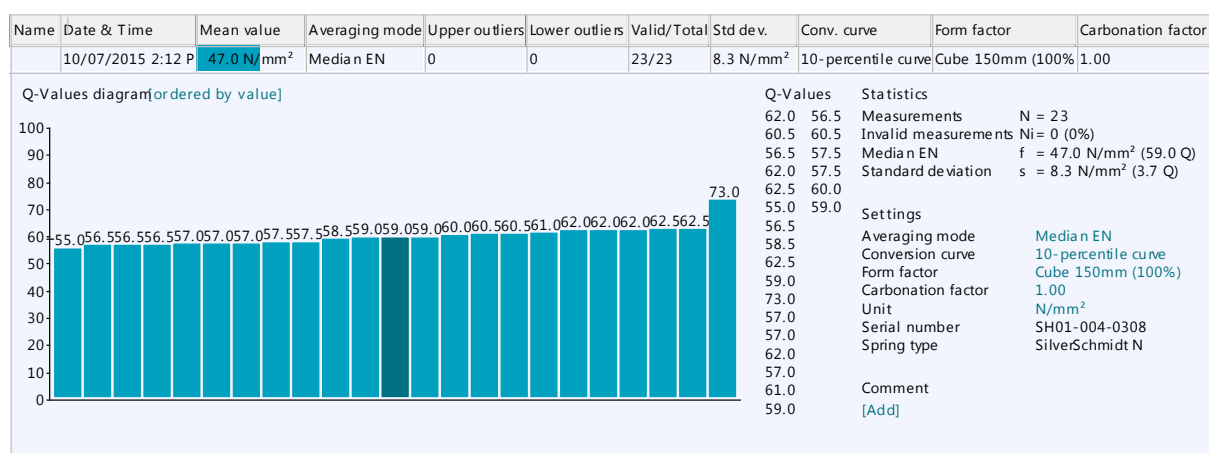
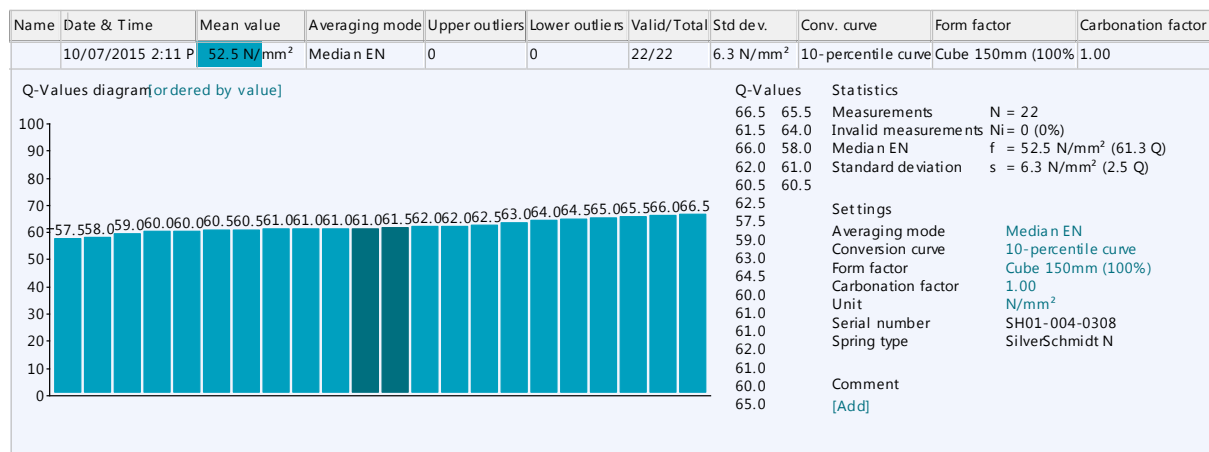
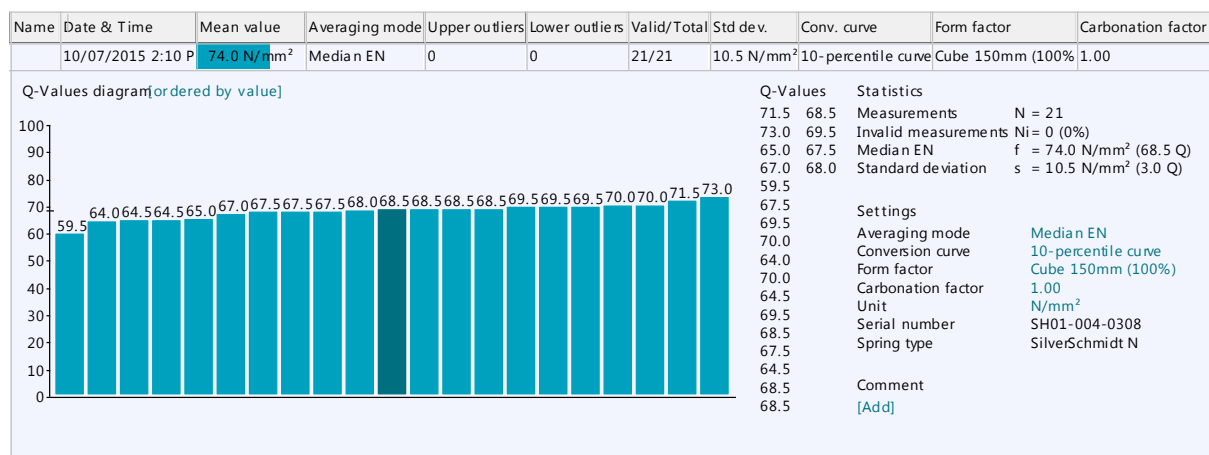
Mõõtmistulemuste kokkuvõte:

- Kuubikulise survetugevuse hinnanguline väärtus jäi vahemikku 30,0...96,5 N/mm², seejuures eristuvad väikese survetugevuse poolest keskmise ava talad.
- Karboniseerumise sügavus jäi üldjuhul kuni 5 mm piiresse, olles sellest suurem keskmise ava taladel. Kuna kaitsekihi paksus on kohati vaid mõni millimeeter, siis on nendel taladel karboniseerumine jõudnud juba terasarmatuurini.
- Intensiivsemat armatuuri korrodeerumist võib tuvastada keskmise ja Pärnu poolse ava taladel. Neist ühel juhul on väikese kaitsekihi tõttu tuvastatav märkimisväärselt kõrge korrosioonitase.
- Kloriidide hulk betoonis jäi kõikidel juhtudel, välja arvatud üks erand, lubatud piirmäära sisse. Keskmise ava äärmisel talal (uue silla poolne) ületab kloriidide sisaldus lubatud piirmäära tuntavalt. Tõenäoliselt on selle põhjustanud pikaajaline soolvete üle serva juhtimine.

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



LISA 1 – SCHMIDTI VASARA ÜSIKMÕÕTMISTE TULEMUSED





TALLINNA
TEHNIKA KÕRGGKOO

Name	Date & Time	Mean value	Averaging mode	Upper outliers	Lower outliers	Valid/Total	Std dev.	Conv. curve	Form factor	Carbonation factor
	10/07/2015 2:36 P	46.0 N/mm²	Media n EN	0	0	26/26	9.3 N/mm²	10-percentile curve	Cube 150mm (100%)	1.00

Q-Values diagram[\[ordered by value\]](#)

Q-Values

59.5 50.0
63.5 57.0
58.0 56.5
59.0 52.5
67.5 59.5
56.0 57.0
62.5 52.0
54.5 65.5
59.5 65.0
54.0
63.0
59.5
56.5
57.5
59.0
59.0
57.5

Statistics

Measurements N = 26
Invalid measurements Ni = 0 (0%)
Median EN f = 46.0 N/mm² (58.5 Q)
Standard deviation s = 9.3 N/mm² (4.2 Q)

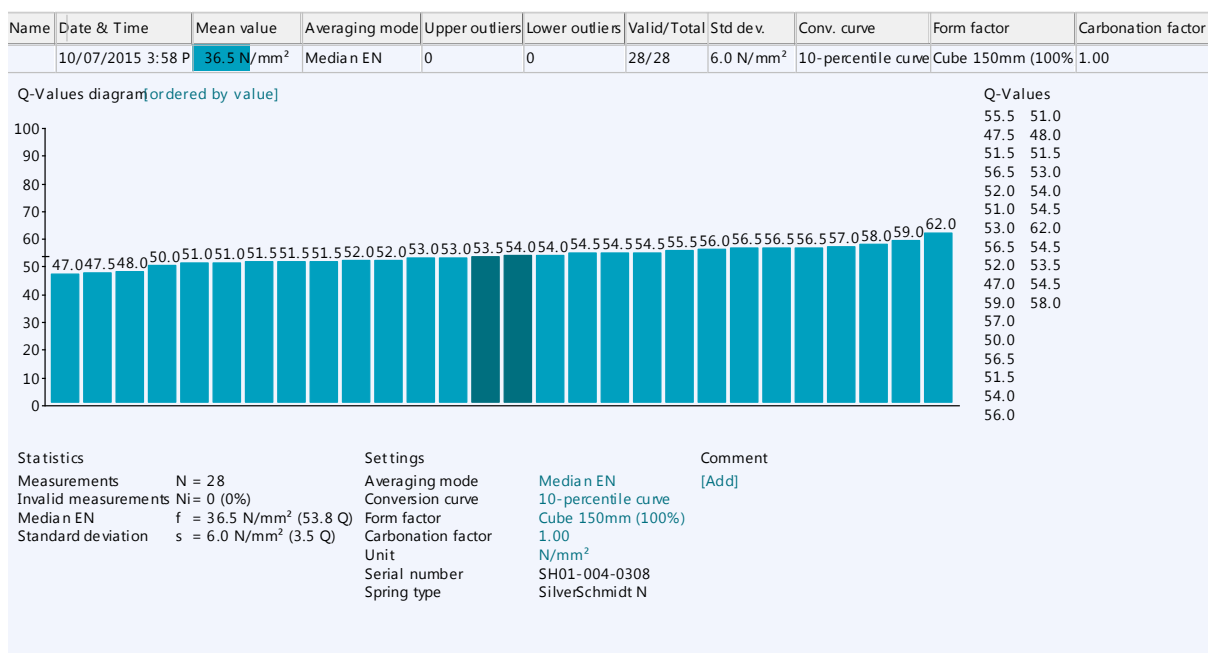
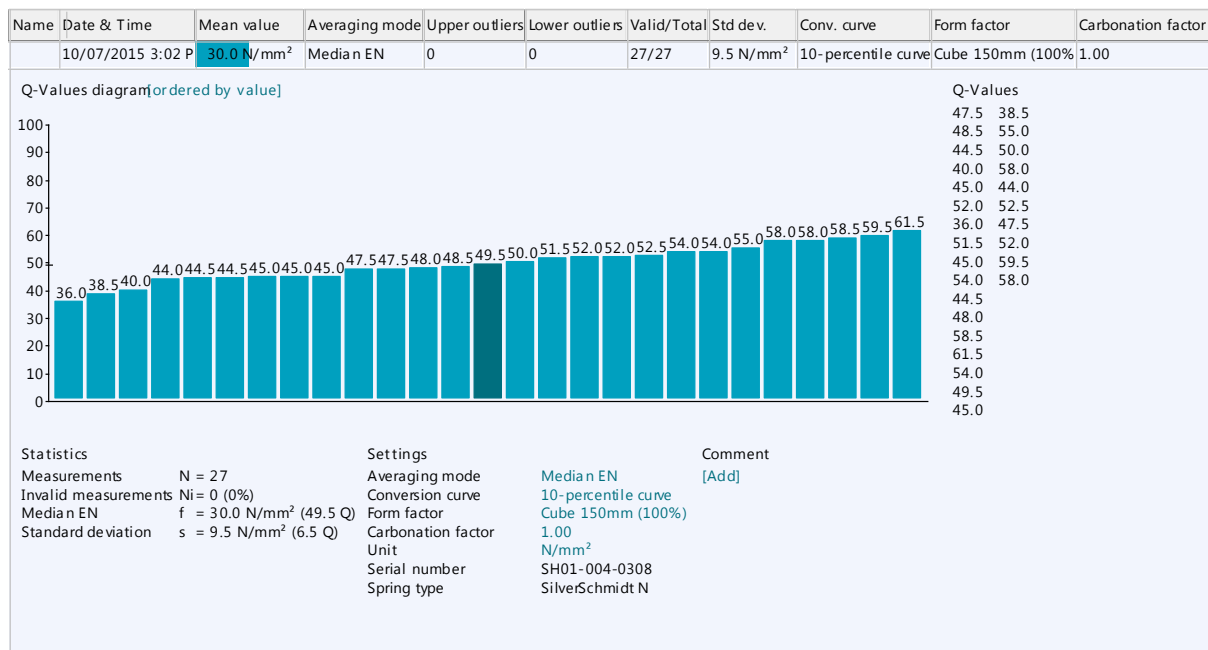
Settings

Averaging mode
Conversion curve
Form factor
Carbonation factor
Unit
Serial number
Spring type

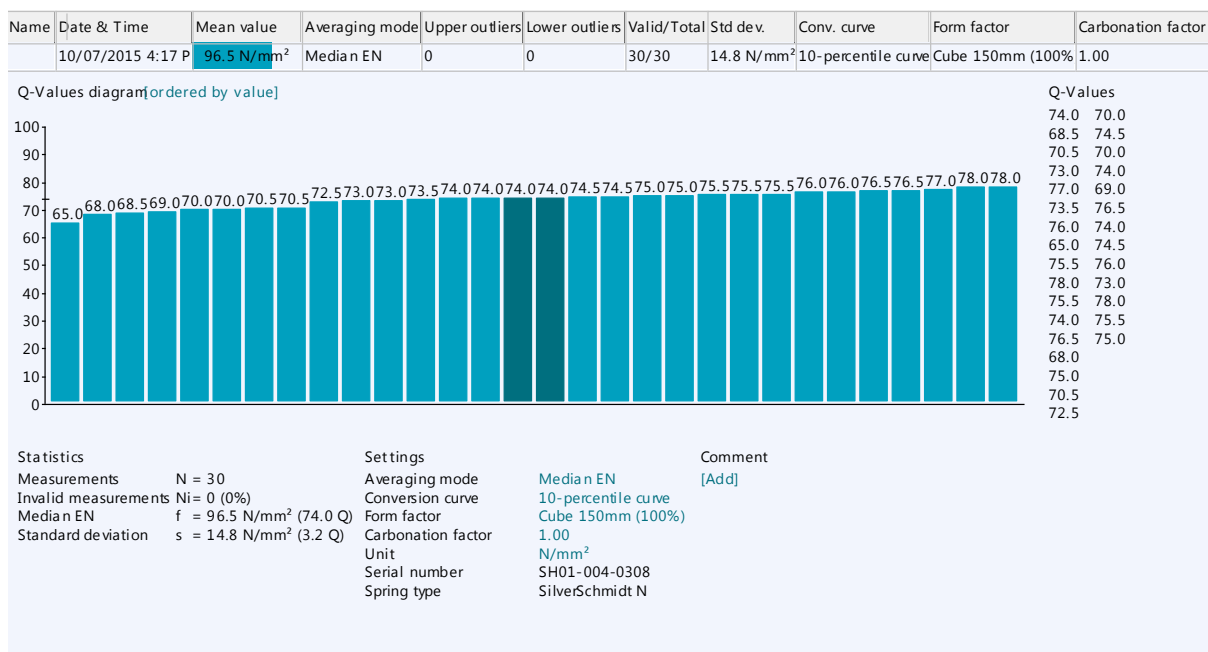
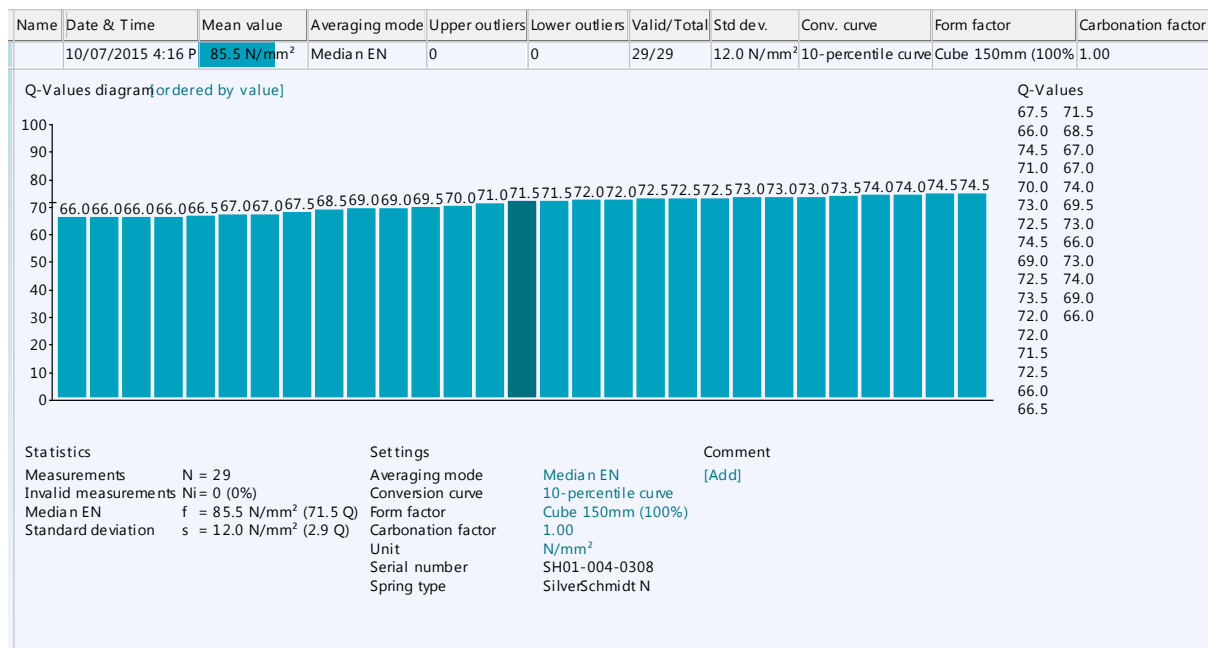
Comment

[\[Add\]](#)
Median EN
10-percentile curve
Cube 150mm (100%)
1.00
N/mm²
SH01-004-0308
SilverSchmidt N

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
 Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
 Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
 Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
 Töö nr: 4-14/105
 Kuupäev: 10.11.2015

LISA 2 – KARBONISEERUMISE ÜSIKMÕÕTMISTE TULEMUSED

Mõõtepunkti number	Karboniseerumise sügavus [mm]			
	1	2	3	Keskmine
1	4	4	4	4
2	1	1	1	1
3	3	3	3	3
4	5	4	6	5
5	1	1	1	1
6	2	3	4	3
7	20	20	20	20
8	20	18	19	19
9	2	3	4	3
10	1	2	3	2

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
 Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
 Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
 Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
 Töö nr: 4-14/105
 Kuupäev: 10.11.2015



LISA 3 – ARMATUURI KORROSIOONITASEME ÜSIKMÕÕTMISTE TULEMUSED

Mõõte- punkti number	Korrosioonitase [$k\Omega cm$]										Keskmine
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	670	550	670	820	700	790	1030	860	590	550	723
2	190	170	120	150	160	150	140	150	110	150	149
3	300	260	190	220	160	310	180	300	280	210	241
4	640	700	540	550	510	620	760	670	550	620	616
5	100	130	100	150	90	90	100	110	100	90	106
6	100	180	80	190	100	180	80	110	90	120	123
7	31	30	32	42	37	30	24	27	31	36	32
8	70	80	50	50	80	70	80	70	80	60	69
9	15	18	16	8	4	11	5	12	10	5	10
10	85	160	40	30	90	90	170	50	120	70	91

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015

LISA 4 – PILDID MÕÕTEPUNKTIDEST



Foto 29. Mõõtepunkt 1



Foto 30. Mõõtepunkt 2

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 31. Mõõtepunkt 3



Foto 32. Mõõtepunkt 4

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 33. Mõõtepunkt 5



Foto 34. Mõõtepunkt 6

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 35. Mõõtepunkt 7



Foto 36. Mõõtepunkt 8

Töö nimetus: Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud
Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool
Vastutav täitja: M. Kiisa /alkirjastatud digitaalselt/
Aruande koostajad: M. Kiisa ja K. Lellep
Töö nr: 4-14/105
Kuupäev: 10.11.2015



Foto 37. Mõõtepunkt 9



Foto 38. Mõõtepunkt 10

LISA 2 SÄREVERE SILLA EKSPERIMEN- TAALNE MODAALANALÜÜS

Eerik Peeker & Ivar Talvik

Särevere silla eksperimentaalne modaalanalüüs

Aruanne nr.: EM-EP-84



Tallinn

detsember 2015

PROJEKT

Nimetus: Särevere silla eksperimentaalne modaalanalüüs

Tellijaja: Tallinna Tehnikaülikooli Teedeinstituut
Ehitajate tee 5
19086 Tallinn

Kontaktisik: Siim Idnurm
e-post: siim.idnurm@ttu.ee
tel.: +372 5145102

Töövõtja: E&M Engineering Solutions OÜ (EMES)
Rannakalda tee 34
Pringi, Viimsi
74001 Harjumaa

Kontaktisik: Eerik Peekar
e-post: eerik.peekar@gmail.com
tel.: +372 55 41041

Hinnapakkumuse number: HP-EMES-19082015

Hinnapakkumuse kuupäev: 19.08.2015

Tellimuse number: -

Tellimuse kuupäev: oktoober 2015

ARUANNE

Pealkiri: Särevere silla eksperimentaalne modaalanalüüs

Autorid: Eerik Peekar & Ivar Talvik

Number: EM-EP-84

ALLKIRJAD

Koht: Tallinn

Kuupäev: 30.12.2015

Eerik Peekar

Ivar Talvik

(allkirjastatud digitaalselt)

Sisukord

1	Sissejuhatus	4
1.1	Silla lühikirjeldus	4
1.2	Taustast	6
1.3	Eesmärgid	8
1.4	Aruande osad	8
2	Modaaltestimine	9
2.1	Andurid ja mõõteseadmed	9
2.2	Mõõtepunktide asukohad	11
2.3	Mõõtmiste käik	12
3	Tulemuste analüüs	13
3.1	Metoodika	13
3.2	Omavõnkeparameetrid	16
3.2.1	Sumbuvusteguritest	17
3.2.2	Omavõnkesagedustest	17
3.2.3	Omavõnkevormidest	18
3.3	Võrdlus teiste raudbetoonrajatistega	18
3.3.1	Võrdlus Eurokoodeksi omasageduskriteeriumiga	19
3.3.2	Paindejäikuse ja massi suhete võrdlus	20
3.3.3	Saledusparameetrite võrdlus	21
4	Silla arvmodelleerimine	23
4.1	Arvmudelist	23
4.2	Mudeli kalibreerimine	24
4.3	Mudeli valideerimine	25
5	Muudel teemadel	28
5.1	Betooni elastsus- ja tugevusomadustest	28
5.2	Kahjustumise hindamisest omavõnkeparameetrite muutumise kaudu	31
5.3	Talade paindmoonetest	33
5.4	Talade paindekandevõimest	39
6	Kokkuvõte ja järeldused	43

1 Sissejuhatus

Käesolevas aruandes kirjeldatakse Särevere vana maanteevilla (edaspidi Särevere silla või ka silla) modaaltestimist ning esitatakse silla eksperimentaalse modaalanalüüsi tulemused. Tööd teostati TTÜ Teedeinstituudi uuringu [1] ühe osana. Modaaltestimise läbiviimisel ja tulemuste analüüsil lähtuti erialases kirjanduses toodud katse- ja analüüsimetoodikatest, Särevere silla katsetamise kavas [2] loetletud suunistest ning sarnaste rajatiste varasemate proovikoormamiste (viited [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13]) käigus omandatud kogemustest.

Selle peatüki alajaotistes esitatakse Särevere silla lühikirjeldus ning tutvustatakse uuringu tausta, eesmärgi ja aruande ülesehitust.

1.1 Silla lühikirjeldus¹

Pärnu-Rakvere maanteel paikneb Särevere vana sild (vt. joonis 1) ületab Pärnu jõge Türi lähistel. Sild rajati 1970. aastal, renoveeriti 1998. Peale katsetamist sild demonteeritakse².

Sild on 3-avaline monteeritud raudbetoonist talasild. Silla pikkus ja teki laius on vastavalt 37.0 m ja 11.5 m ning avade arvutuslikud pikkused: 11.1 m + 13.7 m + 11.1 m. Staatiliselt töötavad avad lihttalana.

Teki ristlõike (vt. joonis 2) moodustavad 7 monteeritavast raudbetoonist T-tala³, mille võöd on omavahel seotud monoliitselt. Sild on projekteeritud kasutades tolleaegseid tüüplahendusi s.t. talad on n.ö. valitud maksimaalse koormuse ja ava pikkuse alusel talade tüüpkataloogist. Äärmiste avade talade kataloogitähis on *b-14* ning keskmise ava taladel *b-16*.

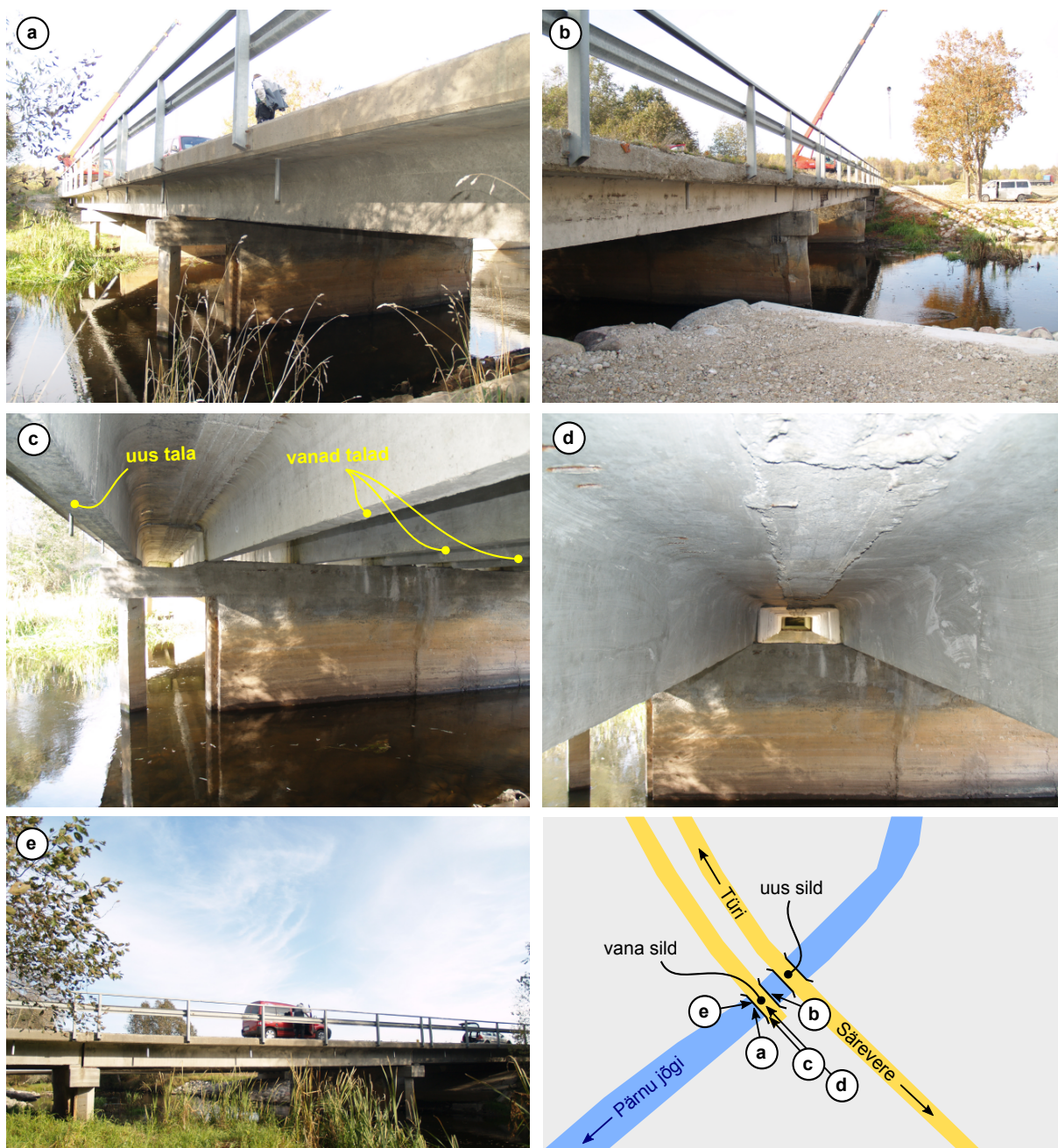
T-talade betooni mark SNiP-i järgi on M300 (normatiivne kuubikuline survetugevus $f_{ck,cube} \approx 22.5 \text{ MPa}$), mis jääb tugevusomadustelt Eurokoodeksi [17] betooni tugevusklasside C16/20 ja C25/30 vahele. Talade pikiarmatuuri mark GOST 380-57 järgi on Ct 5 (normatiivne voolamispiir $f_{yk} = 300 \text{ MPa}$?) ning arvutusliku (piki)armatuuri kogused äärmistes avades $8\varnothing 32 + 2\varnothing 16$ ning keskmises avas $12\varnothing 32$.

Talad toetuvad jões kahele monoliitsest raudbetoonist sambale ning kallastel monteeritavast (?) raudbetoonist tugedele. Samaste alumised otsad toetuvad monoliitsetele (?) taldmikele ning taldmikud kruusasele tiheda saviliiva kihile.

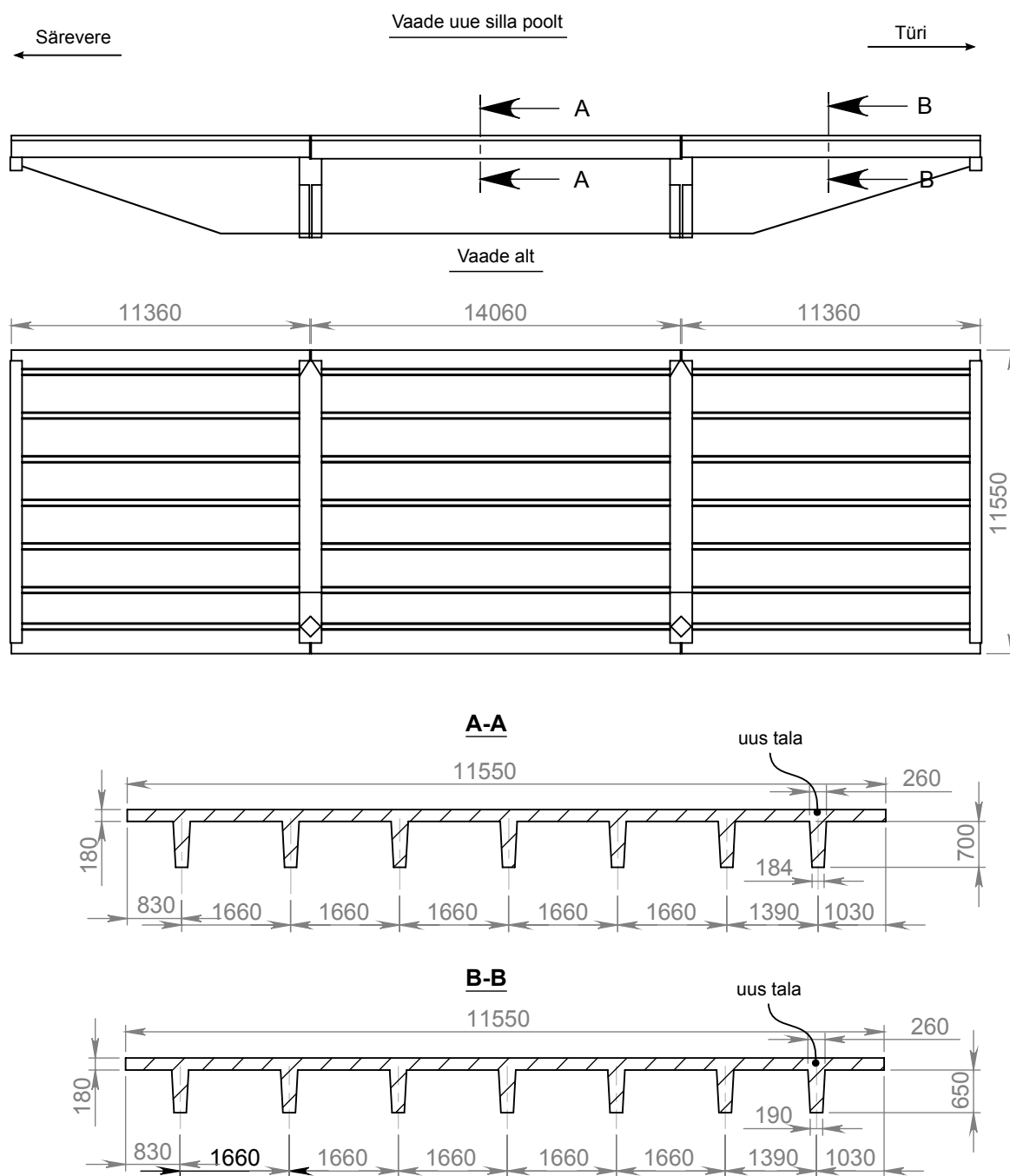
¹ Särevere silla lühikirjelduse koostamisel on toetutud viidetes [2] ja [24] toodud andmetele.

² Uuringu [1] raames teostatud koormuskatsete ajal kulges maanteeliiklus juba üle Särevere uue silla. Uus sild paikneb vana silla kõrval kirdes (vt. joonis 1.e). Uus sild ehitati 2015. aastal.

³ Esialgse projekti järgi ja kuni 1998.a. teostatud renoveerimistöödeni oli igas avas 6 T-tala. Silla renoveerimise käigus lisati iga ava edelaserva üks lisatala.



Joonis 1: Särevere (vana) sild 15.10.2015: (a) vaade lõunast, (b) vaade kagust, (c),(d) vaated alt, Särevere-poolsest otsast, (e) vaade idast, (f) asendiplaan.



Joonis 2: Särevere silla põhimõõtmed (jooniste koostamisel on aluseks võetud viites [2] esitatud andmed).

1.2 Taustast

Kuigi enamik füüsikalisi süsteeme s.h. ehituskonstruktsioonid on nn. pidevad süsteemid (ingl. k. *continuous systems*) saab nende käitumist kirjeldada diskreetse matemaatilise mudeli abil, võrrandsüsteemina:

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = f(t) \quad (1)$$

Süsteemi füüsikalisi omadusi kirjeldatakse valemis 1 massi-, sumbuvus- ning jäikusmaatriksitega M , C

ja K , süsteemi kinemaatik (liikumist) kiirendus-, kiirus- ning siirdevektoritega $\ddot{u}$, $\dot{u}$ ja u ning süsteemile mõjuvaid nii ajas muutuva (s.o. dünaamilisi) kui ajas muutumatuid (s.o. staatilisi) jõude vektoriga $f(t)$. Valem 1 lihtsustab tegeliku füüsikalise süsteemi omavahel ühendatud massi-, (viskoosete) summuti- ja vedruelementidest koosnevaks diskreetseks süsteemiks - süsteemiks, millele antakse energia välisjõudude poolt (nn. dünaamiline ergutus), milles potentsiaalne energia salvestatakse massielementidesse, kineetiline energia vedruelementidesse ning kus energia hajub/neeldub summutielementidesse. Võrrand 1 on tuletatud Newtoni II seadusest - s.t. süsteemi sisejõudude summa (s.o. inertsjõudude, $M \cdot \ddot{u}$, viskoosete jõudude, $C \cdot \dot{u}$, ning vedrude vastupanujõudude, $K \cdot u$ summa) igal ajahetkel on võrdsustatud süsteemile mõjuvate välisjõudude summaga, $f(t)$.

Valem 1 on suhteliselt universaalne: selle abil saab kirjeldada nii dünaamilisi kui staatilisi⁴, nii lineaarseid kui mittelineaarseid⁵ süsteeme. Valemil 1 baseerub ka lõplike elementide meetod (FEM - ingl. k. *finite element method*) - meetod, millest on kujunenud üks enimlevinud tööriistu ehituskonstruksioonide sh. sildade dünaamilise ja staatilise käitumise modelleerimiseks ja analüüsiks.

Võrrandisüsteemi 1 saab teisendada nn. *modaalkujule*, mille puhul süsteemi kinemaatik kirjeldatakse *võnkemoodide* (ka lainemood v. mood, ingl. k. *mode*) summana. Iga võnkemoodi määravad 3 parameetrit (nn. omavõnkeparameetrid e. modaalparameetrid): *omavõnkesagedus*, *sumbuvustegur* ja *omavõnkevorm*. Võnkeparameetrite *katselist* määramist nimetatakse eksperimentaalseks modaalanalüüsiks (ingl. k. *experimental modal analysis* - EMA) ning modaalanalüüsi lähtesuuruste mõõtmist modaaltestimiseks (ingl. k. *modal testing*).

Miks on konstruktsiooni modaaltestimise kaudu määratud võnkeparameetrite väärtuseid "kasulik" teada, mida nad meile n.ö. "annavad"?

1. Eksperimentaalse modaalanalüüsi tulemused võimaldavad realistlikult hinnata konstruktsiooni dünaamilise käitumisega seotud riske nt. resonantsiohtu ("kas mingi omasagedus on liiga lähes-tikku ergutusjõu mõjumissagedusega?") ning konstruktsiooni võimet võnkumisi summutada ("kui suured on sumbuvustegurite väärtused?").
2. Kuna võnkeparameetreid saab käsitleda kui võrrandsüsteemi 1 matemaatilist teisendust, siis on nende kaudu võimalik lisaks hinnata nii konstruktsiooni jäikusomadusi kui määrata materjalipa-rameetrite (nt. elastsusmoodul, tihedus) väärtuseid. Praktikas toimub see tihti nn. mudeli *kalibreerimise* kaudu - konstruktsiooni lõplike elementide mudel viiakse arvutatud ja mõõdetud võnke-parameetrite võrdluse kaudu vastavusse tegeliku konstruktsiooniga. Kalibreeritud mudeli abil on võimalik suhteliselt realistlikult simuleerida nii konstruktsiooni tõenäolist staatilist kui dünaami-list käitumist erinevates koormusolukordades.
3. Ka on modaalparameetrite väärtuste monitooringu kaudu põhimõtteliselt võimalik hinnata konst-ruktsiooni kahjustumise astet - omavõnkesageduste ja sumbuvustegurite väärtused kahjustumise kasvades üldjuhul vastavalt vähenevad ja suurenevad ning ka omavõnkevormide kuju konstrukt-siooni kahjustatud kohtades (s.o. lokaalselt) muutub.

Selle uuringu motivatsiooni võiks eelnevale tuginedes formuleerida kui modaalanalüüsi võimaluste ra-kendamine Särevere vana silla näitel. Uuringu eesmärgid on sõnastatud järgnevas alajaotises.

⁴ Kui süsteemile mõjuvad välisjõud ajas ei muutu, s.t. kui $f(t) = \text{const}$, lihtsustub valem 1 oma n.ö. staatilisele kujule $K \cdot u = f$.

⁵ Lineaarse süsteemi puhul eeldatakse, et süsteemi massi-, sumbuvus- ja jäikusparameetrid ajas ei muutu ning et süsteemi siirded jäävad võrreldes süsteemi mõõtmetega tühisteks. Suuremate siirete puhul on tegu nn. geomeetriliselt mittelineaarsete süsteemiga. Materjalomadustest tulenevat mittelineaarsust modelleeritakse massi-, sumbuvus- ja/või jäikusparameetrite muutmise abil.

1.3 Eesmärgid

Käesoleva uuringu eesmärkideks on Särevere vana silla:

- omavõnkeparameetrite katseline määramine (silla eksperimentaalne modaalanalüüs),
- dünaamiliste omaduste hindamine omavõnkeparameetrite kaudu,
- võrdlus teiste Eesti raudbetoonviaduktide ja -sildadega alumise paindeomasageduse kaudu arvutatud parameetrite abil.
- lineaarse lõplike elementide mudeli kalibreerimine omavõnkeparameetrite kaudu,
- kalibreeritud mudeli rakendamine staatiliste siirete arvutamisel ja arvutatud siirete võrdlus vastavate mõõdetud siiretega,

Eelpool loetletud eesmärkidele lisaks analüüsitakse silla teki betooni elastsus- ja tugevusomadusi, kahjustumise hindamist omavõnkeparameetrite muutumise kaudu ning teki talade moondeid ning paindekandevõimet.

1.4 Aruande osad

Aruanne on liigendatud alljärgnevalt:

1. Peatükis 2 käsitletakse silla modaaltestimisega (s.o. modaalanalüüsi lähteandmete mõõtmisega) seonduvat: antakse ülevaade anduritest ja mõõteseadmetest, tuuakse ära mõõtepunktide asukohad ning kirjeldatakse mõõtmiste käiku.
2. Peatükis 3 tutvustatakse eksperimentaalse modaalanalüüsi metoodikat, esitatakse modaalanalüüsi tulemused ning hinnatakse silla dünaamilisi omadusi. Peatüki lõpus võrreldakse Särevere silla teiste, varasemalt testitud Eesti raudbetoonviaduktide ja -sildadega alumise paindeomasageduse kaudu arvutatud tegurite abil.
3. Peatükis 4 keskendutakse Särevere silla arvmodelleerimisele: esmalt tutvustatakse silla *lineaarset* lõplike elementide mudelit, seejärel peatutakse mudeli kalibreerimisel omavõnkeparameetrite abil ning peatüki lõpus esitatakse kalibreeritud mudelil arvutatud silla staatiliste siirete võrdlus vastavate mõõdetud siiretega.
4. Peatükis 5 analüüsitakse silla teki betooni elastsus- ja tugevusomadusi, kahjustumise hindamist omavõnkeparameetrite muutumise kaudu ning teki talade moondeid ning paindekandevõimet.
5. Aruande viimases osas (peatükk 6) esitatakse kokkuvõte Särevere silla eksperimentaalse modaalanalüüsi olulisematest tulemustest.

2 Modaaltestimine

Modaalparameetrite katselise määramise lähteandmeteks on (uuritaval konstruktsioonil) mõõdetud dünaamiliste *sisend*- ja *väljund*suuruste *aegread*. Praktikas on levinuimaks sisendsuuruseks *jõud* (s.o. konstruktsiooni dünaamiline ergutusjõud) ning väljundsuuruseks *kiirendus* (konstruktsiooni erinevates punktides - nn. mõõtepunktides). Kui teoreetiliselt on igal konstruktsioonil lõpmatu arv võnkemoode, siis praktikas on olulised vaid nn. alumistel s.o. madalatel sagedustel ($f_n < 20...50\text{ Hz}$) aset leidvad võnkumised⁶.

Särevere silla *modaaltestimine* (ingl. k. *modal testing*) eesmärgiks oli koguda lähteandmeid silla eksperimentaalse modaalanalüüsi tarvis. Modaaltestimine seisnes silla teki dünaamilises ergutamises löökkkoormusega ning koormuse ja teki vertikaalkiirenduste samaaegses mõõtmises. Mõõdetavateks suurusteks olid löökvasara kukkumise näol sillale rakendatud (dünaamiline ergutus)jõud (sisend) ning teki vertikaalkiirendus (väljund - konstruktsiooni vastus ergutusele).

Modaaltestimine toimus kahes etapis: *enne* ja *pärast* silla staatilisi koormuskatseid vastavalt 16.10.2015 kl 10:30-15:30 ja 21.10.2015 kl. 10:00-11:30.

Järgnevates alajaotistes esitatakse andurite ja mõõteseadmete tehnilised andmed, mõõtepunktide asukohad ja kirjeldatakse modaaltestimise käiku.

2.1 Andurid ja mõõteseadmed

Kiirendusandurid. Kiirenduse mõõtmiseks kasutati nelja 1-sihilist kiirendusandurit (ingl. k. *accelerometer*), mille abil mõõdeti teki vertikaalsihilisi kiirendusi. Kiirendusandurite foto ja tehnilised andmed on esitatud joonisel 3. Lisainformatsiooni saab valmistaja kodulehelt [14].



Suurus	Väärtus
Tootja	GeoSIG
Tüüp	AC-41V
Mõõteulatus	$\pm 1\text{ g}$
Mõõtemüra tase	$< 60\text{ }\mu\text{g}_{RMS}$
Sagedusriba	0 ... 100 Hz
Temperatuurivahemik	$-40\text{ ... }+85\text{ }^{\circ}\text{C}$
Kaal (koos korpusega)	1.5 kg
Viimati kalibreeritud	03.09.2014

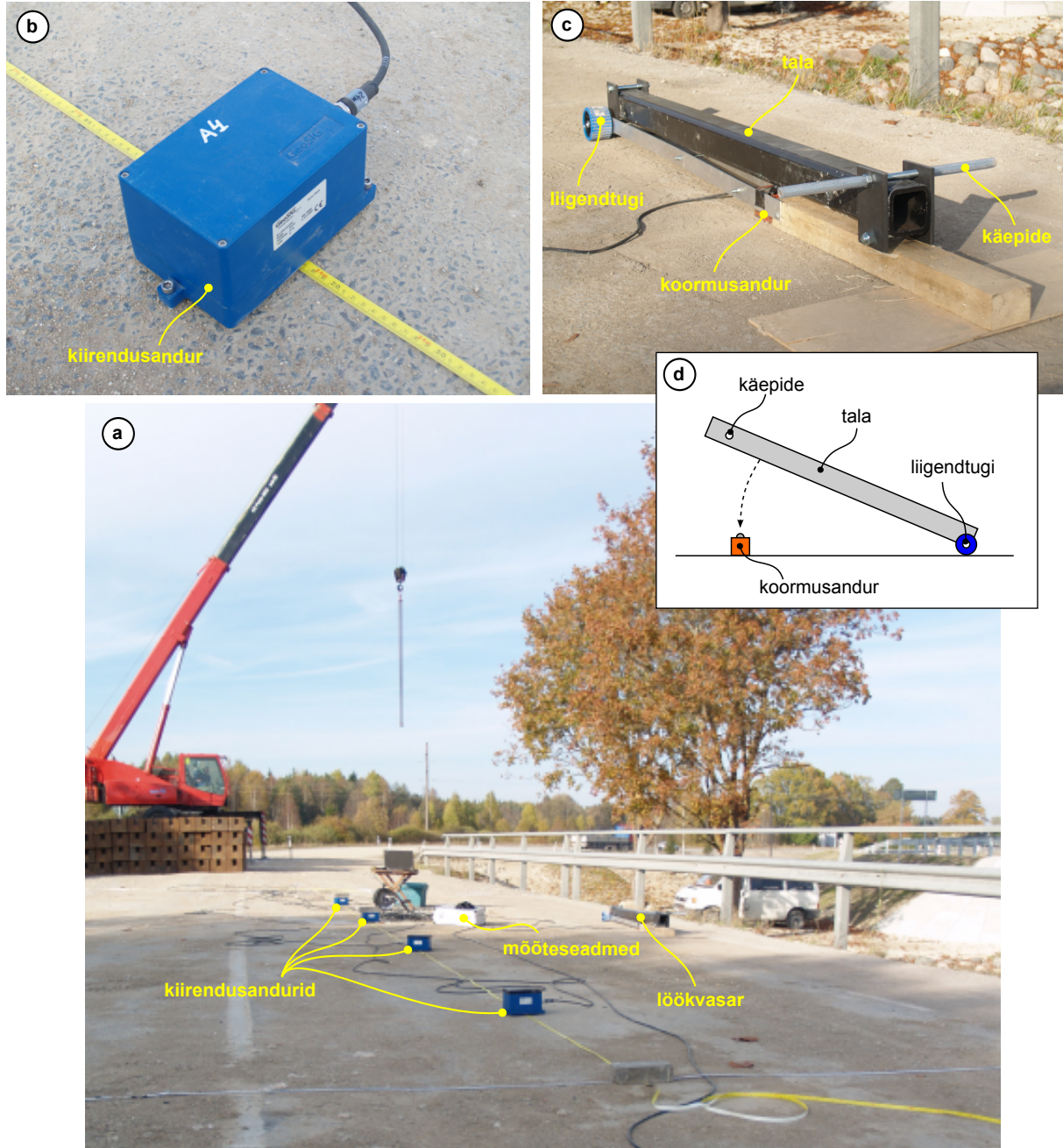
Joonis 3: GeoSIG vertikaalsihilise kiirendusanduri tehnilised andmed (foto GeoSIG Ltd.).

Koormusandur. Dünaamilise ergutusjõu mõõtmiseks kasutati ühe varasema projekti tarvis⁷ konstrueeritud koormusandurit (ingl. k. *load cell*). Koormusanduri mõõtepiirkond on 0.2...100 kN ja täpsus $\pm 0.1\text{ kN}$ ning see on kalibreeritud hüdraulilise pressi ning teise koormusanduri abil s.o. pressi poolt kalibreeritava andurile rakendatavat jõudu mõõdeti Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd poolt valmistatud ja tehases taadeldud LC-10TVZ20-tüüpi koormusanduriga.

⁶ Käesolevas töös on võnkeparameetrite määramisel keskendutud sagedusribale 0...50 Hz.

⁷ Vt. täpsemalt <http://www.google.com/patents/EP2650659A1?cl=en>

Löökvasar. Moodaaltestimisel rakendati dünaamiline ergutusjõud löökvasara (ingl. k. *impact hammer*) abil. Vasara valmistas Trimetall OÜ. Koormuse rakendamiseks tõsteti vasara üks ots üles ning kukutati vasara all paiknevale, silla tekile toetuvale koormusandurile (vt. joonis 4 c ja d).



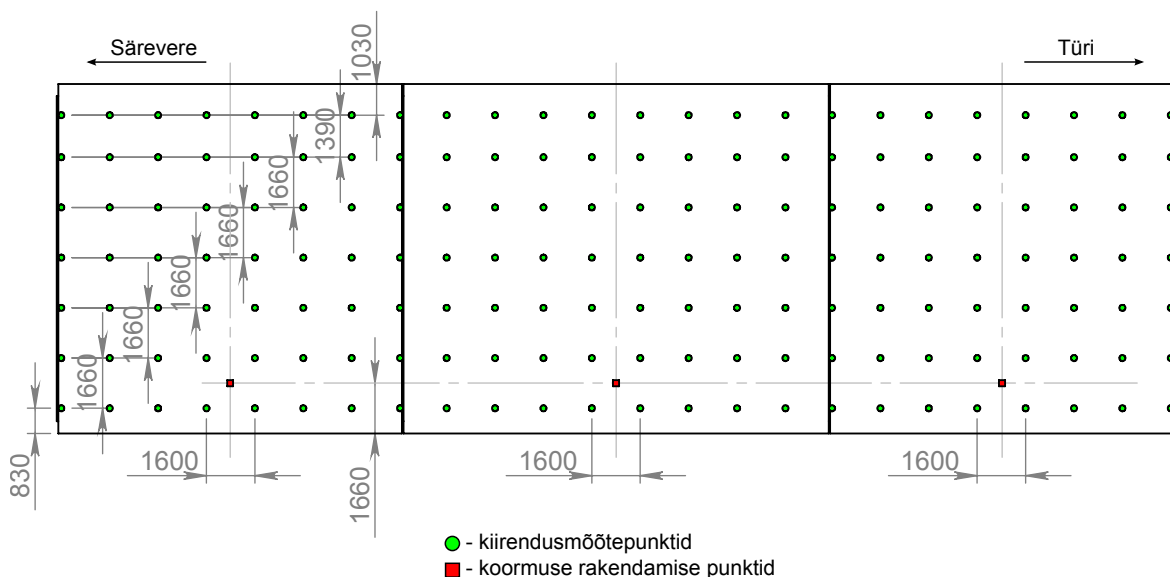
Joonis 4: Andurid ja mõõteseadmed: (a) vaade silla tekile keskmise ava modaaltestimisel 15.10.2015, (b) kiirendusandur, (c) ja (d) löökvasar.

Mõõtesüsteem. Kiirendus- ja siirdeandurite ning koormusanduri analoogsignaale digitaliseeriti ning edastati salvestamiseks arvutile United Electronics Industries (<http://www.ueidaq.com>) valmistatud mõõtesüsteemi (ingl. k. *data acquisition system*) DNA-PPC5/DNA-AI-217 abil. Süsteemil on 16 mõõtekanaalit, mis võimaldab kõikide andurisignaalide *samaaegse* salvestamise. Süsteemi resolutsioon on 24 bitti, mõõteulatus ± 10 V, signaali võimendusteguri (ingl. k. *gain*) väärtust on võimalik muuta vahemikus

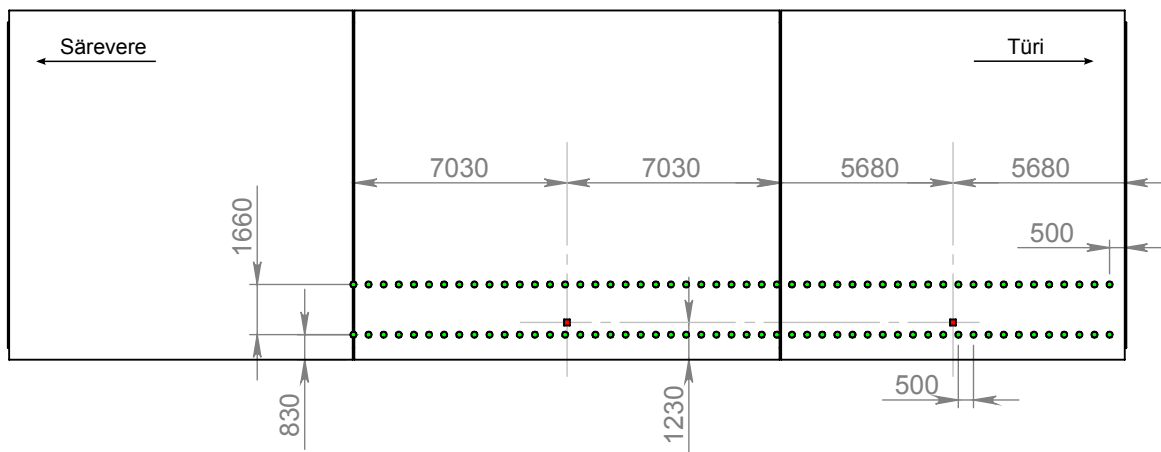
1...64, ning lugemissagedust (ingl. k. *sampling rate*) vahemikus 0...10 kHz.

2.2 Mõõtepunktide asukohad

Enne staatilisi koormamisi teostatud modaalnõõtmised



Peale staatilisi koormamisi teostatud modaalmõõtmised



Joonis 5: Kiirendusmõõtepunktide (rohelised ringid) ja löökoormuse rakendamise (punased ristkülikud) asukohad *enne* (ülemine joonis) ning *peale* (alumine joonis) silla staatilisi koormusteste teostatud modaalmõõtmistel.

Enne staatilisi koormusteste läbi viidud modaalmõõtmistel katsid kiirendusmõõtepunktid silla kõiki talasid s.o. kõigi kolme ava seitset tala (kokku 168 kiirendusmõõtepunkti). Peale staatilisi koormusteste teostatud mõõtmistel paiknesid ühtekokku 104 kiirendusmõõtepunkti vaid keskmise ja Türi poolse ava kirdeserva kahel talal s.o. staatilisel koormamisel enim deformeerunud taladel. Mõõtepunktide asukohad

on näidatud joonisel 5. Löökvasar ja koormusandur paiknesid avas, mille vertikaalkiirendusi parasjagu mõõdeti.

2.3 Mõõtmiste käik

Silla teki modaaltestimise toimus alljärgnevalt:

1. Löökvasar ning koormusandur paigutati silla ava *i* keskele, teki kirdeserva.
2. 4 kiirendusandurit paigutati sama ava 4 kiirendusmõõtepunkti.
3. Käivitati *samaaegne* andmete salvestamine koormusandurilt ja 4 kiirendusandurilt. Andmete lugemissageduseks (ingl. k. *sampling rate*) oli 200 Hz.
4. Silla tekile rakendati dünaamiline ergutus s.o. löökvasara üles tõstetud ots lasti kukkuda koormusandurile. Dünaamilist ergutust rakendati kokku 3 korral ca 20 sekundilise intervalliga (s.t. vasara kukutamise järel oodati umbes 20 sekundit).
5. Andmete salvestamine peatati.
6. 4 kiirendusandurit paigutati *sama ava* järgmisesse 4 kiirendusmõõtepunkti, löökvasara ja koormusanduri asukohta ei muudetud.
7. Samme 3 ... 6 korrati kuni kiirendusandurid olid paiknenud kõigis ava *i* mõõtepunktides.

Eelpool kirjeldatud protseduur teostati kõigi testitavate avadega.

3 Tulemuste analüüs

Selle peatükis esimeses alajaotises tutvustatakse võnkeparameetrite määramise metoodikat s.t. selgitatakse kuidas toimus omasageduste, sumbuvestegurite ja omavõnkevormide arvutamine modaaltestimiste tulemustest. Seejärel esitatakse ja analüüsitakse Särevere silla eksperimentaalse modaalanalüüsi tulemusi. Peatüki viimases alajaotises võrreldakse Särevere silda aruande autorite osalusel varasemalt katsetatud Eesti raudbetoonraajatistega.

3.1 Metoodika

Võnkeparameetrite määramine toimus lähtudes nn. sagedusdomeeni modaalanalüüsi (ingl. k. *frequency-domain modal analysis*) metoodikast. Esmalt arvutati igas mõõtepunktis registreeritud tulemuste põhjal alljärgnevad suurused:

1. Ergutusjõu, $F(t)$, *autokorrelatsioonispekter*, $G_{FF}(f)$, (ingl. k. *auto-correlation spectrum*):

$$F(t) \rightarrow FFT \rightarrow G_{FF}(f)$$

2. Ergutusjõu ning kiirenduse, $a(t)$, *ristkorrelatsioonispekter*, $G_{Fa}(f)$, (ingl. k. *cross-correlation spectrum*):

$$\begin{aligned} a(t) &\rightarrow \\ F(t) &\rightarrow \end{aligned} FFT \rightarrow G_{Fa}(f)$$

Auto- ja ristkorrelatsioonispektrid arvutati Fourier kiirteisendusalgoritmi (FFT) abil, rakendades akendamise (*windowing*) ja keskmistamise (*averaging*) tehnikaid. Aknafunktsiooniks valiti Hammingi aknafunktsioon ning keskmistamise ülekatteteguriks 0.9.

3. Kiirenduse ning ergutusjõu *sagedusvastusfunktsioon*, $H_1(f)$, (ingl. k. *frequency response function*):

$$H_1(f) = \frac{G_{Fa}(f)}{G_{FF}(f)}$$

Joonisel 6 on arvutuskäigu illustreerimise eesmärgil esitatud ergutusjõu ja kiirenduse aegridade ning auto- ja ristkorrelatsioonispektrite ja sagedusvastusfunktsiooni graafikud.

Võnkemoodide väljasõelumiseks ergutusjõu ja kiirenduse ja sagedusvastusfunktsioonidest, $H_1(f)$, rakendati viidetes [18, 19, 20] käsitletud iteratiivset vektorsobituse algoritmi (ingl. k. *vector fitting*).

Algoritmi sisenditeks on mõõtepunktide sagedusvastusfunktsioonid mingil valitud sagedusribal ning oletatav pooluspaaride (ingl. k. *poles*) arv s.t. oletatav mudeli järk. Algoritmi väljunditeks on leitud pooluspaaride, λ , väärtused ning nende põhjal koostatud süsteemi seisundiruumi mudeli (ingl. k. *state space model*) maatriksid (süsteemimaatriks A , sisendmaatriks B , väljundmaatriks C ning otsesidemaatriks D).

Võnkemoodi l sagedus, $f_{n,l}$, ning sumbuvestegur, ζ_l , arvutatakse vastava pooluspaari, λ_l , väärtusest:

$$\lambda_l = \sigma_l \pm j \cdot \omega_l$$

$$\omega_{n,l} = \sqrt{\sigma_l^2 + \omega_l^2}$$

$$f_{n,l} = \frac{\omega_{n,l}}{2 \cdot \pi}$$

$$\zeta_l = 100 \cdot \frac{\sigma_l}{\omega_{n,l}} [\%]$$

kus:

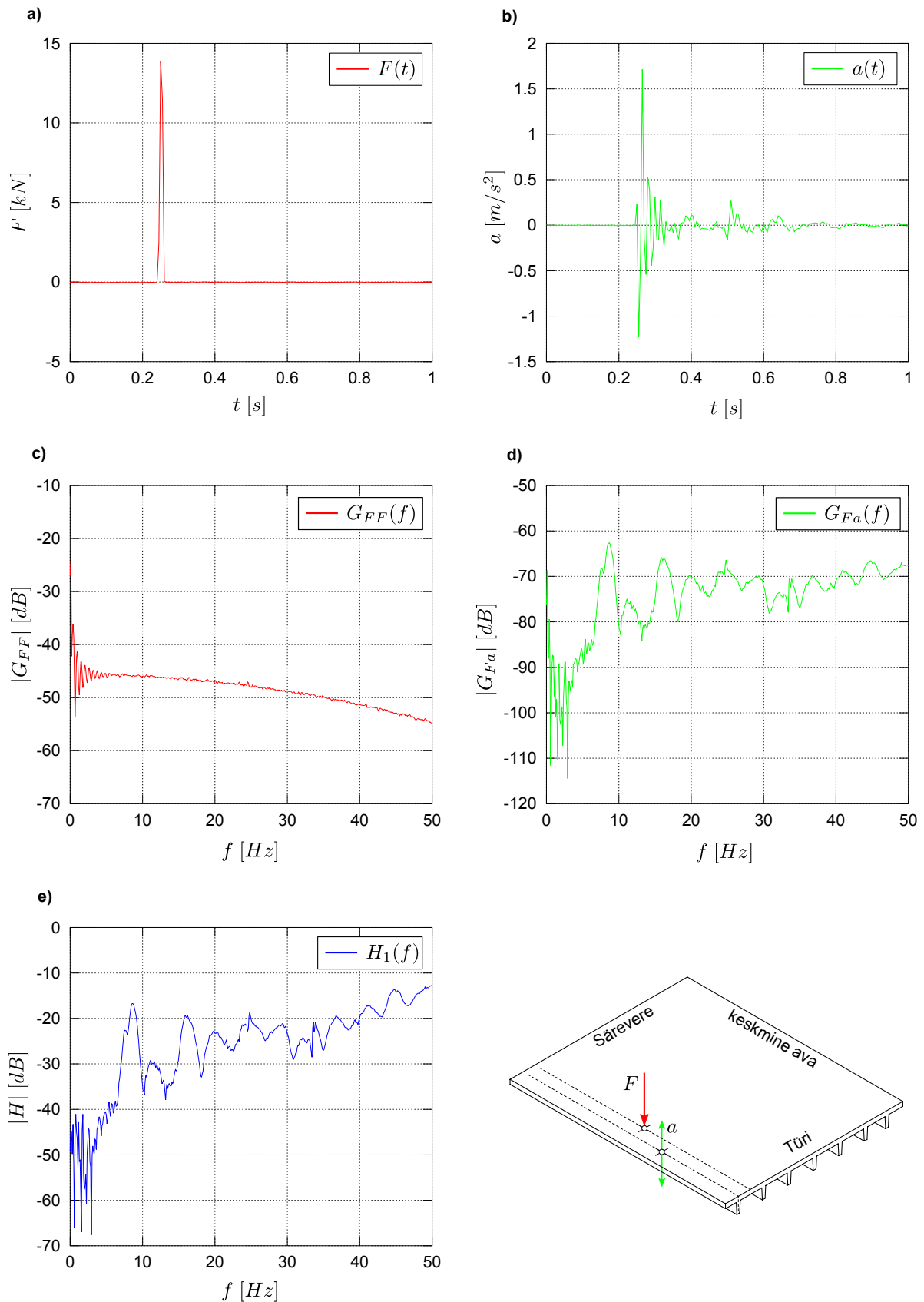
- l võnkemoodi indeks,
- λ süsteemi pooluspaar,
- σ pooluse reaalosa,
- ω pooluse imaginaarosa,
- ω_n summutamata (ingl. k *undamped*) omavõnkeringsagedus $[\frac{rad}{s}]$,
- f_n summutamata omavõnkesagedus, $[Hz]$,
- ζ sumbuustegur, $[\%]$.

Võnkevormide, y , arväärtused on väljundmaatriksis C :

$$y_{i,l} = C_{i,l}$$

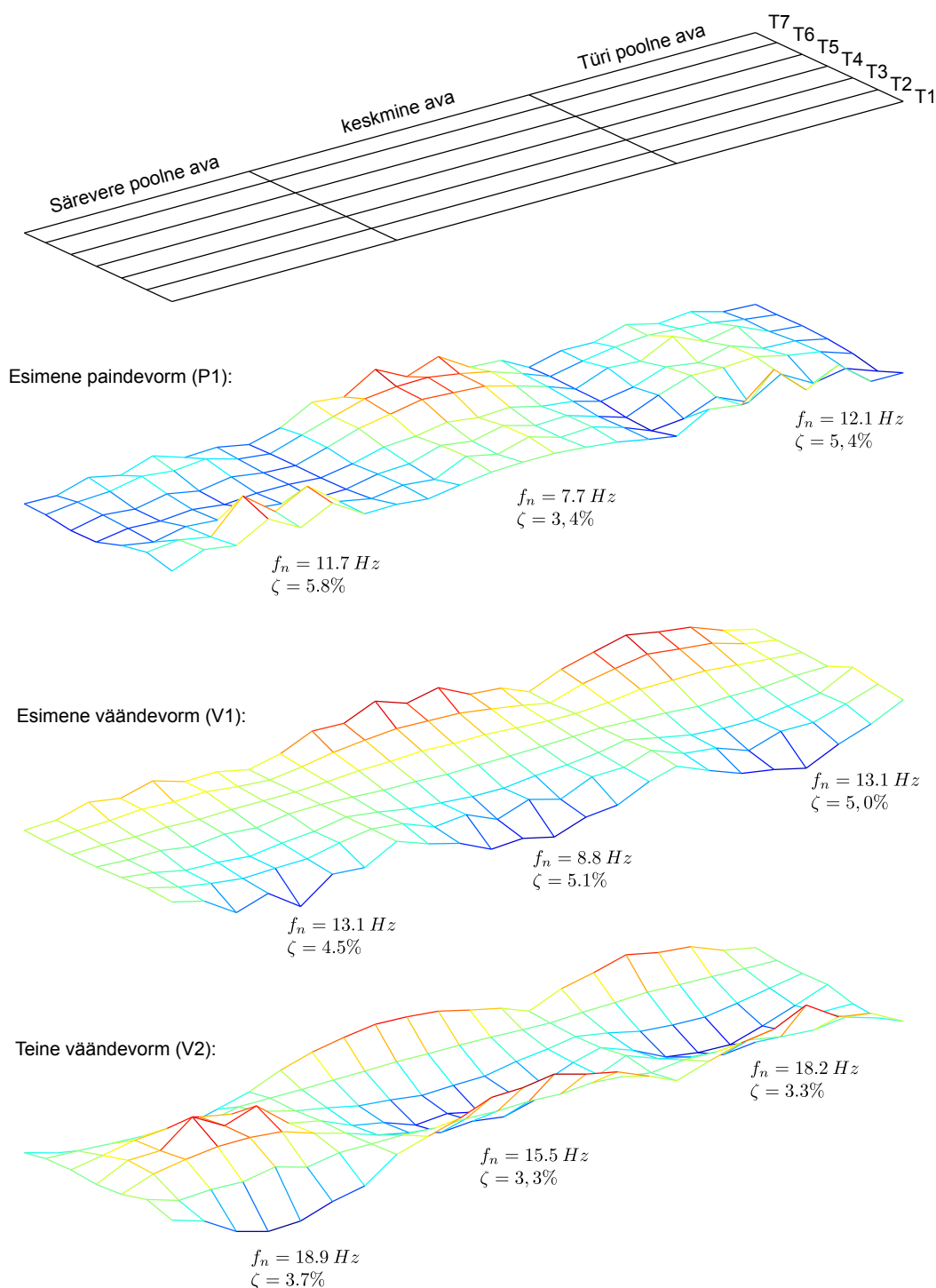
Kuna andmetes sisalduv tegelike pooluste arv (s.t. mudeli järk), o , ei ole ette teada, siis korratakse arvutusi erinevate o väärtustega ning võrreldakse saadud võnkeparameetreid omavahel. Süsteemi tegelikud poolused (nn. stabiilsed poolused) s.t. poolused, mis suure tõenäosusega kirjeldavad süsteemi reaalseid võnkemoode, jäävad ligikaudu samaks ka erinevate o väärtuste juures samas kui "võltspoolused" (eba-stabiilsed poolused) "rändavad" s.t. nende väärtus muutub olenevalt mudeli järgu, o , väärtusest. Võnkeparameetrite lõplikud väärtused on arvatud stabiilsete pooluste keskmiste väärtustena.

Algoritmi eeliseks on, et see leiab ja eristab ka sageduslikult lähestikku paiknevaid võnkemoode, algoritim on robustne, stabiilne ning kuigi arvutuste maht on suhteliselt suur saab protsessi pea täielikult automeerida. Modaalanalüüsi arvutused teostati vabavaraga *Octave* (viide [27]).



Joonis 6: Võnkeparameetrite määramise lähte- ning vahesuurused: a) ergutusjõu, $F(t)$, aegrida (ajatelg on zuumitud); b) kiirenduse, $a(t)$, aegrida (ajatelg on zuumitud); c) ergutusjõu autokorrelatsioonispekter, $G_{FF}(f)$; d) ergutusjõu ning kiirenduse ristkorrelatsioonispekter $G_{Fa}(f)$; e) sagedusvastusfunktsioon, $H_1(f)$.

3.2 Omavõnkeparameetrid



Joonis 7: Särevere silla kolme ava kolme võnkemoodi parameetrid (omasagedused, f_n , sumbuvusastegurid, ζ , ja võnkevormid) *enne* staatilist koormamist (mõõtepunktid paiknesid taladel T1 ... T7 s.o. kõigil taladel).

Eelpool kirjeldatud meetodika alusel õnnestus modaaltestimise tulemustest määrata Särevere silla avade kolme alumise võnkemoodi parameetrid. Modaalanalüüsi tulemused - omasageduste, f_n , ja sumbuvusaste-

gurite, ζ , väärtused ning omavõnkevormide graafikud - on esitatud joonisel 7. Alumiseks (s.t. madalaima omasagedusega) võnkemoodiks on kõigil avadel esimene paindemood (joonisel tähistatud P1), ning teiseks ja kolmandaks võnkemoodiks vastavalt esimene ja teine väändemood⁸ (joonisel tähistatud V1 ja V2).

Allpool analüüsimise sumbuvestegurite ja omasageduste väärtuseid ning omavõnkevorme.

3.2.1 Sumbuvusteguritest

Sumbuvustegurite väärtused raudbetoonkonstruktsioonides võivad varieeruda suhteliselt suurtes piirides. Viites [21] näiteks antakse viskoosse sumbuvesteguri piirideks raudbetoonkonstruktsioonidele $\zeta = 0.4...3.5\%$, osundades, et väiksemad sumbuvestegurid on omased eel- ja järelpingestatud ja/või pragu- nemata ning suuremad tavaarmatuuriga ja/või pragunenud raudbetoonkonstruktsioonidele ning et mittekandvad konstruktsioonielemendid (sildade puhul nt. piirded ja käiguteed) tõstavad sumbuvesteguri väärtust.

Eurokoodeksi [22] tabel F.2 annab raudbetoonsildade esimese paindevormi konstruktsioonilise sumbuvesteguri *logaritmilise dekremendi* ligikaudseks arvutuslikuks väärtusteks vastavalt $\delta_s = 0.04$ (eelpingestatud, pragudeta) ning $\delta_s = 0.10$ (pragudega). Sumbuvusteguri, ζ , saab logaritmilise dekremendi kaudu arvutada valemi 2 abil:

$$\zeta = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{2\pi}{\delta_s}\right)^2}} \quad (2)$$

ning sumbuvestegurite Eurokoodeksi [22] tabelis F.2 toodud logaritmilistele dekrementidele vastavad väärtused on $\zeta = 0.6\%$ (eelpingestatud, pragudeta raudbetoonsillad) ning $\zeta = 1.6\%$ (pragudega raudbetoonsillad).

Särevere silla 3 ava esimese paindemoodi sumbuvestegurite väärtused varieeruvad piirides $\zeta = 3.4...5.8\%$ olles üle kahe-kolme korra suuremad Eurokoodeksis [22] pragudega raudbetoonsildadele soovitatavast arvutuslikust väärtusest. Teisisõnu - Särevere silla kõigi 3 ava esimese paindemoodi sumbuvusomadused on Eurokoodeksis [22] soovitatud sumbuvuslike väärtustega võrreldes vähemalt kaks korda tagavara kasuks. Kuna ka kahe järgmise võnkemoodi sumbuvestegurid on suhteliselt suured ($\zeta = 3.3...5.1\%$) võib kokkuvõtvalt väita, et Särevere silla sumbuvusomadused on head.

Särevere silla sumbuvesteguri parendavate teguritena võiks välja tuua: 1) eelpingestamata raudbetooni kui suhteliselt heade sumbuvusomadustega konstruktsioonimaterjali mõju, 2) lokaalsete kahjustuste ja pragude mõju, 3) toetingimuste mõju (talade ja tuge vaheline hõõre) ning 4) piirete mõju.

3.2.2 Omavõnkesagedustest

Ristlõike geomeetria, ava laiuse ja toetingimuste poolest sarnaste äärmiste avade mõõdetud omasagedused ei kattu päris täpselt (teoreetiliselt peaksid vastavad sagedused kattuma). Näiteks Türi poolse ava alumine paindeomasagedus (12.1 Hz) on veidi (1.034 korda) suurem Särevere poolse ava vastavast omasagedusest (11.7 Hz). Kuna teoreetiliselt on omasageduste suhe proportsionaalne jäikuste suhte ruutjuurega võiks oletada, et Türi poolse ava paindejäikus on $\sim 7\%$ suurem Särevere poolse ava paindejäikusest. Samas on Türi poolse ava teine väändeomasagedus hoopiski 1.039 korda väiksem Särevere poolse ava

⁸ Teist väändemoodi võiks võnkevormi kuju põhjal nimetada ka esimeseks põikpaindemoodiks.

vastavast omasagedusest. Kokkuvõtteks võiks nentida, et kuigi äärmiste ja identsete avade dünaamilised parameetrid ei lange täpselt kokku, on nende avade eeldatav dünaamiline käitumine väga sarnane.

Kõigi avade puhul on alumiste painde- ja väändemoodide sagedused suhteliselt lähestikku. Silla arvmodelleerimine näitas, et ka teoreetiliselt on see nii (vt. täpsemalt alajaotisest 4.2).

3.2.3 Omavõnkevormidest

Jooniselt 7 nähtub, et kuigi äratuntavad, on eksperimentaalselt määratud omavõnkevormid suhteliselt mürased. Mürasuse all peame silmas seda, et võnkevormi kuju ei ole kogu punktivõrgu ulatuses ühtlaselt sujuv. Eriti just teki äärmiste talade osas on vormid hüplikumad-sakilisemad. Omavõnkevormide kohatise ebaühtluse põhjustena võiks välja tuua järgmised asjaolud: 1) mõõtemüra ja -protseduurist tulenevad mõjud, 2) mõõtepunktide võrgu suhteliselt suur samm, 3) piirete jäikuse mõju äärmiste talade omavõnkevormidele, 4) konstruktsiooni mittelineaarse käitumise mõju.

Kuna eksperimentaalselt määratud omavõnkevormid on selgelt äratuntavad ja eristatavad, siis vormide mürasus võnkemoodi määramise seisukohalt antud juhul tähtsust ei oma. Võnkevormi "puhtus" ja sujuvus muutub oluliseks aga olukorras, kus vormi kuju (kõveruse) kaudu soovitakse hinnata konstruktsiooni kahjustumist (vt. ka alajaotis 5.2).

3.3 Võrdlus teiste raudbetoonrajatistega

2010. aastast alates on tellija (EVR) nõudel kõigile uutele Eesti raudteeviaduktidele, -sildadele ja -tunnelitele teostatud valmimisjärgne staatiline ja dünaamiline proovikoormamine (katsetamine). Lisaks raudteerajatistele on viimastel aastatel nii staatiliselt kui dünaamiliselt katsetatud mitut maanteeviadukti ja silda. *Staatilised* koormamised on enamjaolt läbi viidud TTÜ Teedeinstituudi eestvedamisel (viimastel aastatel on paari raudteeviaduktide staatiline katsetamine teostatud viadukti ehitaja poolt). Nii eelpoolmainitud raudtee- ja maanteerajatiste kui ka mitme jalakäijatesilla *dünaamilisel* katsetamisel on osalenud ka käesoleva aruande autorid (vt. viited [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13]). Dünaamilise katsetamise tulemuste põhjal määratud võnkeparameetritest on kujunenud väike andmebaas, milles sisalduvaid andmeid on kasutatud alljärgnevalt esitatavas raudbetoonrajatiste võrdluses.

Võrdlus on teostatud 12 raudbetoonrajatise (s.h. 9 raudteeviadukti, 1 maanteeviadukt, 1 maantee-sild ning 1 jalakäijate tunneli laeplaat) kokku 18 avale.

Võrdluse aluseks on võetud Eurokoodeksi [16] nn. omasageduskriteerium (vt. alajaotis 3.3.1) ning madalaima paindeomasageduse ning ava laiuse kaudu arvutatud kaks parameetrit: paindejäikuse ning massi suhet iseloomustav parameeter κ (vt. alajaotised 3.3.2) ja saledusparameeter λ (vt. alajaotis 3.3.3).

Võrreldavate rajatiste andmed on esitatud tabelis 1⁹.

⁹ Mitmeavaliste *jätkuvtalaviaduktide* puhul (s.o. Koidula raudteeviadukt B4 ning Ülemiste raudteeviaduktid V1 ja V2) on ava laiuseks võetud Eurokoodeksi [16] alajaotises 6.4.5.3 toodud juhiste järgi arvutatud ava nn. leppepikkus, L_{Φ} (Eurokoodeksi inglisekeelses sõnastuses "*determinant*" length).

Rajatis	Ava- de arv	Staatiline skeem	L [m]	f_0 [Hz]	Katseta- mise aeg
Koidula raudteeviadukt B1	1		20.0	7.4	2010
Koidula raudteeviadukt B4	3		28.9	4.9	2010
Valga raudteeviadukt 1	1		13.1	9.9	2010
Valga raudteeviadukt 2	1		12.6	9.2	2010
Ülemiste raudteeviadukt V1	2		30.0	3.6	2012
Ülemiste raudteeviadukt V2	5		21.8	6.4	2012
Riisipere maanteeviadukt	3		16.6	5.9	2012
			32.2	3.3	
			16.6	6.2	
Jõhvi jalakäijate tunnel	1		8.0	12.4	2012
Tartu raudteeviadukt	3		15.7	6.8	2013
			16.4	6.6	
			15.7	6.7	
Topi raudteeviadukt	1		20.0	7.6	2014
Tõrvandi raudteeviadukt	1		18.4	8.5	2015
Särevere vana maanteevild	3		11.1	12.1	2015
			13.8	7.7	
			11.1	11.7	

Tabel 1: Võrreldavate raudbetoonrajatiste andmed: nimetus, avade arv, staatiline tööskeem, ava laius (L), alumine paindeomasagedus (f_0) ja dünaamilise katsetamise aeg (aasta).

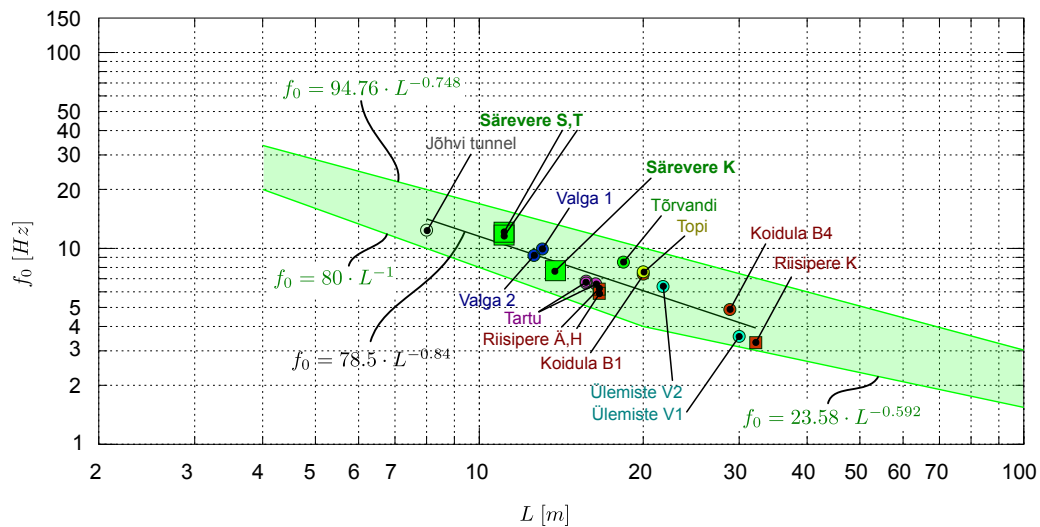
3.3.1 Võrdlus Eurokoodeksi omasageduskriteeriumiga

Eurokoodeksi [16] jaotise 6.4.4 kohaselt on *raudteesildade* puhul täpsemate dünaamikaarvutuste vajalikkuse/mittevajalikkuse üheks kriteeriumiks silla madalaima paindeomasageduse, f_0 , väärtus - kui see jääb standardis toodud piiridesse, siis täpsemaid dünaamikaarvutusi ei ole vaja teha.

Võrreldavate raudbetoonrajatiste vastavus eelnimetatud dünaamikakriteeriumile on esitatud joonisel 8. Raudteerajatised on joonisel tähistatud ringidega ning maanteeajatised ruutudega.

Joonisel 8 esitatut analüüsides tõdeme:

- Kõik 18 võrreldavat objekti jäävad n.ö. "rohelisse alasse" s.t. Eurokoodeksi [16] jaotise 6.4.4 kohaselt poleks neile rajatistele projekteerimisfaasis täpsemaid dünaamikaarvutusi vaja teha.
- Võrdluse aluseks olev Eurokoodeksi kriteerium kehtib vaid raudteesildade kohta. Samas näitab võrdlus, et ka Riisipere *maanteeviadukti* ja Särevere *maantee*silla kõik 3 ava rahuldavad raudteesildadele kehtestatud dünaamikaarvutuste mittevajalikkuse kriteeriumi.
- Võrdlusandmete põhjal arvutatud ava laiuste ning madalaima paindeomasageduse vaheline *keskmine* seos avalub kujul: $f_0 = 78.5 \cdot L^{-0.84}$ (joonisel on see funktsioon tähistatud musta pidevjoonega).



Joonis 8: Eesti raudbetoonrajatiste võrdlus Eurokoodeksis [16] raudtee-talasildadele sätestatud kriteeriumiga, mille täitmise puhul silla täpsemat dünaamilist analüüsi ei nõuta (vrdl. viite [16] joonisega 6.10).

3.3.2 Paindejäikuse ja massi suhete võrdlus

Konstantse ristlõikega lihttala madalaima paindeomasageduse väärtuse saab *ligikaudselt* arvutada valemi 3 abil:

$$f_0 = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m \cdot L^2}} \quad (3)$$

kus:

f_0 lihttala madalaim/esimene paindeomasagedus, Hz,

L ava laius, m,

E elastsusmoodul, Pa,

I ristlõike inertsmoment, m^4 ,

m tala mass pikkusühiku kohta, kg/m,

Defineerime avaldist 3 teisendades teguri κ :

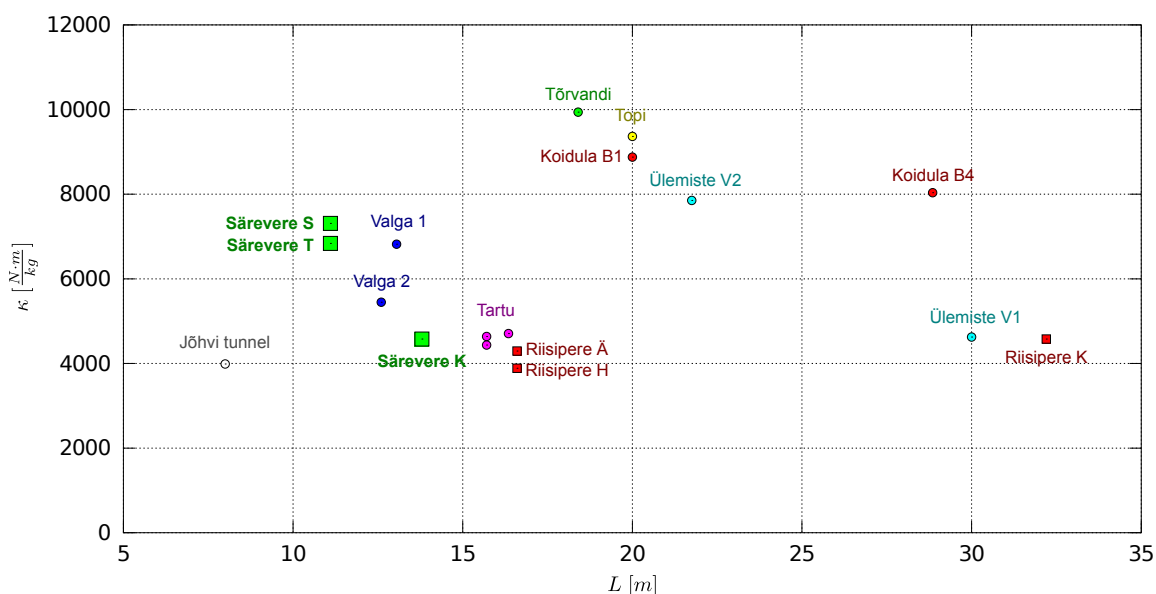
$$\kappa = \frac{E \cdot I}{m \cdot L^2} = \left(\frac{2}{\pi} \cdot f_0 \cdot L \right)^2. \quad (4)$$

Kuna avaldistes 3 ja 4 figureeriv suurus $\frac{E \cdot I}{L^2}$ on lihttala paindejäikus (ühikuks $[N \cdot m / rad]$), siis parameeter κ iseloomustab lihttala paindejäikuse ja tala massi suhet. Ühtlasi näeme, et teguri κ saab arvutada lihttala madalaima paindeomasageduse ja ava laiuse kaudu.

Teguri κ väärtused 12 võrreldavale raudbetoonrajatisele on esitatud joonisel 9. Graafiku horisontaalteljeks on ava laius.

Teguri κ väärtuste võrdlus näitab:

- Võrreldavatest rajatistest on suurima paindejäikuse ja massi suhtega Tõrvandi ning Topi raudteeviaduktid. Mõlemad rajatised on järelpingestatud, konsoolidega lihttalasillad.
- Väikseima paindejäikuse ja massi suhtega on Riisipere maanteeviadukti äärmised avad ning Jõhvi jalakäijate tunneli laeplaat.



Joonis 9: Painejäikuse ja massi suhet iseloomustava parameetri κ võrdlus.

3.3.3 Saledusparameetrite võrdlus

Eeldades, et tala ristlõige ei muutu, siis tala massi pikkusühiku kohta, m , valemis 3 saab avaldada materjali tiheduse ning tala ristlõike pindala korrutisena:

$$m = \rho \cdot A \quad (5)$$

ning valem 3 teiseneb kujule:

$$f_0 = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{I}{A}} \quad (6)$$

Defineerime surutud elementide nõtkearvutustes kasutatavaid parameetreid - ristlõike inertsraadiust, i , ja varda saledust eeskujuks võttes ning avaldist 6 teisendades, teki saledust iseloomustava parameetri λ :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{2}{\pi} \cdot L^2 \cdot f_0 \cdot \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (7)$$

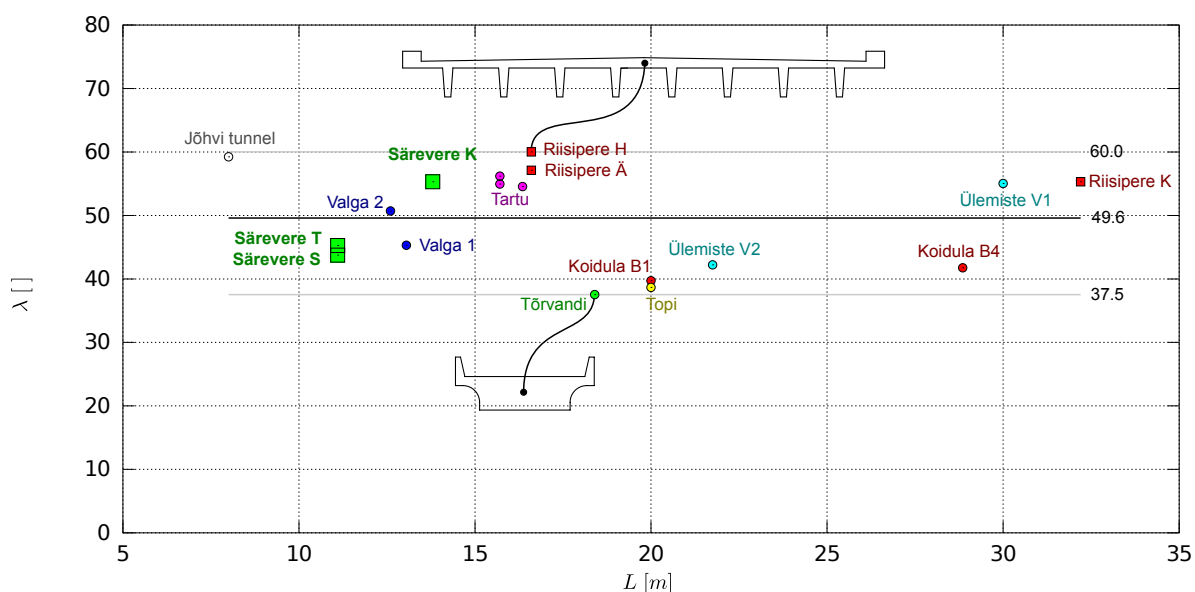
$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{L \cdot f_0} \cdot \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (8)$$

Valemist 8 nähtub, et saledustegur λ on ühikuta suurus ning avaldise 8 ja 4 võrreldes tõdeme, et λ väärtus on proportsionaalne teguri κ pöördväärtuse ruutjuurega:

$$\lambda = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{\kappa}} \quad (9)$$

Saledusteguri λ väärtused 12 võrreldavale raudbetoonrajatisele on esitatud joonisel 10. Elastsusmooduli ning tiheduse väärtusteks on arvutustes võetud $E = 35 \text{ GPa}$ ja $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$. Graafiku horisontaalteljeks on ava laius. Teguri λ väärtuste võrdlus näitab:

- Võrreldavatest rajatistest saledaimad (s.t. suurima λ väärtusega) on Riisipere maanteeviadukti äärmised avad ning väikseima saledusega (s.o. "tüseidam") Tõrvandi raudteeviadukt. Mõlema viadukti ristlõigete kuju on graafiku horisontaaltelje mõõtkavas esitatud ka joonisel 10.
- Võrreldavate rajatiste saledusteguri λ miinimum-, kesk- ja maksimumväärtusteks on vastavalt 37.5, 49.6 ja 60.0.



Joonis 10: Saledusparameetri λ võrdlus.

4 Silla arvmodelleerimine

Selle peatüki alajaotistes kirjeldatakse Särevere silla arvmodelit, esitatakse mudeli kalibreerimisprotseduur ühes mõõdetud ja vastavate arvutatud omasageduste ning omavõnkevormide võrdlusega, seejärel kontrollitakse mudeli paikapidavust võrreldes mudelil arvutatud staatilisi siirdeid vastavate mõõdetud siiretega.

4.1 Arvmodelist

Särevere silla arvmodeliks on valitud *lineaarne* lõplike elementide mudel (vt. ka joonis 11). Põhjused, miks antud töös on valik langetatud lineaarse mudeli kasuks on järgmised: (1) saab eeldada, et silla teki modaaltestimisel rakendatud suhteliselt väikeste dünaamiliste koormuste mõjumisel käitub tekk lineaarselt, ning (2) lineaarsel mudelil teostatavate arvutuste ressursinõudlikkus on oluliselt väiksem mittelineaarse mudeliga võrreldes. Märkigem ka, et silla *mittelineaarne* mudel on hankelepingus [1] sätestatu põhjal kavas koostada *staatilis* purustava koormuse arvutuste jaoks¹⁰ mistõttu eeldame, et Särevere silla mittelineaarne modelleerimine väljub käesoleva töö piiridest.

Geomeetria. Modelleeritud on vaid silla tekki. Ristlõigete geomeetria ning avade laiuste puhul on lähtutud viites [2] toodud mõõtmetest.

Lõplikud elemendid ja materjaliparameetrid. Lõplike elementide tüübiks on valitud teist järku 3D tetraederelementi [28] s.o. tekk on modelleeritud monoliitsena. Materjal (raudbetoon) on modelleeritud *lineaar-elastse* ja *isotroopsena*. Poisson'i teguri ning materjali tiheduse väärtusteks on võetud vastavalt $\nu = 0.2$ $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$. Teki elastsusmoodulit kasutati mudeli kalibreerimisparameetrina s.t. teki elastsusmoodulile valiti väärtus, mille puhul arvutatud ning eksperimentaalselt määratud modaalparameetrete erinevus oli väikseim.

Asfaldikiht modelleeriti 60 mm paksuste teist järku koorikelementide [29] abil oletades, et teki võnkeparameetreid mõjutab vaid selle mass (asfaldi tiheduseks on mudelis 2400 kg/m^3), aga mitte jäikus (s.o. koorikelementidele omistati tekiga võrreldes väga madal jäikus).

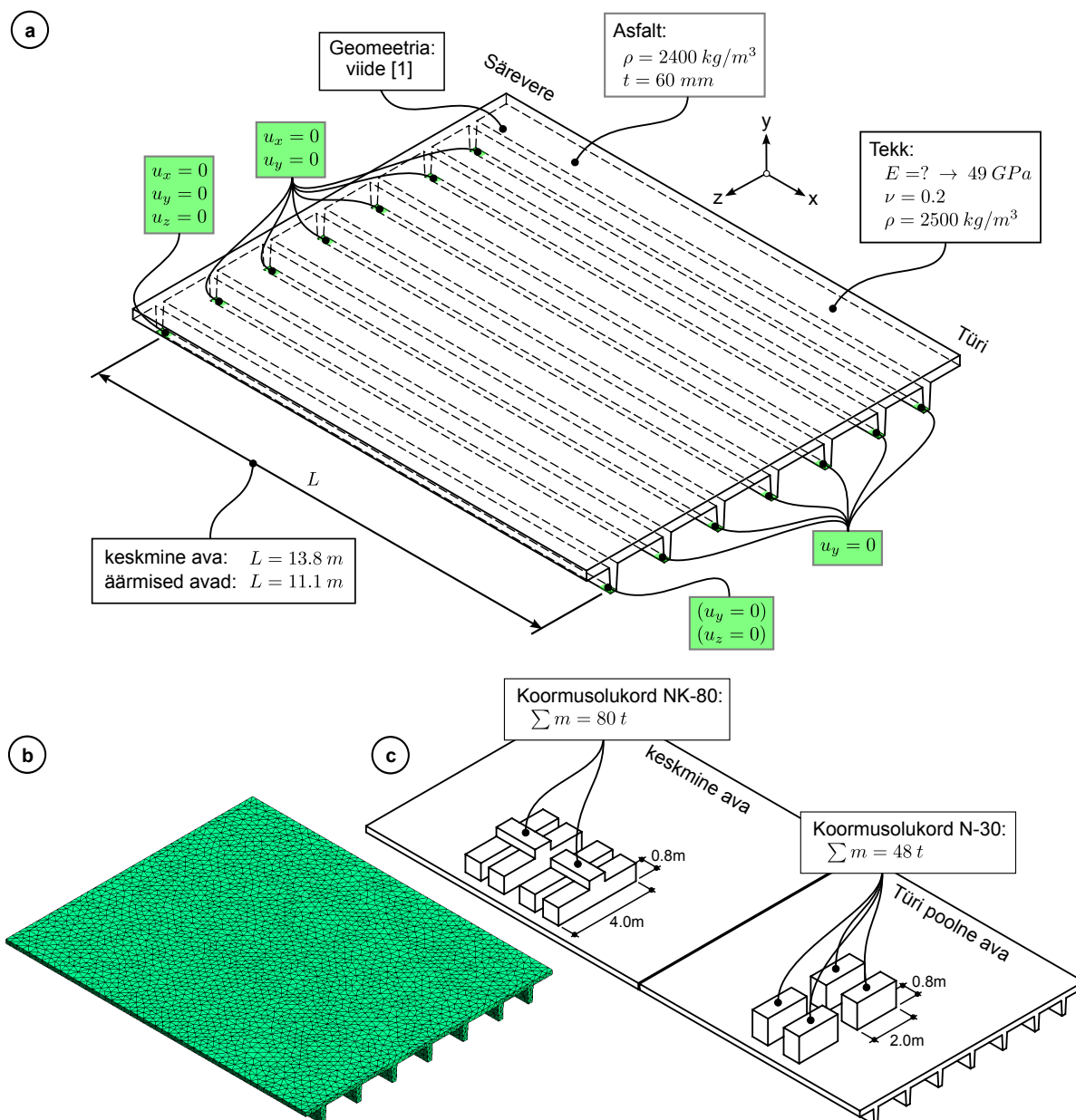
Nagu eelpool juba välja toodud, siis mittelineaarsete tegurite mõjuga nagu betooni pragunemine ja roomamine, armatuuri relaksatsioon jne., mudel ei arvesta.

Toetingimused. Teki talad on tugelede toetatud lihttaladena. Talade toetuspinnaks on ribi alapinna laius korda 200 mm.

Mudeli rakendamine. Eelpool kirjeldatud mudelit rakendati 2 tüüpi arvutustes: (1) *modaalanalüüsil* arvutati teoreetilised omasagedused ja omavõnkevormid, mida kasutati mudeli kalibreerimisel (vt. alajaotis 4.2) ning (2) kalibreeritud mudeli *staatilisel analüüsil* arvutati teki vertikaalsiirded, mida võrreldi vastavate mõõdetud siiretega (vt. alajaotis 4.3).

Tarkvara. Teki geomeetria on modelleeritud ning lõplike elementide võrk genereeritud tarkvaraga GMSH [25], lõplike elementide arvutused teostatud tarkvaraga Code Aster [26] ning tulemuste järeltöötuse tarkvaraga GMSH ja Octave [27].

¹⁰ Hankelepingu [1] osa I, punkt 4: "... Lisaks: a) Koostada arvutisimulatsioon arvutuslikest sisejõududest kuni silla ava purunemiseni; ...".



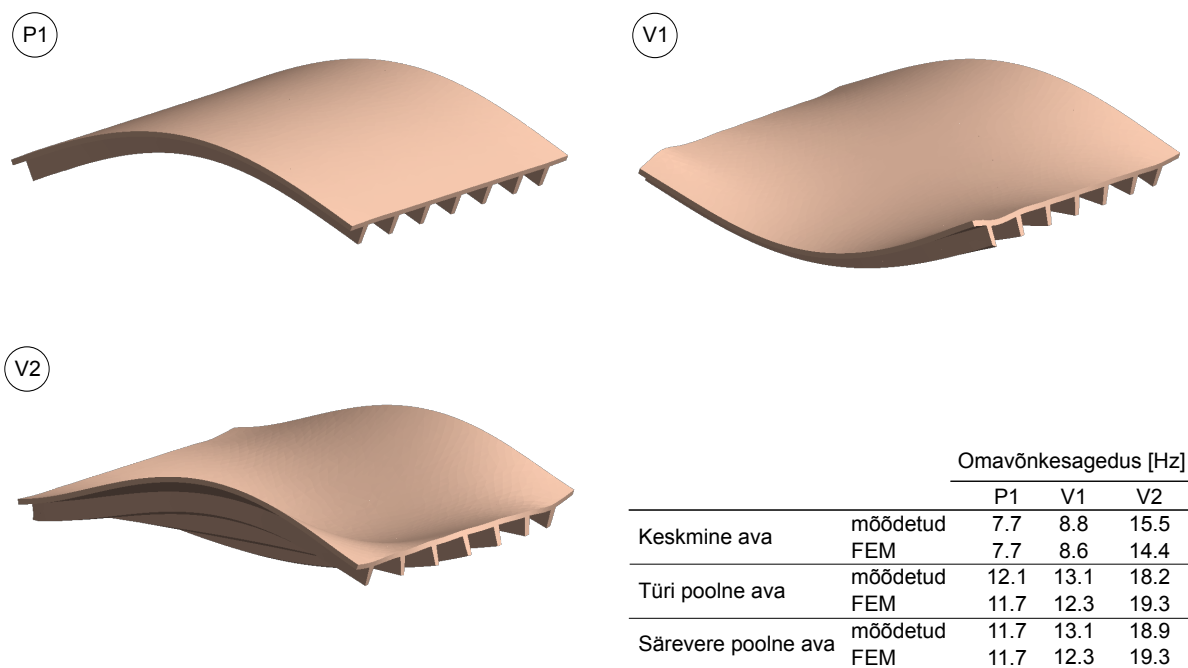
Joonis 11: Särevere silla lineaarne lõplike elementide mudel: (a) mudeli geomeetria, materjaliomadused ning toetingimused, (b) lõplike elementide võrk, (c) koormuste suurused ja paiknemine staatiliste siirete arvutamisel. Joonisel esitatud elastsusmooduli väärtus ($E = 49 \text{ GPa}$) on arvutatud mudeli kalibreerimise tulemusena.

4.2 Mudeli kalibreerimine

Silla lineaarse lõplike elementide mudeli kalibreerimisel oli muutujaks valitud vaid üks parameeter - teki elastsusmoodul, E . Samuti oletasime, et elastsusmoodul on kõigi kolme ava puhul sama. Kalibreerimisprotsess seisnes teki elastsusmoodulile sellise väärtuse leidmises, mille puhul kõigi kolme ava teoreetilised omasagedused vastavad kõige täpsemalt eksperimentaalsetele vastavatele väärtustele ning lisaks peavad ka teoreetilistele sagedustele vastavad omavõnkevormid kattuma eksperimentaalsete vastavate võnkevormidega.

Kalibreeritud mudeli kolme madalaima omasageduse võrdlus vastavate katseliselt määratud sagedustega on esitatud joonisel 12, tabelis. Joonisel on näidatud ka neile sagedustele vastavad teoreetilised omavõnkevormid. Tulemuste analüüs näitab, et kalibreeritud lõplike elementide mudeli võnkeparameetrid vastavad suhteliselt hästi Särevere silla tekkide katseliselt määratud võnkeparameetritele. Maksimaalne erinevus arvutatud ja mõõdetud omasageduste vahel on 7 % ning ka arvutatud ja mõõdetud omavõnkevormid kattuvad.

Kalibreeritud mudeli elastsusmooduliks on $E = 49 \text{ GPa}$. Seda väärtust tõlgendades tuleb silmas pidada, et E on antud kontekstis teki *ekvivalentne* elastsusmoodul, mis kätkeb endas nii betooni kui armatuuri mõju (vt. lisaks alajaotis 5.1).

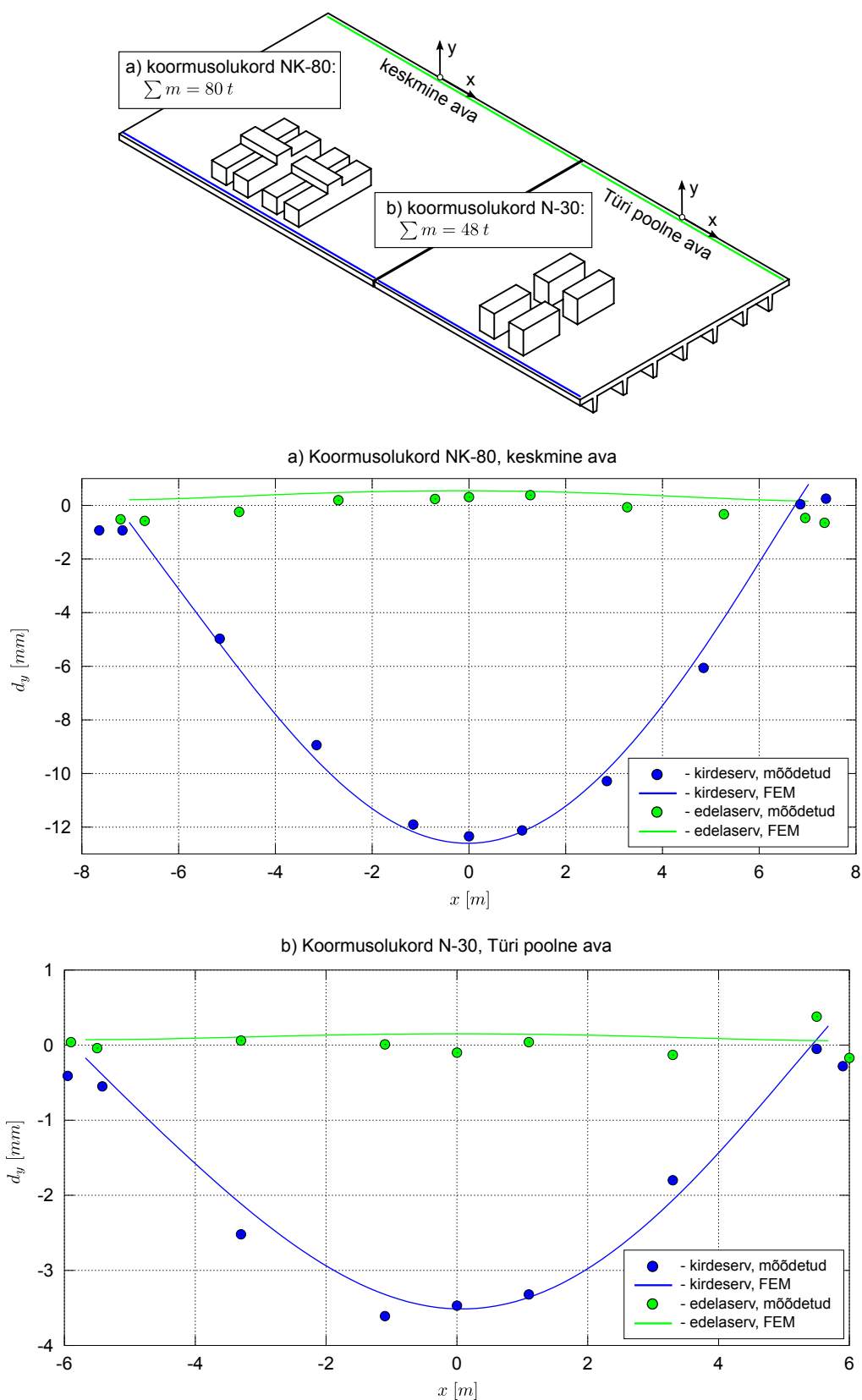


Joonis 12: Särevere silla kalibreeritud lineaarse arvumodeli 3 madalaima omasageduse võrdlus eksperimentaalsel modaalanalüüsil määratud vastava omasagedusega.

4.3 Mudeli valideerimine

Kalibreeritud arvumodeli valideerimiseks rakendasime selle lineaarsete vertikaalsiirete arvutustes. Teisisõnu - eeldasime, et eksperimentaalsel teel määratud võnkeparameetrite abil kalibreeritud teki lineaarne lõplike elementide mudel peaks olema võimeline suhteliselt täpselt ennustama sellesama teki lineaarsete staatiliste vertikaalsiirete väärtuseid.

Võrdlusandmeteks on valitud eeldatavalt *lineaarseid* siirdeid põhjustavad koormusolukorrad, milleks on silla keskmise ava koormusolukord NK-80 staatilise koormusega $80t$, ning Türi poolse ava koormusolukord N-30 staatilise koormusega $48t$ (vt. ka joonis 11.c). Mõõdetud ja kalibreeritud mudelil arvutatud vastavate vertikaalsiirete võrdlus nimetatud koormusolukordadest on esitatud joonisel 13. Mõõdetud siirete väärtused pärinevad viite [23] tabelist 4 (keskmise ava) ning tabelist 3 (Türi poolne ava).



Joonis 13: Särevere silla kalibreeritud lineaarsel arvudelil arvutatud staatiliste siirete võrdlus vastavate mõõdetud siiretega (mõõtetulemused pärinevad viitest [23]).

Joonise graafikutelt nähtub, et mõõdetud ja arvutatud lineaarsete siirete kokkulangevus on hea - teoreetiliste ja eksperimentaalsete siirete maksimumväärtuste erinevus avade keskosades on väiksem kui 8 % ning ka siirdekõverate kujud on sarnased. Selle põhjal võib oletada, et eelpool tutvustatud arvudel on võimeline suhteliselt realistlikult matkima Särevere silla teki tegelikku lineaarset dünaamilist ja staatilist käitumist.

5 Muudel teemadel

Selles peatüki eesmärgiks on suhtestada Särevere silla eksperimentaalse modaalanalüüsi tulemused uuringu ülejäänud tulemustega. Analüüsitavateks teemadeks on betooni elastsus- ja tugevusomadused, silla kahjustumise hindamine võnkeparameetrite muutumise kaudu ning teki talade paindekandevõime.

5.1 Betooni elastsus- ja tugevusomadustest

Allpool võrreldakse Särevere silla teki lõplike elementide mudeli kalibreerimistulemuste kaudu arvatatud betooni elastsusmooduli ning survetugevuse ligikaudseid väärtuseid silla projektis antud betooni margi M300 põhjal leitud vastavate väärtustega. Survetugevuste võrdlusesse on kaasatud ka viites [24] tabelis 2 esitatud andmete alusel arvatatud väärtused.

Betooni elastsusmooduli ja survetugevuse arvutuskäik lõplike elementide mudeli kalibreerimistulemustest on järgmine. Oletame, et eelmistes alajaotistes käsitletud lineaarse lõplike elementide mudeli paindejäikus on betoonristlõike ning terasarmatuuri paindejäikuste summa:

$$\frac{E \cdot I_z}{L^2} = \frac{E_{cm}(t) \cdot I_b + E_s \cdot I_s}{L^2} \quad (10)$$

kus:

E	silla teki eksperimentaalse modaalanalüüsi tulemuste põhjal kalibreeritud ning mõõdetud staatiliste siirete kaudu valideeritud lineaarse lõplike elementide mudeli elastsusmoodul;
I_z	teki ristlõike inertsmoment neutraaltelje suhtes;
$E_{cm}(t)$	betooni keskmine elastsusmoodul silla modaaltestimise ajal, kus t on betooni vanus päevades;
I_b	betoonristlõike inertsmoment,
E_s	armatuurterase elastsusmoodul (eeldame, et see ajas ei muutu);
I_s	armatuurterase inertsmoment neutraaltelje suhtes (täpsemate andmete puudumisel on I_s arvutamisel võetud arvesse vaid sillatalade <i>arvutusliku</i> tõmbearmatuuri osa, vt. alajaotis 1.1 ning viide [2]);
L	silla ava laius.

Valemit 10 teisendades avaldame $E_{cm}(t)$:

$$E_{cm}(t) = \frac{E \cdot I_z - E_s \cdot I_s}{I_b} \quad (11)$$

Oletades, et betoon ei ole pragunenud, s.t. oletades, et $I_b \approx I_z$, lihtsustub avaldis 11 kujule:

$$E_{cm}(t) = E - \frac{I_s}{I_z} \cdot E_s \quad (12)$$

Nii betooni elastsusmooduli kui tugevusparameetrite väärtused ajas suurenevad. Arvutame esmalt 28 päeva vanuse betooni keskmise elastsusmooduli, E_{cm} , teisendades Eurokoodeksi [17] valemi 3.5 kujule:

$$E_{cm} = \frac{E_{cm}(t)}{\beta_{cc}(t)^{0.3}} \quad (13)$$

kus $\beta_{cc}(t)$ on betooni vanusest sõltuv tegur (vt. [17] valem 3.2):

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (14)$$

s tsemendi margist sõltuv tegur ning $e = 2.7183$. Eurokoodeksi [17] tabel 3.1 annab ligikaudse seose betooni keskmise elastsusmooduli, E_{cm} , ning keskmise silindrilise survetugevuse, f_{cm} , vahel. Seda seost teisendades saame:

$$f_{cm} = 10 \cdot \left(\frac{E_{cm}}{22}\right)^{\frac{1}{0.3}} \quad (15)$$

f_{cm} ning E_{cm} ühikuteks valemis 15 on vastavalt *MPa* ja *GPa*. Betooni keskmise survetugevuse modaaltestimise ajal, $f_{cm}(t)$, leiame Eurokoodeksi [17] valemiga 3.1:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (16)$$

Betooni elastsusmoodulite ning keskmiste silindriliste survetugevuste arvutamise lähte- ja vahesuuruste arväärtused on esitatud tabelites 2 ja 3.

E	E_s	t	s	$\beta_{cc}(t)$
<i>GPa</i>	<i>GPa</i>	<i>päevades</i>		
49	200	~16'400	0.25	1.271

Tabel 2: Betooni materjaliparameetrite arvutamise lähte- ja vahesuuruste arväärtused.

	I_z	I_b	I_s
	<i>mm⁴</i>	<i>mm⁴</i>	<i>mm⁴</i>
	$\times 10^9$	$\times 10^9$	$\times 10^9$
Keskmine ava	175.6	175.6	24.01
Äärmised avad	149.9	149.9	16.27

Tabel 3: Betooni materjaliparameetrite arvutamise lähtesuuruste arväärtused.

Eelpool tutvustatud skeemi järgi arvutatud betooni keskmise elastsusmooduli ning keskmise silindrilise survetugevuste arväärtused on esitatud tabelis 4. Silla projektis antud betooni margi alusel leitud väärtused on *interpoleeritud* Eurokoodeksi [17] tabelist 3.1, oletades, et betooni margiga M300 (SNiP-i järgi) normatiivne *kuubikuline* survetugevus, $f_{ck,cube} \approx 22.5 \text{ MPa}$. Viite [24] tabelis 2 esitatud Schmidti

vasara abil hinnatud betooni keskmised *kuubikulised* survetugevused, $f_{cm,cube}(t)$, on tabelis teisendatud *silindrilisteks* survetugevusteks, $f_{cm}(t)$, valemi 17 abil:

$$f_{cm}(t) = 0.8 \cdot f_{cm,cube}(t) \quad (17)$$

	$E_{cm}(t)$	E_{cm}	f_{cm}	$f_{cm}(t)$
	GPa	GPa	MPa	MPa

1. Ekvivalentse elastsusmooduli, E , kaudu arvutatud väärtused

Keskmine ava	28.1	26.2	17.9	22.7
Äärmised avad	32.4	30.2	28.6	36.4
Keskmine	30.3	28.2	23.3	29.6

2. Betooni margi M300 ja EC tabeli 3.5 kaudu arvutatud väärtused

	31.7	29.5	26.0	33.0
--	-------------	-------------	-------------	-------------

3. Hinnang survetugevusele Schmidti vasara abil

Särevere poolne ava	72.8
Keskmine ava	26.6
Türi poolne ava	44.5
Keskmine	46.6

Tabel 4: Betooni keskmiste elastsusmoodulite ja keskmiste silindriliste survetugevuste võrdlus.

Tabelis 4 esitatud tulemusi analüüsides näeme, et kalibreeritud lõplike elementide mudeli kaudu, s.o. ekvivalentse elastsusmooduli, E , abil arvutatud väärtuste keskmised on veidi väiksemad betooni margi M300 põhjal interpoleeritud vastavatest suurustest. Suhteliselt hea kooskõla kahel eri viisil arvutatud materjaliomaduste vahel ei pruugi siiski tähendada, et silla betooni keskmine silindriline survetugevus on tõepoolest 30...33 MPa või et katsetulemuste põhjal kalibreeritud FEM-mudeli abil materjaliomaduste arvutamine "töötas igas olukorras". Toome siinkohal välja, et ekvivalentse elastsusmooduli kaudu (s.o. kalibreeritud mudeli abil) arvutatavad betooni elastsusmoodul ja survetugevus on tundlikud ristlõike geomeetria iseloomustavate parameetrite I_z , I_b ja I_s väärtuste suhtes, mistõttu armatuuri hulk ja paiknemine tala/teki ristlõikes ning suuruse I_b/I_z väärtus mõjutavad arvutustulemusi suhteliselt palju. Eelpool mainitud tundlikkust näitlikustab keskmise ja äärmiste avade ristlõikeparameetrite kaudu arvutatud elastsusmoodulite ja survetugevuste märgatav erinevus, mis johtub sellest, et nii keskmise ja äärmiste avade ristlõiked kui tõmbearmatuuri hulk ja paiknemine on erinevad. Samuti osundame, et nii betooni elastsusmooduli ja survetugevuse vahelist seost kirjeldav Eurokoodeksil [17] põhinev valem 15 kui betooni

vanuse mõju survetugevuse ja elastsusmooduli väärtustele arvestavad valemid on empiirilised ja ligikaudsed.

Viite [24] tabelis 2 esitatud tulemuste põhjal arvutatud (s.o. Schmidti vasara abil hinnatud) keskmise silindrilise survetugevuse väärtusi analüüsides paneme tähele kahte asjaolu: need on märgatavalt suuremad kahe ülejäänud meetodiga hinnatud survetugevustega võrreldes (keskmine väärtus on *ca* 1.4 korda suurem) ning tulemuste hajuvus on suhteliselt suur (s.t. silla teki eri punktidest võetud Schmidti vasara näitude erinevused on suured). Schmidti vasaraga hinnatud survetugevusnäitude suurele hajuvusele viidatakse ka erialases kirjanduses. Tulemuste hajuvust põhjendatakse sellega, et testitava betoonpinna lokaalsed elastsusomadused, s.t. omadused mis määravad Schmidti vasara tagasipörke ulatuse, sõltuvad lisaks betooni tugevusomadustele ka paljudest muudest teguritest¹¹. Teisalt pole piisavat alust väita, et Schmidti vasara abil hinnatud Särevere silla betooni survetugevused oleksid *liiga* optimistlikud - nt. viite [30] joonise 17 põhjal vaagides tundub, et Schmidti vasara hinnangud survetugevusele standardse surveteimi tulemustega võrreldes on pigem konservatiivsed. Schmidti vasaraga hinnatud survetugevuste tõlgendamise hõlbustamise huvides oleks lisaks survetugevuste väärtustele soovitatav alati ära tuua ka seadme kalibreerimisandmed (s.h. valem(id), mille alusel vasara tagasipörkenumbrid on betooni survetugevusteks teisendatud).

Tulemustest on lisaks näha, et nii Schmidti vasara kui kalibreeritud lõplike elementide mudeli abil hinnatud survetugevused on väiksemad keskmises avas ning suuremad äärmistes avades.

Alajaotise kokkuvõtteks võiks märkida, et tulevaste sarnaste uuringute puhul peaks tõsiselt kaaluma võimalust teostada katsetatavast konstruktsioonist väljapuuritud proovikehadele standardsed surveteimid. Standardteimimise teel määratud betooni survetugevused oleksid usaldusväärseteks lähteandmeteks nii konstruktsiooni tegeliku kandevõime hindamisel (nt. mittelineaarse arvmodelleerimise kaudu) kui aitaksid paremini hinnata *ligikaudsemate* meetoditega (neid viimaseid oli antud uuringus 3) määratud tulemuste usaldusväärsust.

5.2 Kahjustumise hindamisest omavõnkeparameetrite muutumise kaudu

Teoreetiliselt on füüsikalise süsteemi (s.h. ehituskonstruktsiooni) omavõnkesagedused proportsionaalsed ruutjuurega süsteemi jäikusest. Näiteks kui konstantse ristlõikega tala paindejäikust vähendada kogu tala ulatuses ühtlaselt 4 korda, siis tala madalaim teoreetiline paindeomasagedus väheneb 2 korda. Teisalt, kui konstruktsiooni jäikus väheneb lokaalselt, n.t. kohalike kahjustuste nagu praod, materjali lokaalne purunemine jne. tõttu, siis madalamad omasagedused võivad jääda enam-vähem võrdseteks kahjustumata konstruktsiooni vastavate sagedustega s.o. omasageduse muutuse määr sõltub nii kahjustumise ulatusest kui nende asukohast.

Erialases kirjanduses leidub viiteid, kus konstruktsiooni kahjustumist on madalamate omasageduste muutumise kaudu edukalt hinnatud. Samuti täheldatakse paljudes allikates kvalitatiivset seost kahjustumise ja sumbuvestegurite väärtuste vahel - kahjustumise kasvades sumbuvestegurite väärtused reeglina

¹¹ Viites [31] tuuakse välja, et Schmidti vasara tagasipörke numbri ning standardkatsete määratud betooni survetugevuste vaheline korrelatsioon on tulemuste hajuvuse tõttu madal ning et Schmidti vasara lugemite väärtused sõltuvad paljudest testitava betoonpinna kõvadust mõjutavatest teguritest nagu pinna niiskusesisaldus, vanus, tasetasus, karboniseerumine, betooni temperatuur, armatuuri kaugus pinnast. Viites [30] küsivad autorid otse, et kas tagasipörkevasara (s.o. Schmidti vasara) kasutamisel betooni tugevuse määramisel on tulemuste suure hajuvuse tõttu üldise mõtet ning vastavad katsetulemustele tuginedes, et ei ole. Viites [32] nenditakse, et Schmidti haamri meetod ei sobi vana betooni tugevuse hindamiseks ning selle kasutamine survetugevuse usaldusväärseks määramiseks on õigustatud vaid juhul kui eelnevalt teostatakse nõutav kalibreerimisprotseduur. Viites [33] tuuakse esile, et kuigi meetod sobib näiteks kahe betooni omaduste omavahel võrdlemiseks, ei tohiks meetodit käsitleda alternatiivina betooni standardsele surveteimile.

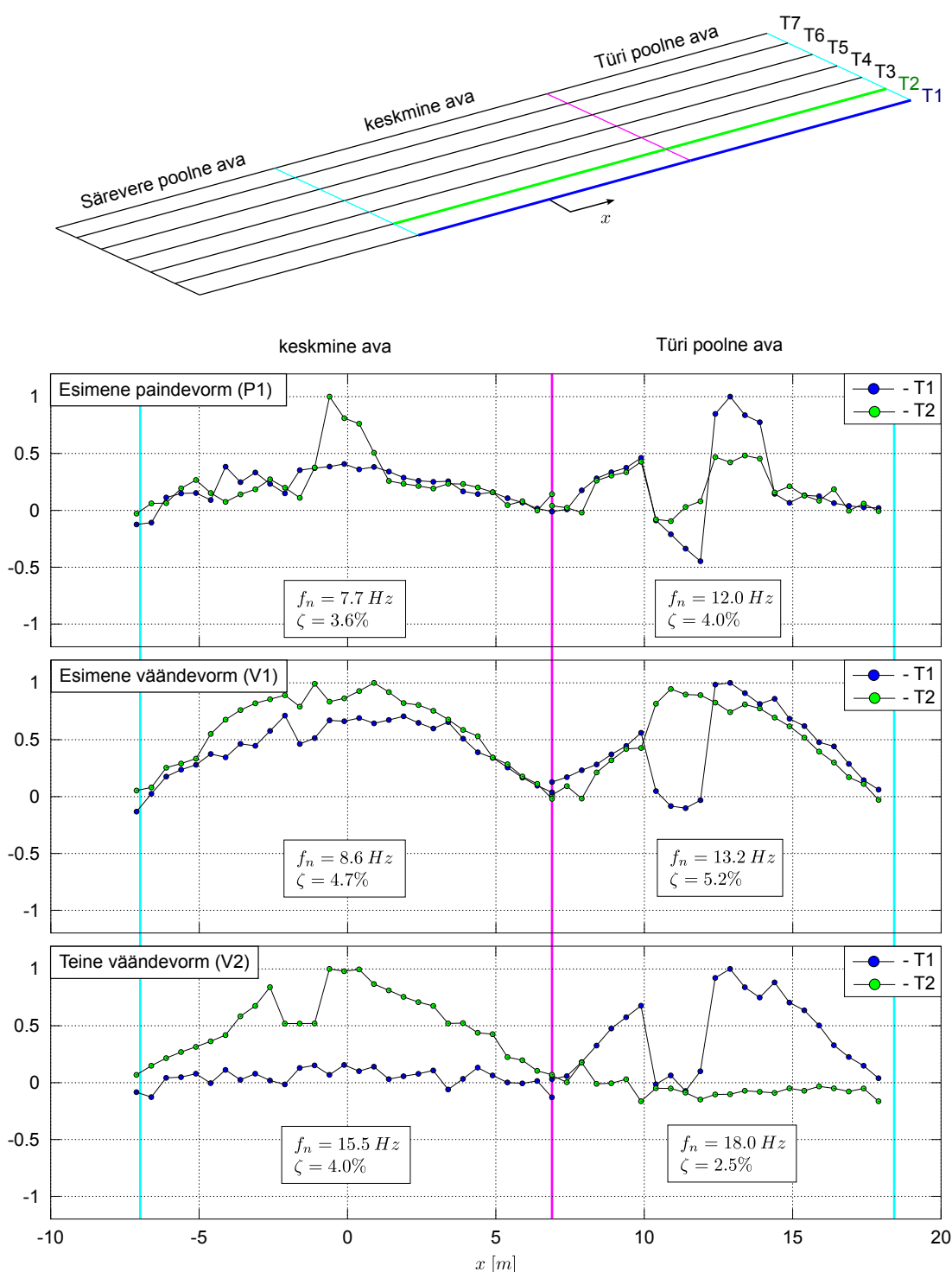
suurenevad. Sumbuvustegurite kahjustumise tasemest sõltuvat suurenemist seletatakse nt. raudbetoon-konstruktsioonide puhul tihti pragude pindade vahelise hõõrde lisandumisega - mida rohkem on konstruktsioonelement kahjustunud, seda rohkem on selles (mikro)pragusid, millede pindade vaheline hõõre parendab konstruktsiooni sumbuvusomadusi. Kahjustumist on püütud hinnata ka omavõnkevormide kuju muutumise kaudu. Sel juhul oletatakse, et kahjustused paiknevad kohtades, kus konstruktsioonide omavõnkevormide kuju on aja jooksul muutunud (vt. nt. [34, 35, 36, 37, 38]).

Eelnevalt loetletud meetodite rakendamise eelduseks on vastavate referentsparameetrite (s.o. kahjustumata või eeldatavalt vähe(m)kahjustunud konstruktsiooni omavõnkeparameetrite) olemasolu. Kuna Särevere silla referentsparameetrid olid olemas (modaaltestimine teostati *enne* silla staatilist katsekoormamist) ning kuna oli alust eeldada, et ca 300 tonni raskuse staatilise koormuse rakendamine võib silla teki kahjustumistaset märgatavalt suurendada, siis tekkis huvi modaalparameetrite muutumisel põhinevaid kahjustumise määramise meetodeid reaalsel konstruktsioonil testida ja nii teostati modaaltestimine lisaks ka *peale* staatiliste koormuskatsete läbiviimist. Lisamotivaatoriks teki kahjustumise kaudset määramist proovida oli võrdlusandmete olemasolu silla teki visuaalselt määratud kahjustumiskaardi näol (vt. aruanne [24] ptk. 3).

Staatilise koormamise järgsel modaaltestimisel keskenduti vaid eeldatavalt enimkahjustatud konstruktsiooniosadele s.o. keskmise ja Türi poolse ava kirdeserva kahele talale. Erinevuseks võrreldes enne staatilist proovikoormamist sooritatud modaaltestidega oli ka see, et mõõtepunktide arvu taladel suurendati (vt. joonis 5).

Tulemustest. Särevere silla keskmise ja Türi poolse ava talade T1 ja T2 staatilise katsekoormamise järgse modaaltestimise tulemustest määratud kolme alumise võnkemoodi parameetrid on esitatud joonisel 14. Võrreldes neid võnkeparameetreid joonisel 7 esitatud (s.o. enne staatilisi katseid mõõdetud) vastavate suurustega näeme, et mingit märgatavat muutust omasageduste ja sumbuvusostegurite väärtustes ei esine. Talade mõõdetud omasagedused on sisuliselt samad nii enne kui peale staatilisi koormuskatseid. Täpsemini: kolm omasagedust on jäänud samaks, kahel juhul on sagedused veidi ($0.1 \dots 0.2 \text{ Hz}$) vähenenud ning ühel juhul 0.1 Hz suurenenud. Ka sumbuvusostegurite väärtuste muutus ei näita mingit selget kasvutendentsi varieerudes vahemikus $-0.7 \dots 1.4 \%$ võrreldes enne staatilist katsetamist määratud sumbuvusosteguritega. Kuna erinevused talade staatilise koormamise eelselt ja järgselt määratud vastavates omasagedustes ja sumbuvusostegurites jäid tühiseks, siis võib oletada, et staatilised koormuskatsed nimeetatud taladele olulist, paindejäikust märgatavalt vähendavat kahjustumist, ei põhjustanud.

Talade T1 ja T2 staatilise koormamise järgne omavõnkevormide kuju on selgelt mürane ("sakilised" kõverad). Märkame ka, et kõik Türi poolse ava tala T1 võnkevormid teevad tala keskosas n.ö. "järsu hüppe". Joonisel kujutatud omavõnkevormide mürasust ja hüplikkust ei peaks antud olukorras siiski tõlgendama kui märki talade kahjustumisest. Väga tõenäoliselt on kõverate hüplike segmentide näol tegemist mõõtevigadega ning mõõtepunktide suhteliselt madal resolutsioon (s.t. mõõtepunktide arv tala pikkusühiku kohta) ei võimalda ka mõõtemüra n.t. filtreerimise abil vähendada. Omavõnkevormide analüüsi võiks kokku võtta järgmiselt: talade staatilise koormamise järgselt määratud omavõnkevormide graafikud küll näitavad, millise võnkemoodiga (s.o. kas teki paine, vääne 1, vääne 2) on tegu, aga talade kahjustumise hindamine nende vormide alusel oleks spekulatiivne.



Joonis 14: Särevere silla keskmise ja Türi poolse ava kolme võnkemoodi parameetrid (omasagedused, f_n , sumbuvusastegurid, ζ , ja võnkuvormid) peale staatilist koormamist (mõõtepunktid paiknesid vaid taladel T1 ja T2).

5.3 Talade paindemoonetest

Eelmises alajaotises tõdeti, et kiirendusmõõtepunktide madal resolutsioon ei võimaldanud tulemuslikult rakendada filtreerimistehnikaid mõõtemüra osakaalu vähendamiseks talade omavõnkuvormide graafiku-

tel. Mõõtetulemuste signaali ja müra suhte (ingl. k. *signal-to-noise ratio*, *SNR*) parendamine lähteandmete filtreerimise abil eeldab oluliselt suuremat mõõtepunktide arvu. Samas, Särevere silla koormuskatsetamise geodeetiliste uuringute aruande [23] joonistel 34...46 esitatud laserskaneerimise tulemuste graafikuid uurides märkame, et mõõtepunktide hulk taladel on tähelepanuväärselt suur.

Kuna laserskaneerimise tulemuste, s.h. silla 3D punktipilve koordinaatide kaudu arvutatud talade vertikaalsiirete, d_y , resolutsioon on märkimisväärselt tihe ning kuna teoreetiliselt on talade paindemooned (s.o. suhtelised paindeformatsioonid, ε , ingl. k. *bending strain*) proportsionaalsed talade vertikaalsiirete teise tuletisega, $\varepsilon \propto d_y''$, siis tekkis idee, et kas laserskaneerimise tulemuste kaudu oleks võimalik arvutada talade paindemonete väärtused?

Võtmeküsimuseks ülasnde lahendamisel on antud juhul: kuidas vähendada/töödelda/filtreerida laserskaneerimise mõõtemüra tasemeni, mis võimaldaks arvutada siirdekõverate teise tuletise. Märkigem siinjuures, et kui *pideva* funktsiooni (nt. tala vertikaalsiirete analüütilised valemid) tuletiste arvutamine on triviaalne, siis juba väikegi müra ja ebataasasused *diskreetses* funktsioonis (nii talade mõõdetud kui ka lõplike elementide meetodil arvutatud vertikaalsiirete graafikud on diskreetsed) avaldavad olulist mõju arvutustulemustele ning tuletise järgu kasvades müra võimendub.

Spetsiaalse *filtreerimisprotseduuri* rakendamise abil õnnestus antud töös laserskaneerimise lähteandmed n.ö. "puhastada" ning arvutada ka mõõdetud vertikaalsiirete suhteliselt müravabad teise tuletise kõverad. Filtreerimisprotseduuri täpsem selgitamine on käesolevast aruandest *teadlikult* välja jäetud. Allpool esitame paindemonete arvutuskäigu ning -tulemused.

Tala kõverus (ingl. k. *curvature*) on arvutatav valemiga:

$$k = \frac{d_y''}{[1 + (d_y')^2]^{\frac{3}{2}}} \approx d_y'' \quad (18)$$

kus:

k tala kõverus s.o. tala kõverusraadiuse, R , pöördväärtus ($k = \frac{1}{R}$) mingil pikikoordinaadilx;
 d_y tala vertikaalsiire pikikoordinaadilx (d_y' ja d_y'' on vastavalt vertikaalsiirde esimene ja teine tuletis tala pikikoordinaadi, x , järgi: $d_y' \equiv \frac{d(d_y)}{dx}$ ja $d_y'' \equiv \frac{d^2(d_y)}{dx^2}$).

Tala kõverus on avaldatav ka paindemomendi ja paindejäikuse suhte ning paindemonde ja ristlõike kõrguskoordinaadi kaudu vastavalt:

$$k = \frac{M}{E \cdot I_z} \quad (19)$$

$$k = \frac{\varepsilon_y}{y_0 - y} \quad (20)$$

kus:

M tala ristlõikes pikikoordinaadil x mõjuv paindemoment;
 E elastsusmoodul;
 I_z tala ristlõike inertsmoment horisontaaltelje (z) suhtes;
 ε_y paindemonde tala ristlõike kõrgusel y ;

y_0 tala ristlõike horisontaalse neutraaltelje vertikaalkoordinaat;

y tala ristlõike vertikaalkoordinaat punktis, mille paindemonet arvutatakse.

Asendades kõveruse, k , valemis 20 valemi 18 parempoolse osaga ning tulemust teisendades saame:

$$\varepsilon_y = (y_0 - y) \cdot \frac{d_y''}{[1 + (d_y')^2]^{\frac{3}{2}}} \approx (y_0 - y) \cdot d_y'' \quad (21)$$

Nii valemid 20 kui 21 eeldavad, et tala paindemonete epüür on ristlõikes lineaarne (vt. ka selgitavaid graafikuid joonise 15 ülaosas). Näeme ka, et mainitud valemite figureerib suurus y_0 - s.o. ristlõike neutraaltelje asukoht. Materjali tugeva mittelineaarsuse tõttu sõltub raudbetoonristlõike neutraaltelje asukoht betooni ja terase pingete väärtusest ja jaotumisest, mis omakorda sõltuvad paindemomendi, M , suuruselt. Kuna neutraaltelje asukohad ristlõigetes on tundmatud, siis pole mõõdetud siirete kaudu arvatud kõveruste abil võimalik leida paindemonete absoluutväärtuseid. Küll aga on mõõdetud kõveruste kaudu võimalik arvutada tala ala- ja ülapinna paindemonete vahe, $\Delta\varepsilon$:

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{y=0} - \varepsilon_{y=h} = h \cdot k = h \cdot \frac{d_y''}{[1 + (d_y')^2]^{\frac{3}{2}}} \approx h \cdot d_y'' \quad (22)$$

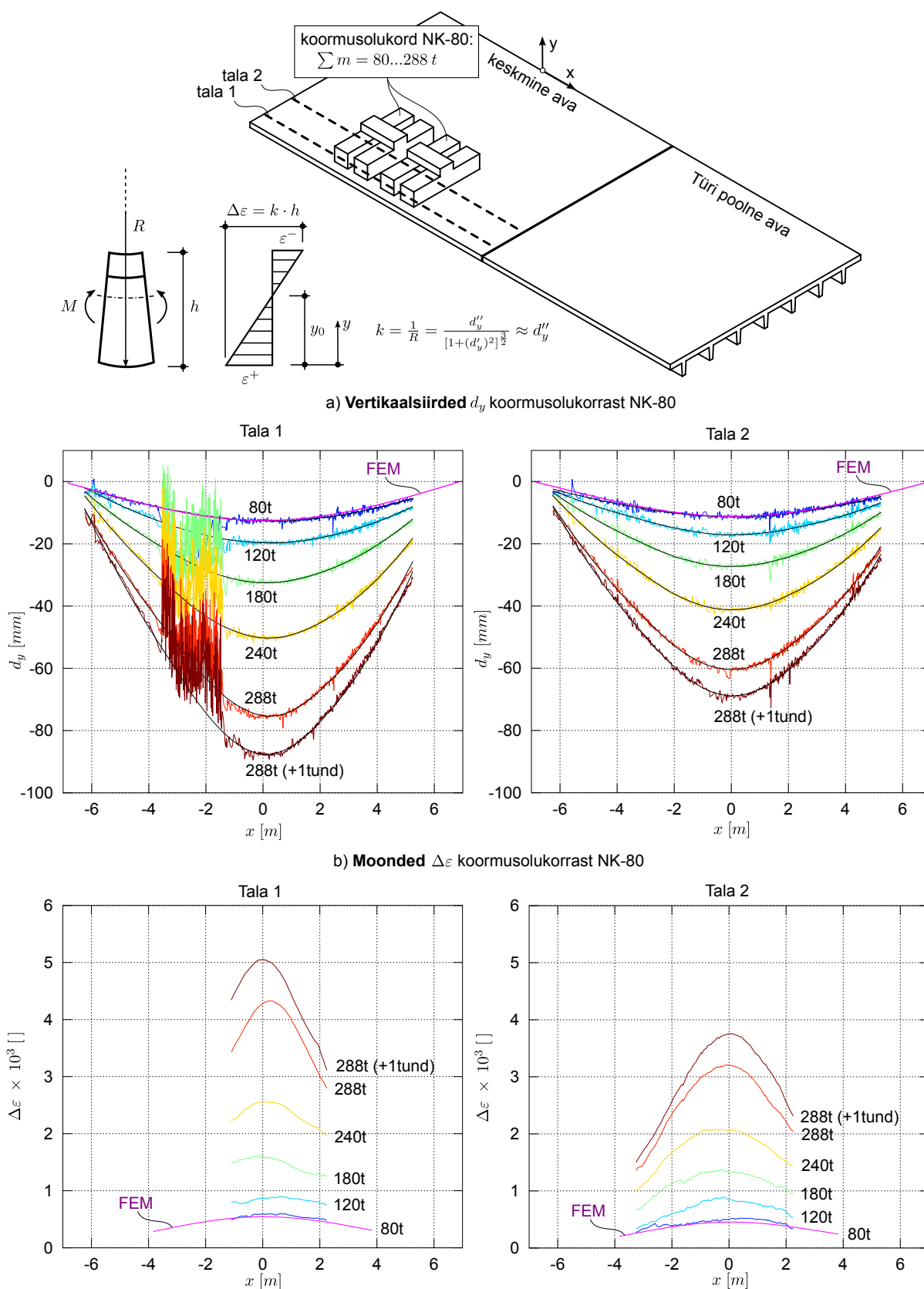
Valemist 22 nähtub, et neutraaltelje asukoht, y_0 , taandub välja ning tala ala- ja ülapinna moonete vahe, $\Delta\varepsilon$, on ligikaudselt võrdne tala kõrguse ning vertikaalsiirete teise tuletise korrutisega.

Arvutustulemused keskmise ava taladele 1 ja 2 on esitatud joonisel 15. Joonise ülemised 2 graafikut kujutavad arvutuste lähteandmeid s.o. laserskaneerimise 3D punktipilve kaudu leitud vertikaalsiirete kõveraid koormusolukorrast NK-80. Täpsustagem, et joonisel 15 esitatud vertikaalsiirete kõveratest on lahutatud null-lugemid (s.o. koormusele $0t$ vastavad vertikaalsiirded, algsiirded), geodeesia aruandes [23] on need samad siirded esitatud absoluutväärtustena (vt. [23] joonised 36 ja 38). Igale laserskaneeritud "mürasele" siirdekõverale (need on tähistatud värviliste joontega) on lisatud filtreerimisalgoritmi abil "puhastatud" vastav "sujuv" kõver (tähistatud mustade joontega). Lisaks leiab graafikutelt ka koormusele $80t$ vastavad, peatükis 4 käsitletud lõplike elementide mudeliga arvatud kõverad (tähistatud FEM). Tala 1 pikikoordinaadil vahemikus $x = -3.5 \dots -1.5 m$ esinev tugev müra siirdekõverates on tingitud sellest, et koormamise käigus irdus tala selle osa alapinnalt armatuuri betoonkaitsekiht.

Joonisel 15 alumised graafikud kujutavad valemi 22 abil laserskaneerimise tulemustest ekstraheeritud paindemonete, $\Delta\varepsilon$, väärtuseid.

Paindemonete kõveraid analüüsides näeme, et kõverad on suhteliselt sujuvad ja müravabad. Seejuures peab märkima, et kuigi filtreerimisprotseduur "lühendab" moondekõveraid (s.t. tugevale lähemal paiknevad mõõtepunktid on filtreerimise tulemusena eemaldatud), siis kuna suurimad paindemoned esinevad talade keskkosades, pole andmete filtreerimisest tulenev tugevade lähedaste ristlõigete paindemonete "haihtumine" eriti oluline. Ka on kooskõla mõõdetud ja (modaalanalüüsi tulemuste abil kalibreeritud) lõplike elementide mudelil arvatud moonetega suhteliselt hea (võrdle siniseid ja violetseid kõveraid).

Tulemusi analüüsides tundub, et mõõtetulemuste kaudu arvatud paindemonete käitumine on igati kooskõlas teooriaga: mida lähemale tala keskosale, seda suuremaks kasvavad mooned. Samuti on märgata moonete mittelineaarset suurenemist tala keskosas suurematel koormustel. Moonete koormusega võrreldes ebaproportsionaalne suurenemine viitab materjali mittelineaarsetele käitumisele ristlõigetes, kus paindemomendid on suuremad (vt. lisaks ka joonise 16 ja selgitusi allpool).



Joonis 15: Särevere silla laserskaneerimise tulemuste analüüs: (a) keskmise ava talade 1 ja 2 mõõdetud (värvilised kõverad) ja mõõtemürast puhastatud (mustad kõverad) vertikaalsiirde koormusolukorrast NK-80; (b) mõõdetud vertikaalsiirde kaudu arvutatud paindemoonded, $\Delta \varepsilon$. Graafikutel on esitatud ka eksperimentaalse modaalanalüüsi tulemuste abil kalibreeritud silla lineaarse lõplike elementide mudeliga arvutatud koormusele 80t vastavad siirde ja moonded (tähistatud FEM).

Teema lõpetuseks analüüsime joonisel 15 esitatud mõõtetulemuste põhjal koostatud keskmise ava talade 1 ja 2 paindemomendi-moonde graafikut ($M - \Delta\epsilon$ - graafik). Kõvera koostamiseks oli vaja esmalt arvutada paindemomentide väärtused talade ristlõigetel. Kuna Särevere silla teki talad on servapidi üksteisega järgalt ühendatud, siis sõltuvad paindemomentide väärtused lisaks muudele teguritele (nagu koormuse suurus ja paiknemine, ava laius) ka ühenduskohtade jäikusest (s.t. paindemomentide väärtused sõltuvad ka sellest kui suure osa koormusest mingi tala oma külgservade kaudu naabertalale üle kannab).

Kasutasime paindemomentide arvutamiseks eelpool juba tutvustatud lõplike elementide mudelit, ühtlasi eeldades, et mudeli (lineaarsed) jäikusomadused vastavad enam-vähem teki tegelikele jäikusomadustele¹². Paindemomentide väärtused on arvutatud mudelil leitud vertikaalsiirete kaudu¹³ alljärgnevalt: asendades kõveruse, k , valemis 19 valemis 18 parempoolse osaga ning tulemust teisendades saame:

$$M = E \cdot I_z \cdot k_{FEM} = E \cdot I_z \cdot \frac{d''_{y,FEM}}{[1 + (d'_{y,FEM})^2]^{\frac{3}{2}}} \quad (23)$$

kus:

- M tala ristlõikes pikikoordinaadil x mõjuv paindemoment;
- E kalibreeritud mudeli elastsusmoodul ($E = 49 \text{ GPa}$);
- I_z ristlõike inertsmoment horisontaaltelje (z) suhtes ($I_z = 25.09 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$);
- k_{FEM} lineaarse lõplike elementide mudeli vertikaalsiirete kaudu arvutatud tala kõverus pikikoordinaadil x ;
- $d_{y,FEM}$ lineaarsel lõplike elementide mudelil arvutatud tala vertikaalsiire pikikoordinaadil x .

Talade kõveruste, k_{FEM} , arvutamisel on vertikaalsiirete tuletiste leidmisel kasutatud laserskaneerimise tulemuste töötlemisel rakendatuga identset filtreerimisprotseduuri ning ka filtrite parameetrid on jäetud samaks. Siinkohal on huvitav märkida, et lõplike elementide mudeli vertikaalsiiretele filtreerimisprotseduuri rakendades on arvutatud paindemomendi epüür vaba nt. viites [39] mainitud fluktuatsioonist (lainetamisest).

Laserskaneerimise tulemuste kaudu arvutatud paindemooned, $\Delta\epsilon$, ning neile vastavad valemis 23 abil arvutatud paindemomendid, M , on joonisel 16 toodud värviliste ringidega, kusjuures iga ring kujutab talade 1 või 2 mingis ristlõikes mõjuva mingist koormusolukorrast põhjustatud paindemomendile M vastavat paindemoonet, $\Delta\epsilon$.

Jooniselt on näha, et kuigi tulemused esindavad eri talade eri ristlõigete eri koormusolukordade $M - \Delta\epsilon$ - paare, on nende hajuvus väike ning et ringid moodustavad kõverjoone (joonisel tähistatud $M = f(\Delta\epsilon)$), mille saab jagada lineaarseks ja mittelineaarseks osaks (joonisel vastavalt $M = f(\Delta\epsilon_{el})$ ja $M = f(\Delta\epsilon_{pl})$). Huvitav on siinjuures märkida, et funktsiooni $M = f(\Delta\epsilon)$ sai kirjeldada valemiga, mis oma kujult on sarnane üldtuntud Ramberg-Osgoodi valemiga¹⁴ (vt. valemid joonise ülemises paremas nurgas).

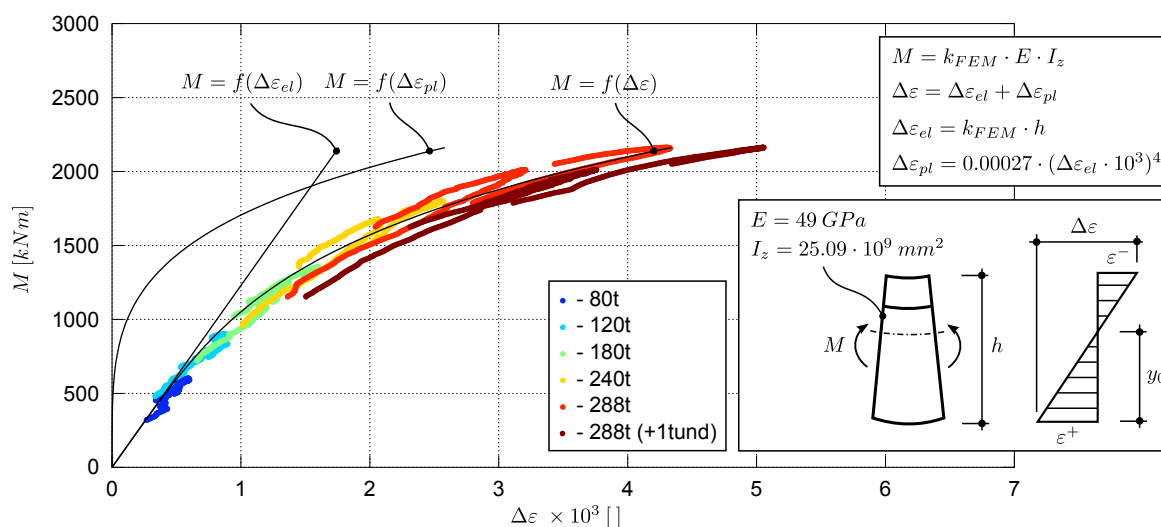
¹² Eeldus lõplike elementide mudeli jäikusomaduste vastavusest tegeliku teki jäikusele põhineb sellel, et mudel sai eksperimentaalse modaalanalüüsi tulemuste abil kalibreeritud ning mõõdetud vertikaalsiirete kaudu valideeritud.

¹³ Alternatiivseks meetodiks oleks paindemomentide arvutamine mudelil leitud pingete kaudu, kuid see meetod on suhteliselt tundlik lõplike elementide võrgu tiheduse suhtes pluss pingetest lähtuvaid arvutusi komplitseerib ka see, et 3D tetraederelementidest mudeli sõlmed ei asetse täpselt meid huvitavate vertikaalristlõigete tasapindadel, vaid paiknevad suvaliselt.

¹⁴ Ramberg Osgoodi valemit kasutatakse terase mittelineaarse $\sigma - \epsilon$ diagrammi matemaatiliseks kirjeldamiseks. Ramberg Osgoodi valemi kuju on $\epsilon = \frac{\sigma}{E} + K \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)^n$, kus E on terase elastsusmoodul, σ_y voolupiir ning K ja n empiirilised konstandid ($K \approx 0.002$ ja $n \geq 5$).

Oletades, et $M - \Delta\varepsilon$ -graafiku lineaarne ja mittelineaarsne osa kujutavad vastavalt materjali¹⁵ elastset ja plastset käitumist, näeme, et talade ristlõiked muutuvad järk-järgult plastsemaks alates koormusest $\sim 100t$. Ka on graafikult selgelt eristatavad maksimaalse koormuse $288t$ 1 tunni pikkuse mõjumise jooksul tekkinud roomedeformatsioonid (vt. pruunide ringide horisontaalsihilist "nihkumist" ülejäänud ringide suhtes). Kuna joonisel 16 esitatud $M - \Delta\varepsilon$ - punktide hajuvus keskmisest kõverast on väike (ja kuna eri ristlõigete geomeetria ja armeerimine on eeldatavalt identsed), siis võib järeldada, et talade 1 ja 2 ristlõigete materjaliomadused on suhteliselt sarnased.

$M - \Delta\varepsilon$ mõõtepunktide suhteliselt väike hajuvus intrigeerib küsima, kas $M - \Delta\varepsilon$ -kõverat võiks *ekstrapoleerida* suuremate $\Delta\varepsilon$ väärtustele, et hinnata näiteks talade paindekandevõimet? Kuna betooni ning terase voolamisele ja purunemisele vastavad mooned on suhteliselt hästi teada ja ka näiteks Eurokoodeksis [17] määratletud ning oletades, et $M - \Delta\varepsilon$ -kõver jätkab aeglast sujuvat kasvu ka suuremate $\Delta\varepsilon$ väärtuste juures, oleks teki talade tegeliku paindekandevõime hindamine eksperimentaalselt määratud $M - \Delta\varepsilon$ -kõvera abil suhteliselt lihtne. Kahjuks pole meil mingeid andmeid selle kohta, milline on või võiks olla $M - \Delta\varepsilon$ -kõvera kuju näiteks 10 või 20 korda suuremate paindemonete juures s.t. olukorras, kus armatuurteras juba selgelt voolab. Ehk usaldusväärseimad vastused lahtistele küsimustele annaksid katsed purustava koormuseni ning siirete laserskaneerimisele lisaks peaks võrdlusandmete saamise eesmärgil mõõtma ka talade paindemondeid mõne alternatiivse meetodiga - näiteks tensoanduritega (ingl. k. *strain gage*). Selles töös piirdume Särevere sillateki talade paindekandevõime hindamisel arvutisimulatsioonidega (vt. järgmisest alajaotisest).



Joonis 16: Särevere silla keskmise ava talade 1 ja 2 laserskaneerimise ja arvmodelleerimise tulemuste põhjal koostatud paindemomendi-moonde ($M - \Delta\varepsilon$) graafik.

Kui (labori)katsete ja arvutisimulatsioonide abil õnnestuks kinnitada, et eelpool kirjeldatud viisil laserskaneerimise tulemustest ekstraheeritud paindemonded on tõepoolest usaldusväärsed, lisanduks konstruktsioonide laserskaneerimisele üks väga oluline kasutusvaldkond, sest sellisel moel konstruktsiooni moonete mõõtmine oleks alternatiivsete meetoditega (s.o. tensoanduritega) võrreldes oluliselt kiirem, vähem tömahukas ja odavam. Piltlikult väljendudes peaks olemasolevaid meetodeid kasutades joonistel 15 ja 16 toodud graafikutel kujutatud andmete saamiseks mõlema tala ala- ja ülapinnale paigaldama kokku sadu tensoandureid, soetama sadade mõõtekanalitega mõõteseadme ning lisaks ei saa konstruktsioonile juba liimitud tensoandureid enam eemaldada, et neid näiteks mõnes teises kohas taaskasutada. Laserskaneerimise teel moonete määramine oleks vaba kõigist eelnimetatud puudustest.

¹⁵ Siinkohal peame materjali all silmas raudbetooni, mitte betooni või armatuuri eraldi.

5.4 Talade paindekandevõimest

Enne uuringu kokkuvõtete tegemist peatume põgusalt Särevere silla keskmise ava 2 äärmise tala paindekandevõime analüüsil. Täpsemini: otsime vastust küsimusele kui suurt paindemomenti need talad oleksid suutelised vastu võtma või teisisõnu - kui mitu tonni malmplukke peaks keskmise ava serva laduma, et äärmised talad purustada?

Paindekandevõime hindamiseks on meil kasutada hulk taustainfot sealhulgas:

1. Silla staatilised koormuskatsed näitasid, et keskmise ava äärmine tala (tala 1) võtab vastu vähemalt 2150 kNm suurust paindemomenti (vt. ka joonis 16).
2. Materjaliomaduste ligikaudsed väärtused:
 - (a) betooni elastsu- ja tugevusomadusi on hinnatud alajaotises 5.1 ning survetugevust lisaks ka viites [24].
 - (b) Terase tugevusparameetrite väärtused (voolupiir, tõmbetugevus ning moone purunemisel) saab leida tõmbearmatuuri margi kaudu. Tõmbearmatuuri mark (GOST 380-57 järgi) on Ct5, mis vastab omadustelt ligikaudu DIN-standardi terasele St50-2.
3. Aruandes [24] esitatud fotodelt on näha, et tõmbearmatuuri pindala võib korrosiooni toimele olla aja jooksul vähenenud.

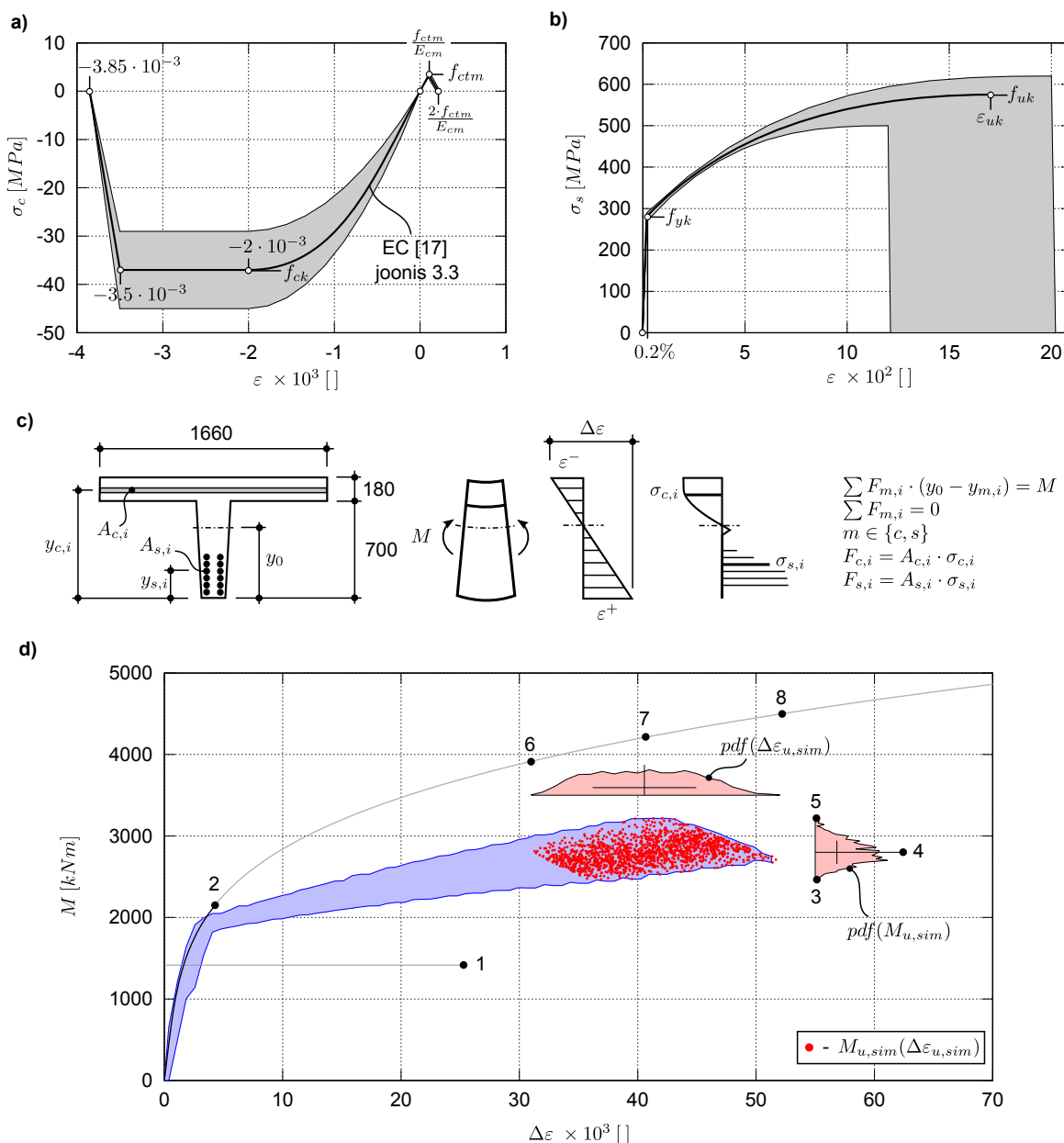
Kasutasime paindekandevõime arvutamisel (konventsionaalset) painutatud betoonristlõike mittelineaarset lihtsustatud mudelit eeldades, et (1) moonete jaotumine ristlõikes on lineaarne, (2) betoon ja paindearmatuur käituvad vastavalt joonisel 17.a ja b näidatud graafikutele ning (3) paindemomendist, M , põhjustatud surve- ja tõmbe jõud ristlõikes peavad olema tasakaalus (vt. ka 17.c).

Kuna mudeli mitme lähteparameetri täpset väärtust on raske määrata (s.t. kuna paljude lähteparameetrite osas on teada vaid nende ligikaudsed piirid), kasutasime paindekandevõime hindamiseks Monte Carlo simulatsioone. Simulatsioone oli kokku pisut üle 1500. Iga simulatsiooni tarvis genereeriti juhuslik kombinatsioon muutuvate lähteparameetrite väärtustest ning arvutati mudeli abil sellele kombinatsioonile vastav ristlõike paindekandevõime, M_u . Lähteparameetrite genereerimisel eeldasime lihtsustatult, et need jaotuvad tabelis 5 toodud piiride ulatuses ühtlaselt.

Suurus	Miimum- väärtus	Maksimum- väärtus	Mõõtühik
f_{ck}	29	45	MPa
E_{cm}	30	33	GPa
f_{yk}	270	290	MPa
f_{uk}	500	620	MPa
ϵ_{uk}	12	20	$\times 10^{-2}$
A_s	$0.9 \cdot A_{s,nom}$	$1.0 \cdot A_{s,nom}$	mm^2

Tabel 5: Keskmise ava talade ristlõigete paindekandevõime arvutisimulatsioonide lähteparameetrite varieerimisvahemikud.

Iga simulatsiooni puhul rakendati alljärgnevat arvutusalgorithmi: (a) anti paindemondele, $\Delta\varepsilon$, algväärtus, (2) iteratiivselt leiti jõudude tasakaalutingimust rahuldav neutraaltelje asukoht, y_0 , (c) arvutati mondele $\Delta\varepsilon$ vastava paindemomendi, M , väärtus, (d) suurendati $\Delta\varepsilon$ väärtust ning korrati samme a, b ja c. Arvutusi jätkati kuni paindemomendi, M , enam ei suurenenud s.t. ristlõike paindekandevõimeks, $M_{u,sim}$, oletati simulatsiooni käigus arvutatud paindemomentidest suurim.



Joonis 17: Särevere sill keskmise ava talade paindekandevõime arvutused: (a) ja (b) betooni ning armatuurterase pinge-moonde ($\sigma - \varepsilon$) graafikute lihtsustatud kuju arvutisimulatsioonides ning materjaliparameetrite varieerimisulatused; (c) arvutusi selgitavad joonisd ja valemid; (d) simulatsioonitulemused.

Monte Carlo simulatsioonidega arvutatud keskmise ava talade paindekandevõimed on joonisel 17.d. kujutatud punaste ringidega. Ringe ümbritsev sinine polügon tähistab simulatsioonitulemuste ümbriskõverat (ingl. k. *envelope curve*). Joonisele on lisatud ka simulatsioonitulemuste alusel arvutatud paindekandevõime ning sellele vastava moonde jaotusfunktsioonid (ingl. k. *probability density function, pdf*).

Jaotusfunktsioonid on tähistatud vastavalt $pdf(M_{u,sim})$ ja $pdf(\Delta\epsilon_{u,sim})$. Samuti on ära toodud talade la-
 serskaneerimistulemuste põhjal arvutatud $M - \Delta\epsilon$ keskmine kõver (tähistatud musta pidevjoonega) ning
 sama kõver ekstrapoleerituna suurematele $\Delta\epsilon$ väärtustele (tähistatud halli pidevjoonega). Lisaks on joo-
 nisel halli rõhtjoone (ja numbriga 1) näidatud viite [2] peatükis 3 antud paindekandevõime arvutuslik
 väärtus, M_{Rd} . Joonisel 17.d nummerdatud punktidega 1...8 tähistatud paindemomentide ning osalt ka
 neile vastavate moonete arväärtused on toodud tabelis 6.

Numbrite selgituseks: 1 - viites [2] antud keskmise ava talade paindekandevõime arvutuslik väärtus,
 M_{Rd} , 2 - staatilise koormuskatsel keskmise ava talale 1 mõjunud maksimaalne paindemoment (teame, et
 see paindemoment tala ei purustanud), 3, 4 ja 5 - Monte Carlo simulatsioonidega arvutatud paindekan-
 devõimete miinimum-, kesk- ja maksimumväärtus, 6, 7 ja 8 - joonisel 16 kujutatud $M - \Delta\epsilon$ keskmise
 kõvera ekstrapoleerimisel leitud väärtused, mis vastavad Monte Carlo simulatsioonidega arvutatud moo-
 nete miinimum-, kesk- ja maksimumväärtusele.

Nr.	M [kNm]	$\Delta\epsilon$ $\times 10^{-3}$
1	1416	-
2	2150	4.3
3	2466	-
4	2800	-
5	3216	-
6	3930	31.3
7	4210	40.6
8	4490	51.7

Tabel 6: Joonisel 17 numbritega tähistatud paindemomentide, M , ja neile vastavate moonete, $\Delta\epsilon$, arv-
 väärtused.

Keskmise ava talade tegeliku paindekandevõime eri meetoditel ennustatud väärtused võiks jagada ting-
 likult kolme gruppi:

1. Selgelt konservatiivseks hinnanguks talade paindekandevõimele on viite [2] peatükis 3 esitatud
 väärtus $M_{Rd} = 1416 \text{ kNm}$. Konservatiivsuse põhjuseks on ühelt poolt see, et number tähistab pain-
 dekandevõime n.ö. *arvutuslikku* väärtust (ingl. k. *design value*), mis on leitud kasutades mitte
 talade materjaliomaduste keskäärtusi vaid 95% tõenäosusega garanteeritud väärtuseid kusjuures
 need väärtused on lisaks jagatud veel varuteguritega. Teise põhjusena võib välja tuua, et nime-
 tatud arvutustes on tala ristlõike mõõtmistes lähtutud kataloogis toodud tüüptalade geomeetriast,
 "kataloogitala" vöö laius on aga väiksem kui talade vöö laiused silla tegelikus tekis (1300 mm vs.
 1660 mm).
2. Mõõdukalt konservatiivse hinnangu paindekandevõimele annavad Monte Carlo simulatsioonide
 tulemused. Põhjused miks simulatsioonitulemusi võib pidada pigem konservatiivseteks aga mitte
 näiteks optimistlikuks on järgmised:

- (a) painutatud raudbetoonristlõike lihtsustatud arvutusmodel on eeldatavalt pigem konservatiivne kui optimistlik.
 - (b) kuigi simulatsioonides kasutati betooni survetugevuse keskmisi väärtusi ei võetud arvesse näiteks seda, et ruumpinguse olukorras mitmest suunast surutud betooni (ingl. k. *confined concrete*) survetugevus on suurem kui standardkatsetel määratud survetugevus.
 - (c) armatuurterase modelleerimisel kasutati terase tugevus ja sitkusomaduste kirjeldamisel normatiivseid väärtuseid s.o. 95% tõenäosusega garanteeritud väärtuseid mitte aga keskvväärtuseid.
 - (d) Simuleeritud tulemuste ümbriskõver on ka väikeste $\Delta\epsilon$ väärtuste juures konservatiivsem laserskaneerimise tulemuste põhjal arvutatud $M - \Delta\epsilon$ -kõverast (s.t. sinisega tähistatud ala "pöörab joonisel 17.d paremale ära" juba enne punktini 2 jõudmist).
3. Kõige optimistlikuma hinnangu talade paindekandevõimele annab laserskaneerimise tulemuste põhjal arvutatud $M - \Delta\epsilon$ -kõvera ekstrapoleerimine. Kuna talade purunemist staatilisel katsekoormamisel ei toimunud, pole aga võimalik hinnata, kas selline ennustus on realistlik.

Enne keskmise ava talade tegelikule paindekandevõimele lõpliku hinnangu andmist tuletame meelde, et staatiliste koormuskatsete tulemuste põhjal on keskmise ava talade paindekandevõime vähemalt 2150 kNm (s.o. keskmise ava äärmise tala keskosas koormusel 288 t tõenäoliselt mõjunud paindemoment). Sellele tõsiasjale tuleb lisada, et maksimaalse staatilise katsekoormuse mõjumisel talades märkimisväärsed paindepragused ei tekkinud ning ka talade koormus-siirdegraafikud ei anna tunnistust oluliste plastsete deformatsioonide tekkest maksimumkoormustel.

Eelnevale analüüsile ja argumentidele tuginedes julgeme oletada, et keskmise ava talade tegelik paindekandevõime on vähemalt 2800 kNm s.o. vähemalt sama suur kui Monte Carlo simulatsioonitulemuste keskmine väärtus.

6 Kokkuvõte ja järeldused

Uuringu [1] raames läbi viidud Särevere vana maanteevilla eksperimentaalse modaalanalüüsiga seotud tööd ja leiud võiks kokku võtta järgmiselt:

1. Eksperimentaalse modaalanalüüsi (s.o. silla omavõnkeparameetrite katselise määramise) lähteandmete saamiseks teostati silla modaaltestimise, mis seisnes silla teki dünaamilises ergutamises löökvasaraga ning ergutusest põhjustatud teki vertikaalsihilise kiirenduse ja ergutusjõu samaaegses mõõtmises. Modaaltestimise sooritati kahes etapis - enne ja pärast silla staatilisi koormuskatseid. Modaaltestimisel kasutatud riistvara, testimise ulatust ja käiku on kirjeldatud peatükis 2.
2. Silla modaaltestimise tulemustest õnnestus määrata teki avade 3 alumise omavõnkemoodi parameetrid - omasagedused, sumbuvestegurid ja omavõnkevormid. Alumisteks võnkemoodideks olid esimene painde- ning esimene ja teine väändmood. Omavõnkeparameetrite analüüs näitas, et silla sumbuvusomadused on head. Näiteks esimese paindemoodi sumbuvestegurite väärtused on üle kahe-kolme korra suuremad Eurokoodeksis [22] pragudega raudbetoonsildadele soovitatavast arvutuslikust väärtusest ning ka kahe järgmise võnkemoodi sumbuvestegurid on suhteliselt suured. Heade sumbuvusomaduste põhjusena saab välja tuua: 1) eelpingestamata raudbetooni kui suhteliselt heade sumbuvusomadustega konstruktsioonimaterjali mõju, 2) lokaalsete kahjustuste ja pragude mõju, 3) toetingimuste mõju ning 4) piirete mõju.

Alumiste paindeomasageduste väikese erinevuse põhjal hinnates on Türi poolse ava paindejäikus on pisut ($\sim 7\%$) suurem Särevere poolse ava paindejäikusest. Samas, kuigi äärmiste peaaegu identsete avade dünaamilised parameetrid ei lange täpselt kokku, on nende avade eeldatav dünaamiline käitumine väga sarnane. Kõigi avade puhul on alumiste painde- ja väändmoodide sagedused suhteliselt lähestikku ning silla arvmodelleerimine näitas, et ka teoreetiliselt on see nõnda.

3. Modaalanalüüsi tulemustest lähtudes teostati Särevere silla võrdlus varasemalt katsetatud sarnaste Eesti raudbetoonrajatistega. Võrdluse aluseks olid Eurokoodeksi [16] jaotise 6.4.4 dünaamikaarvutuste vajalikkuse/mittevajalikkuse kriteerium ning kaks tegurit: alumise paindeomasageduse kaudu arvutatud paindejäikuse ja massi suhet iseloomustav tegur, κ , ning teki saledust iseloomustav tegur, λ .

Võrdlus näitas (vt. ka joonised 8, 9 ja 10), et Särevere sild kuulub 12 katsetatud raudbetoonrajatise seas pigem "keskmike" kui "äärmuslaste" gruppi. Võrreldud rajatistest täidavad kõik Eurokoodeksi kriteeriumi, suurima paindejäikuse ja massi suhtega tekk on Tõrvandi viaduktil ning saledaim tekk Riisipere viadukti Haapsalu poolsel aval.

4. Näitena eksperimentaalse modaalanalüüsi tulemuste ühest rakendusvaldkonnast koostati Särevere silla lineaarne lõplike elementide mudel ning kalibreeriti see modaalanalüüsi tulemuste abil. Mudeli kalibreerimisel oli muutujaks teki elastsusmoodul ning kalibreerimisprotsess seisnes elastsusmoodulile sellise väärtuse leidmises, mille puhul kõigi kolme ava teoreetilised omasagedused vastavad kõige täpsemalt eksperimentaalsetele vastavatele väärtustele ning lisaks peavad ka teoreetilistele sagedustele vastavad omavõnkevormid kattuma eksperimentaalsete vastavate võnkevormidega. Kalibreerimine mõõtetulemustega andis elastsusmooduli väärtuseks $E = 49 \text{ GPa}$.

Mudeli valideerimiseks võrreldi teki mõõdetud vertikaalsiirdeid mudelil arvutatud vastavate siiretega. Võrdlus näitas mõõte- ja arvutustulemuste head kokkulangevust, mis lubab oletada, et valitud arvumudel on võimeline suhteliselt realistlikult matkima nii Särevere silla teki dünaamilist kui staatilist lineaarset käitumist.

5. Kolmel eri viisil s.o. (1) kalibreeritud mudeli elastsusmooduli kaudu arvutatud, (2) betooni projektis antud margi järgi leitud ning (3) Schmidti vasara abil hinnatud betooni ligikaudsed keskmised

silindrilised survetugevused katsetamise ajal, $f_{cm}(t)$, olid vastavalt 30 MPa, 33 MPa ja 47 MPa. Lisaks saadi esimese ja teise meetodiga betooni ligikaudse keskmise elastsusmooduli, $E_{cm}(t)$, väärtuseks katsetamise ajal vastavalt 30 GPa ja 32 GPa.

6. Veel ühe eksperimentaalse modaalanalüüsi rakendusnäitena püüti silla teki staatilisel katsekoormamisel lisandunud kahjustumise taset hinnata omavõnkeparameetrite muutumise kaudu. Kuna enne ja peale staatilisi koormuskatseid mõõdetud vastavad omasagedused ja sumbuvestegurid oluliselt ei erinenud, siis sellisel moel kahjustumise hindamine antud töös vilja ei kandnud. Ka omavõnkevormide analüüs ei andnud tulemusi - teki talade staatilise koormamise järgselt määratud omavõnkevormide graafikud küll näitasid, millise võnkemoodiga on tegu, aga talade kahjustumise hindamine nende vormide alusel oleks spekulatiivne.
7. Käesoleva töö ehk uudseimaks tulemuseks oli see, et silla staatilise katsekoormamise raames teostatud teki 3D laserskaneerimise punktipilvest õnnestus spetsiaalse filtreerimisprotseduuri abil arvutada teki talade kõverused, kõveruste kaudu paindemoonded ning kalibreeritud lõplike elementide mudelit rakendades ka paindemomendi-moonde graafik (vt. joonis 16).

Paindemomendi-moonde graafik näitab et keskmise ava 2 tala materjalikäitumine on kõigis analüüsitud ristlõigetel sarnane, selgelt mittelineaarne ning et plastsed deformatsioonid alates paindemomendi väärtusest $M \geq \sim 800 \text{ kNm}$ järk-järgult suurenevad. Ka on graafikult näha koormuse 288 t 1 tunni pikkuse mõjumise jooksul tekkinud roomedeformatsioonid ning see, et keskmise ava talade katsega kinnitatud paindekandevõime on vähemalt $M_u \geq 2150 \text{ kNm}$.

8. Keskmise ava talade paindekandevõime hindamiseks teostati painutatud betoonristlõike mittelineaarset lihtsustatud mudelit kasutades ja betooni ning tõmbearmatuuri materjaliomadusi varieerides umbes 1500 Monte Carlo simulatsiooni. Simulatsioonitulemusi võrreldi talade arvutusliku paindekandevõimega ning paindemomendi-moonde graafiku ekstrapoleerimise teel leitud paindekandevõimega.

Analüüsitulemuste kokkuvõtteks tõdeti, et Särevere silla keskmise ava talade tegelik keskmine paindekandevõime on eeldatavalt vähemalt $M_u \geq 2800 \text{ kNm}$ ehk siis sama tõdemust teisiti sõnastades: keskmise ava enimkoormatud tala (s.o. tala 1) purustamiseks oleks staatilisel koormuskatsel olnud vaja rakendada eeldatavalt vähemalt 366 t raskust koormust.

Tänu sõnad

Autorid tänavad¹⁶ Artu Ellmanni, Siim Idnurme, Kalev Julget, Martti Kiisat, Vello Otsmaad, Aivar Peekerit ning Sander Seini Särevere silla modaaltestimise läbiviimisel, mõõtetulemuste jagamisel ja analüüsil ning aruande koostamisel osutatud abi ja nõuannete eest.

¹⁶ Nimed on toodud tähestiku järjekorras.

Viited

- [1] Maanteeameti ja TTÜ Teedeinstituudi vaheline töövõtuleping nr 15-00242/011, "Vana Särevere silla koormuskatsetused ja teaduslikud analüüsid ning hüdroisoleerivate betoonide ja betoonpinna hüdrofoobsete pinnakaitsevahendite teaduslik uuring". 16.09.2015.
- [2] Pärnu – Rakvere - Sõmeru mnt. asuva vana Särevere silla purustava koormuse katse katsetamise kava. TTÜ Teedeinstituut, Tallinn, 2015.
- [3] Peeker, E., Talvik, I. Sildade B1, B2 ja B5 dünaamiline proovikoormamine. Koidula raudteepiirijaama ehitusprojekt. Aruanne nr.: EM-EP-48, Pringi, august-september 2010.
- [4] Peeker, E., Talvik, I. Viaduktide B4 ja B3 proovikoormamine. Koidula raudteepiirijaama ehitusprojekt. Aruanne nr.: EM-EP-52, Pringi, detsember 2010.
- [5] Peeker, E., Talvik, I. Valga raudteeviaduktide 1 ja 2 proovikoormamine. Aruanne nr.: EM-EP-53, Pringi, detsember 2010.
- [6] Peeker, E., Talvik, I. Raudteeviaduktide V1 ja V2 dünaamiline proovikoormamine. Tallinna Ülemiste liiklussõlme rekonstrueerimisprojekt. Aruanne nr.: EM-EP-66, Tallinn, oktoober 2012.
- [7] Peeker, E., Talvik, I. Riisipere viadukti dünaamiline proovikoormamine. Aruanne nr.: EM-EP-67, Tallinn, detsember 2012.
- [8] Peeker, E., Talvik, I. Jõhvi jalakäijate tunneli laeplaadi dünaamiline proovikoormamine. Aruanne nr.: EM-EP-69, Tallinn, juuni 2012.
- [9] Peeker, E., Talvik, I. Tartu raudteeviadukti dünaamiline proovikoormamine. Aruanne nr.: EM-EP-71, Tallinn, august 2013.
- [10] Peeker, E., Talvik, I., Pae pargi jalakäijate silla vantide vibratsiooniekspertiis. Aruanne nr.: EP-IT-EPI-76, Tallinn, detsember 2013 - aprill 2014.
- [11] Peeker, E., Topi raudteeviadukti dünaamiline proovikoormamine. Aruanne nr.: EM-EP-77, Tallinn, august 2014.
- [12] Peeker, E., Kuue puitsilla eksperimentaalne modaalanalüüs. Aruanne nr.: EM-EP-80, Tallinn, juuli 2015.
- [13] Peeker, E., Tõrvandi raudteeviadukti proovikoormamine. Aruanne nr.: EM-EP-83, Tallinn, september-oktoober 2015.
- [14] <http://www.geosig.com/AC-4x-id10357.html>
- [15] European Standard, EN 1990 – Eurocode: Basis of structural design. Annex A2: Application for bridges (Normative). Final Version (after Formal Vote), February 2005.
- [16] European Standard, Eurocode 1: Actions on structures—Part 2: Traffic loads on bridges. Final draft, prEN 1991-2.
- [17] European Standard, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1, December 2004.
- [18] Gustavsen, B., Semlyen, A., Rational Approximation of Frequency Domain Responses by Vector Fitting. IEEE Transactions on Power Delivery, Vol. 14, No. 3, July 1999.

-
- [19] Gustavsen, B., Improving the Pole Relocating Properties of Vector Fitting. IEEE Transactions on Power Delivery, Vol. 21, No. 3, July 2006.
- [20] Deschrijver, D., Mrozowski, M., Dhaene, T., De Zutter, D., Macromodeling of Multiport Systems Using a Fast Implementation of the Vector Fitting Method. IEEE Microwave and Wireless Components Letters, Vol. 18, No. 6, June 2008.
- [21] H. Bachmann, editor. Vibration problems in structures - practical guidelines. Birkhaeuser Verlag, Basel, 1995.
- [22] Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus. (Eurocode 1: Actions on structures Part 1-4: General actions - Wind actions). EVS-EN 1991-1-4:2006.
- [23] Elmann, A., Särevere maanteesilla koormuskatsetuse geodeetilised uuringud 17-19.10.2015. TTÜ Teedeinstituut, aruanne, november 2015.
- [24] Kiisa, M., Lellep, K., Särevere silla raudbetoonkonstruktsioonide uuringud. töö nr. 4-14/105, Tallinna Tehnikakõrgkool, november 2015.
- [25] <http://www.geuz.org/gmsh/>
- [26] <http://www.code-aster.org/>
- [27] <http://www.gnu.org/software/octave/>
- [28] Desroches, X., Code Aster. Manuel d'Utilisation. Fascicule U3.14: Eléments finis mécaniques 3D. Modélisations 3D et 3D_SI mécaniques. Document U3.14.01.
- [29] Desroches, X., Code Aster. Manuel d'Utilisation. Fascicule U3.12: Modélisations COQUE_3D. Document U3.12.03.
- [30] Brencich, A., Cassini, G., Pera, D., Riotta, G., Calibration and Reliability of the Rebound (Schmidt) Hammer Test. Civil Engineering and Architecture 1(3): 66-78, 2013.
- [31] Sanchez, K., Tarranza, N., Reliability of Rebound Hammer Test in Concrete Compressive Strength Estimation. Int'l Journal of Advances in Agricultural & Environmental Engg. (IJAAEE), Vol. 1, Issue 2, 2014.
- [32] Aydin, F., Saribiyik, M., Correlation between Schmidt Hammer and destructive compressions testing for concretes in existing buildings. Scientific Research and Essays Vol. 5(13), pp. 1644-1648, July, 2010.
- [33] Guide to Nondestructive Testing of Concrete. Publ. No. FHWA-SA-97-105, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, September 1997.
- [34] Chalko, T., Haritos, N., On the identification of the in-service condition of bridge structures using modal testing techniques. Proc. International Congress on Modelling & Simulation, MODSZM 93, pp 349.354, Perth, December, 1993.
- [35] Khalil, A., Greimann, L., Wipf, T., J., Wood, D., Modal Testing for Nondestructive Evaluation of Bridges: Issues. 1998 Transportation Conference Proceedings.
- [36] Cunha, Á., Caetano, E., Magalhães, F., Output-only dynamic testing of bridges and special structures. Structural Concrete, 2007 8 No 1.

- [37] Magalhães, F., Operational Modal Analysis for Testing and Monitoring of Bridges and Special Structures. Ph.D. thesis, Faculty of Engineering of the University of Porto, 2007.
- [38] K. S. Numayr, K., S., Al-Jallamdeh, S., A., Al-Akhras, N., M., Dynamic stiffness of reinforced concrete beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings 156, November 2003, Issue SB4, Pages 373–379.
- [39] Jie, Y., Yuan, H., Zhou, H., Yu, Y., Bending Moment Calculations for Piles Based on the Finite Element Method. Journal of Applied Mathematics Volume 2013 (2013).

LISA 3. SÄREVERE MAANTEESILLA KOOR- MUSKATSETUSTE GEODEETILISED UURINGUD



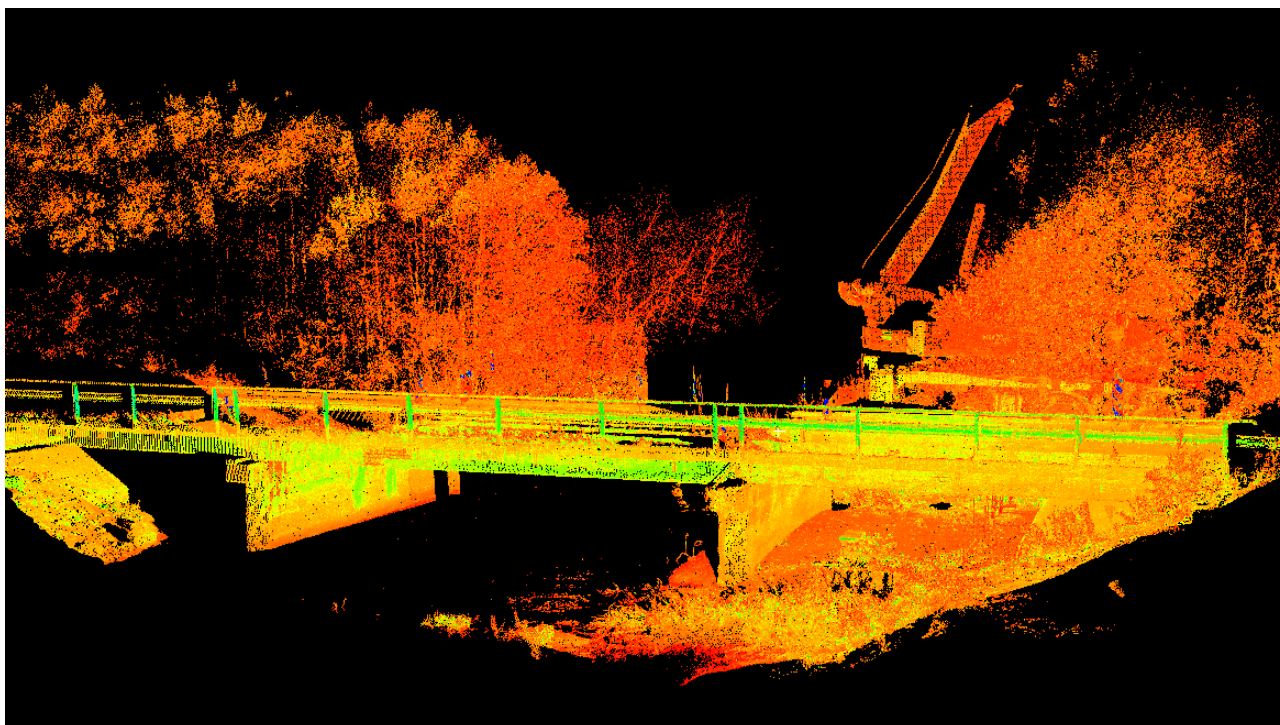
1918

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL

TEEDEINSTITUUT

SÄREVERE MAANTEESILLA KOORMUSKATSETUSE GEODEETILISED UURINGUD 17-19.10.2015

ARUANNE



Koostas:

Geodeesia õppetooli juhataja: Artu Ellmann

Tallinn 2015

SISUKORD

1. Sissejuhatus ja lühikokkuvõte.....	3
2. Silladeki deformatsioonide määramine nivelliiriga.....	4
2.1. Nivelleerimisel kasutatud instrumendid ja tarvikud.....	4
2.2. Nivelliiri ja lattide kontrollid.....	6
2.3. Nivelleerimismärkide paigutus sillal.....	8
2.4 Lähtepunktid ja nivelleerimisjaamade paigutus.....	11
2.4. Nivelleerimistsükli ja koormusskeemid	11
2.5 Nivelleerimise tulemused	15
3. Sillatalade läbipainete määramine lasertahhümeetriga.....	20
3.1. Kasutatud instrumendid ja töövahendid	20
3.2. Mõõteseadmete ja mõõtepunktide paigutus	20
3.3. Tulemused	22
4. Sillatalade geomeetrilise kuju ja läbipainete määramine terrestilise laserskaneerimisega	29
4.1. Kasutatud instrument ja töövahendid	29
4.2. Mõõtmismetoodika.....	30
5. Üleantavad materjalid	38

Käesoleva aruande illustratsioonideks on töötäitjate pildimaterjal.

1. Sissejuhatus ja lühikokkuvõte

Käesolev aruanne käsitleb Pärnu-Rakvere maantee 75. kilomeetril Pärnu jõge ületava Särevere maantee silla koormuskatsetuste programmi raames tehtud geodeetilisi mõõtmisi. Kolmeavalise, 37 m pikkuse silla deformatsioonide suurus määrati primaarselt kindlaks geomeetrilise nivelleerimise teel nn. vahevaadete meetodil. Mõõtmiste metoodika oli valitud selliselt, et vertikaalsuunaliste deformatsioonide määramise täpsus oleks vähemalt 0.3 mm. Ilmnes, et silla keskmise ava idapoolse sõidurea täiskoormamisel (288 t) maksimaalne vajum küündis silla idaservas üle 90 mm. Silla äärmise ava koormamisel erinevate koormusskeemide kohaselt (N-30, KM-3 KM-1) küündis silla idaserva läbipaine 15 mm.

Lisaks määrati silla talade alumise pinna geomeetriline kuju ning läbipainded terrestrilise laserskänneriga ning lasertahhümeetriga. Nendega saadud tulemused kinnitasid nivelleerimisel saadud vajumite väärtusi. Skaneerimise eeliseks punktmõõtmiste (nivelleerimine ning tahhümeetria) ees on deformatsioonide väärtuste saamine sillatalade ulatuses.

Koormuskatsetusel kasutatud terrestriline laserskänner Leica ScanStation C-10 ja lasertahhümeeter Trimble S6 ning järgnevas andmetöötluses rakendatud litsentseeritud tarkvarad (Leica Cyclone ja Trimble Business Centre) on soetatud Eesti teaduse infrastruktuuride teekaardi objekti „Eesti Keskkonnaobservatoorium“ (projekt AR12019) poolt eraldatud vahenditest.

Silla koormuskatsetus koos geodeetiliste mõõtmistega viidi läbi 17-18.10.2015. Sillakoormamise järgsed geodeetilised mõõtmised viidi läbi 19.10.2015. Mõõtmised viis läbi TTÜ Teedeinstituudi töögrupp järgmises koosseisus:

Artu Ellmann – geodeetiliste mõõtmiste juht ja vaatleja (nivelliir)

Innar Metsala – vaatleja abi (nivelliir)

Kalev Julge – vaatleja (laserskanner ja elektrontahhümeeter)

Terrestrilise laserskaneerimise ning tahhümeetria andmetöötluse viis läbi K. Julge, nivelleerimise andmetöötluse viis läbi A. Ellmann, kes visualiseerisid (skaneerimistarkvara Cyclone, tabelarvutustarkvaraga Excel) tulemused ja koostasid ka käesoleva aruande.

2. Silladeki deformatsioonide määramine nivelliiriga

2.1. Nivelleerimisel kasutatud instrumendid ja tarvikud

Nivelleerimiskomplekti kuulus:

- Nivelliir Trimble DiNi03 ja 1 statiiv
- 2 invarlatti LD12 (2 m pikkused)
- mõõdulint nivelleerimismärkide asukohtade määramiseks
- välilehed

Nivelleerimisel kasutatud digitaalnivelliiri Trimble DiNi03 (seerianumber 730171) kujutab joonis 1.



Joonis 1. Nivelleerimisel kasutatud kõrgtäpne digitaalnivelliir Trimble DiNi03

Digitaalnivelliiri Trimble DiNi03 peamised tehnilised spetsifikatsioonid on järgnevad:

Täpsus (DIN 18723 kohaselt):

- 1 km edasi-tagasisuunalise nivelleerimiskäigu kõrguskasv ± 0.3 mm
- Vahemaade mõõtmise ca' ± 2 cm

Väikseim mõõdetühik:

- kõrguskasvud 0.01 mm
- vahemaad 1 mm

Pikksilma suurendus: 30×

Kompensaator (vaatekiire horisontaalsuse tagamiseks):

- horisonteerimistäpsus $\pm 0.2''$
- tööpiirkond ca $\pm 15'$ kaareminutit

Vajalik latikujutise vahemik latilugemi võtmisel: 30 cm

Komplektis Trimble DiNi03 nivelliiriga kasutati täppisnivelleerimiseks kahte 2 m pikkust invarribaga koodlatti LD12 seerianumbritega 037800 ja 037648, vt. joonis 2.



Joonis 2. Nivelleerimisel kasutatud 2 m pikkune invarribaga koodlatt LD12.

Invarlattice tootjafirmaks on NEDO GmbH ning need on kohandatud vastavaks Trimble lugemisüsteemile. Deformatsioonide mõõtmisel kasutati mõõtelatti nr 037800 nii lähtepunktil (ajutine reeper kõrvaloleva silla tugipost ca 7,5 m kuni 12 m kaugusel, sõltuvalt nivelliiri seisupunktist) ning kõikidel nivelleerimismärkidel. Invarlati vertikaalsus tagati latile kinnitatud kahe ümarvesiloodi (skaalajaotis 12 kaareminutit) abiga.

Iga invarlati ümarvesiloodi telje paralleelsust latiga kontrolliti ja justeeriti perpendikulaarselt paigutatud kahe elektron-tahhümeetri abil enne välitööde algust, vt. joonis 3.



Joonis 3. Invarlati ja ümarvesiloodi telgede paralleelsuse kontroll ja justeerimine kahe elektron-tahhümeetriga

Invarlattice transportimisel tööobjektile kasutati spetsiaalset transporditaarat, mis kaitseb raputuste ja löökide eest, vt. joonis Joonis 4.



Joonis 4. Plastikust transporditaara, millesse sisestamisel invarlatid ka polsterdati

Nivelliiri alusena kasutati jalgade pikkuse reguleerimisvõimalusega puidust statiivi.

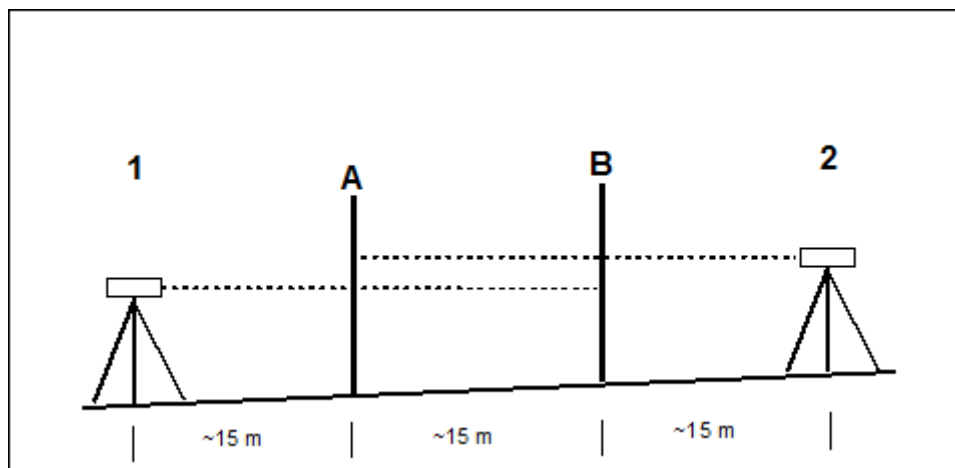
2.2. Nivelliiri ja lattide kontrollid

Invarlattice kompareerimine

Kasutatud invarlati normidele vastavust on sertifitseeritud Müncheneri Tehnikaülikooli katselaboris 2009 a alguses. 2010 aasta detsembris kompareeriti käesolevas töös kasutatud invarlatt ja nivelliir süsteemina Soome Geodeesia Instituudis Helsingi lähedal Masalas. Kompareerimise tulemused esitatakse vajadusel ka käesoleva töö tellijale. Seejärel saab vajadusel mõõtmistulemustesse sisse viia asjakohased (suhteliselt väikesed, mikromeetrites) parandid. Siiski, ka siin elimineerub omavahelistes võrdlustes võimalike vigade mõju täielikult, kuna nii lähtepunktil kui ka nivelleerimismärkidel kasutati ühte ja sama mõõdulatti.

Nivelliiri vaatekiire horisontaalsuse kontroll

Nivelliiri viseerimiskiire ja horisontaaltasapinna vahelist nurka, i , kontrolliti päev enne mõõtmiste algust *Nähbauer* meetodil. Selle kontrollmeetodi kohaselt paigutatakse nivelleerimislatid (A ja B) teineteisest ca 15 m kaugusele, vt joonis Joonis 5.



Joonis 5. Nivelliiri viseerimiskiire horisontaalsuse kontroll Nāhbauer'i meetodil

Nivelliir asetati esimesse seisupunkti (~15 m kaugusel latist A) ning võeti lugemid mõlemalt latilt (esmalt A siis B). Seejärel pöörati latid vastassuunda ning teises seisupunktis (~15 m kaugusel latist B) võetakse lugemid vastupidises järjekorras (nüüd B, siis A). Kontrolli käigus võeti järjestikku kolm väärtust. Kontrolli tulemusena saadud visiirkiire kõrvalekalde keskmine väärtus (-8.0" kaaresekundit, vt tabel Tabel 1) salvestati nivelliiri andmekandjale ja kasutati seda silla nivelleerimistulemuste parandina.

Tabel 1. Nivelliiri viseerimiskiire horisontaalsuse kontrolli tulemused

Kontroll			Vaatekiire kõrvalekalde horisontaal- asendist, c ["]
kuupäev	Kellaaeg vööndiaeg (suveaeg GMT +3h)	Temperatuur C	
2015-10-16	10:45	+4	-8.0

Vaatekiire kõrvalekalde horisontaalasendist $c_["]$ arvutati järgmise valemi kohaselt:

$$c_- = \frac{(a_2 - b_2) - (a_1 - b_1)}{(d_{a2} - d_{b2}) - (d_{a1} - d_{b1})} \rho'' \quad (1)$$

kus a_1 on lähima lati lugem esimesest seisust ja b_1 on kaugema lati lugem esimesest seisust ning a_2 on kaugema lati lugem teisest seisust ja b_2 on lähima lati lugem teisest seisust, vastavad kaugused on tähistatud d -ga.

Nivelliiri tarkvara arvestab saadud kõrvalekalde parandit latilugemi võtmisel. Seega ka koodlattice tulemused on vastavalt korrigeeritud. Ilma selle parandita tooks näiteks 10" kaaresekundiline vaatekiire mittehorisontaalsus kaasa 2 mm vea 35 m õlapikkuse juures ($\tan(i) \cdot 35$ m). Et silla deformatsioonid määratigi nn. vahevaadetena, siis on vaatekiire mittehorisontaalsuse korrektne arvessevõtmine siin väga vajalik. Vahevaadete puhul määratakse esmalt instrumendi horisondi kõrgus kindelpunkti suhtes, seejärel määratakse nivelleerimismärkide kõrgused/liikumised instrumendi horisondi suhtes.

2.3. Nivelleerimismärkide paigutus sillal

Kolmeavalise maantee silla (vt. joonis 6) kogupikkuseks mõõdeti 50 m pikkuse mõõdulindiga 37 m, laiuseks 11,5 m. Olgu märgitud, et sild (ehitatud 1970.a) oli kogu ulatuses praktiliselt samal nivoopinnal, kõrguste erinevused avade otstes ei ületanud 5-6 cm (seda halvimal juhul, vt jaotis 4).



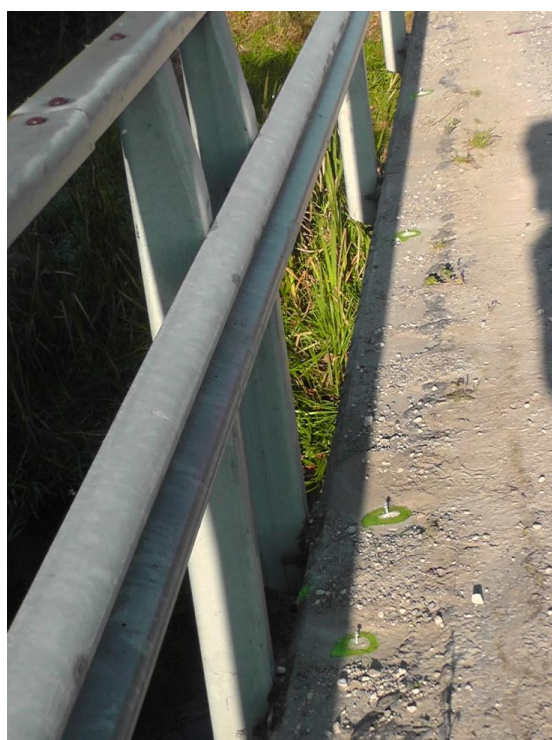
Joonis 6. Katsetatav Säreve maantee sild, esimesel katsetuspäeval on metallkoormused laotud silla keskmise ava kohale idapoolsele sõidurajale. Vaade läänesuunda, esiplaanil laserskaneerimise seisupunkt

Mõõdulati asetamine vahetult silladeki asfaltkatendile ei tagaks vajalikku täpsust. On ju mõõtelati tald suhteliselt suuregabariidiline, mistõttu kordusmõõtmistel ei osutuks võimalikuks tagada selle täpset asetamist eelmises mõõtettsükli mõõdetud asukohta. Kõrgusliku asendi muutuseid saaks tuvastada nivelleerimismärkidega, mis ühtlasi peaksid olema silla konstruktsiooniga kindlas ühenduses.

Objekti ülevaatusel ilmnas, et nivelleerimiseks sobilikke märke sillal (näit. piirdetara kinnituspoldid) ei leidu. Selle asemel otsustati silla ida- ja lääneserva asfaltkattes akudrelliga sisestada kuuskantpeaga kruvid (vt. joonis Joonis 7) , mis tähistati roheka markervärviga, vt ka joonis Joonis 8.



Joonis 7. Silla koormuskatsetusel kasutatud mõõtepunkt (kuuskantpeaga kruvi sisestatud asfaltkatendisse)



Joonis 8. Mõõtepunktide (markeeritud neonrohelistega) asukohad silladeki servades

Nii otsustatigi määrata sillatalade deformatsioonid asfaltkattesse sisestatud mõõtepunktide jälgimise kaudu. Nivelleerimismärkide vahemaa katsetatavate avade keskel valiti ca 1 m, avade äärtes osades ca 2 m. Mõõtepunktide omavahelised vahemaad ning paigutuse silla põhikonstruktsioonid suhtes on toodud tabelis 2. Reeglina paigaldati need 10-15 cm kaugusele silla servadest, vt joonis 8.

Mõõtepunktid nummerdati kasvavalt alates silla keskmise ava lõunaservast. Näiteks E01 tähistab esimest lõunapoolset mõõdistuspunkti silladeki idaservas, W02 aga järjekorras teist mõõtmispunkti silladeki lääneservas. Nivelleerimismärgid mõõdeti samuti numeratsiooni kasvavas järjekorras, vt. tabel 2. Nivelleerimistulemuste võrdlusel mõõtekellade tulemustega (pole käesoleva aruande osa) tuleb silmas pidada, et mõõtekellad on paigutatud kaugusele 5.85 äärmise ava põhjaservast.

Tabel 2. Särevere silla nivelleerimismärkide paigutus silla keskmise ava lõunapoolse vuugivahe keskme suhtes

kaugus silla keskmise ava lõunapoolse vuugivahe keskelt	Tähis idapoolsel sillaserval
-0.24	E01 lõunapoolse ava silladeki servas
-0.10	Sillapiirde vertikaalne tugipost
0.0	Keskmise ja lõunapoolse ava vuugivahe keskkoh
0.24	E02 (keskmise ava silladeki lõunapoolses servas)
0.55	Sillapiirde vertikaalne tugipost
2.25	E03
3.40	Sillapiirde vertikaalne tugipost
4.25	E04 (koormuse lõunaserva lähedal)
5.35	koormuse lõunaserv
5.90	Sillapiirde vertikaalne tugipost
6.25	E05
7.40	E06 keskmise sillaava keskkoh (koormuse keskkoh)
8.50	E07 (ühtlasi Sillapiirde vertikaalne tugipost
9.80	Koormuse põhjapoolne serv
10.25	E08 (koormuse põhjaserva lähedal)
11.30	Sillapiirde vertikaalne tugipost
12.25	E09
14.25	E10, ühtlasi ka sillapiirde vertikaalne tugipost
14.50	Keskmise ja põhjapoolse ava vuugivahe keskkoh
14.78	E11 (Põhjapoolse ava lõunaservas)
14.90	Sillapiirde vertikaalne tugipost
16.90	E12
19.10	E13
20.20	E14 (ava keskkoh)
21.30	E15
23.50	E16
25.70	E17 (põhjapoolse ava silladeki põhjapoolses servas)
25.90	Põhjapoolse ava vuugi vahe

	keskkoh
26.10	E18 (pealesõiduplaadil)

kaugus silla keskmise ava lõunapoolse vuugivahe keskelt	Tähis läänepoolsel sillaserval
-0.25	W01 lõunapoolse ava silladeki servas
0.0	Keskmise ja lõunapoolse ava vuugivahe keskkoh
0.25	W02 (keskmise ava silladeki lõunapoolses servas)
2.20	W03
4.25	W04
6.25	W05
6.95	W06 (sillaava keskkoh)
8.22	W07
10.22	W08
12.22	W09
13.90	W10
14.12	Keskmise ja põhjapoolse ava vuugivahe keskkoh
14.30	W11 (Põhjapoolse ava lõunaservas)
16.50	W12
18.70	W13
19.80	W14 (ava keskkoh)
20.90	W15
23.10	W16
25.30	W17(põhjapoolse ava silladeki põhjapoolses servas)
25.60	Põhjapoolse ava vuugi vahe keskkoh
25.80	W18 (pealesõiduplaadil)

2.4 Lähtepunktid ja nivelleerimisjaamade paigutus

Kõrgtäpse nivelleerimise lähtepunktiks kasutati ajutise reeperina kõrvaloleva uue silla piirdeposti, vt. joonis Joonis 9. Eeldatavalt oli ajutise reeperi kõrguslik asend piisavalt stabiilne kõikidel koormustesti päevadel.



Joonis 9. Säreveere maantee silla deformatsioonide määramise ajutine reeper (kõrvaloleva uue silla piirdepost) koos sellele asetatud mõõdulatiga

Ajutisele reeperile asetatud invarlatti (#37800) kasutati kõrgtäpsel nivelleerimisel instrumendi horisondi määramiseks ja seejärel nivelleerimismärkide kõrguste määramiseks. Maantee silla deformatsioone mõõdeti kahest vaatlusjaamast – mõlemad jaamad paiknesid silla idapoolses servas. 17.10.2015 toimunud keskmise sillaava katsetusel paigaldati nivelliir väljapoole silladekki, silla lõunapoolsele pealesõiduplaadile. 18.10.2015 toimunud koormuskatsetusel paigaldati nivelliir äärmise (lõunapoolse) ava kohale.

2.4. Nivelleerimistsüklid ja koormusskeemid

Kõikide nivelleerimismärkide kõrgused määrati (eeldatava mõõtmismääramatusega ± 0.3 mm) igas mõõtetetsükli. Alljärgnevalt on toodud kõikide mõõtetetsüklite lühikokkuvõte.

17.10.2015 (keskmise ava koormamine, kuni 288 t)

Nn. 0 tsükkel tehti (ca kell 10.21...10.28) vahetult enne keskmise sillaava koormamist (alustatud ca kell 10.30, lõpp kell 11.15) 80 tonniga keskmise sillaava keskele idapoolsele sõidurajale,

I tsükkel tehti (ca kell 11.21...11.27) vahetult peale 80-tonnise koormuse paigaldamist

II tsükkel tehti (ca kell 11.48...11.56) peale 80-tonnise koormuse 0.5-tunnist viibimist silla keskmisel aval,

III tsükkel tehti (ca kell 12.27...13.33) kohe peale täiendava 40 tonnise (kokku seega $80+40 = 120$ tonni) koormuse paigaldamist (alates kell 12.00 kuni 12.25)

IV tsükkel tehti (kl 12.49...12.55) peale 120-tonnise koormuse 0.5-tunnist viibimist silla keskmisel aval,

V tsükkel tehti (ca kell 13.36...13.44) kohe peale täiendava 60 tonnise (kokku seega $80+40+60=180$ tonni) koormuse paigaldamist (alates kell 13.00 kuni 13.35)

VI tsükkel tehti (kl 14.03...14.10) peale 180-tonnise koormuse 0.5-tunnist viibimist silla keskmisel aval,

VII tsükkel tehti (ca kell 14.52...14.58) kohe peale täiendava 60 tonnise (kokku seega $80+40+60+60=240$ tonni) koormuse paigaldamist (alates kell 14.10 kuni 14.50)

VIIIa tsükkel tehti (ca kell 15.37...15.40) keskmise ava idaküljel kohe peale täiendava 48 tonnise (kokku seega $80+40+60+60+48=288$ tonni) koormuse paigaldamist (alates kell 15.00 kuni 15.35), seega saavutati täiskoormus

VIIIb tsükkel tehti (ca kell 15.41...15.47) koheselt peale eelmist tsüklit

IX tsükkel tehti (ca kell 16.33...16.40) peale täiskoormuse (288 t) 1 tunnist viibimist silla keskmisel aval

X tsükkel tehti 18.10 kl 09.40...10.00, seega ca 15 tundi peale täiskoormuse eemaldamist. See on ühtlasi ka 0-tsükkel silla põhjapoolse ava koormamiseks

XI tsükkel tehti 19.10 kl 13.40...14.00, seega ca 43 tundi peale täiskoormuse eemaldamist.

18.10.2015 (äärmise ava koormamine, kolm erinevat koormuskeemi)

Nn. 0 tsükkel tehti (ca kell 09.40...10.00) vahetult enne silla põhjapoolse ava koormamist

I tsükkel tehti (ca kell 10.37...10.47) vahetult peale 48-tonnise koormuse paigaldamist (alates ca kl 10.00 kuni 10.35) koormusskeemi N-30 kohaselt

II tsükkel tehti (ca kell 11.01...11.07) peale 48-tonnise koormuse 0.5-tunnist viibimist silla põhjapoolsel aval,

III tsükkel tehti (ca kell 11.52...11.57) vahetult peale 120-tonnise koormuse paigaldamist (alates ca kl 11.07 kuni 11.50) koormusskeemi KM-3 kohaselt (6 kuhilat, igas 20 tonni)

IV tsükkel tehti (ca kell 12.17...12.22) peale 120-tonnise koormuse 0.5-tunnist viibimist silla põhjapoolsel aval,

V tsükkel tehti (ca kell 13.36...13.41) vahetult peale 146-tonnise koormuse (ümber)paigaldamist (alates ca kl 12.23 kuni 13.35) koormusskeemi KM-1 kohaselt (keerukas konfiguratsioon)

VI tsükkel tehti (ca kell 14.02...14.12) peale 146-tonnise koormuse 0.5-tunnist viibimist silla põhjapoolsel aval,

VII tsükkel tehti 19.10 kl 13.40...14.00, seega ca 22 tundi peale äärmiselt avalt täiskoormuse eemaldamist.

Keskmise ava koormamisel määrati koormusaluse pinna idaserv 0.55 m kaugusele silla idaservast, sealt + 4 m teetelje suunas, piki silda on koormus 4.50 m pikkusel alal (arvväärtuseid piketaažina vt. tabelist 2), vt jooniseid 10 ja 11.



Joonis 10. Täiskoormuse (288t) paigutus keskmise ava koormuskatsetusel. Koormusena kasutatud metallraskuste (mõõtmed 2m x 0.4m x 0.35m) virna kogukõrguseks kujunes 2.80 m (+ lisaraskused virna otsas), laiuseks 4.0 m, kogupikkus 4,45 m. Vaade silla küljelt.



Joonis 11. Täiskoormuse (288t) paigutus keskmise ava koormuskatsetusel. Koormusena kasutatud metallraskuste (mõõtmed 2m x 0.4m x 0.35m) virna kogukõrguseks kujunes 2.80 m (+ lisaraskused virna otsas), laiuseks 4.0 m, kogupikkus 4,45 m. Vaade sillalt.

Äärmisel aval kasutati kolme erinevat koormusskeemi, mistõttu koormuste paigutus varieerus, vt jooniseid 12 kuni 14.



Joonis 12. Koormusskeem N-30 silla äärmisel aval.



Joonis 13. Koormuskeem KM-3 silla äärmisel aval.



Joonis 14. Koormuskeemi KM-1 lõunapoolne osa

2.5 Nivelleerimise tulemused

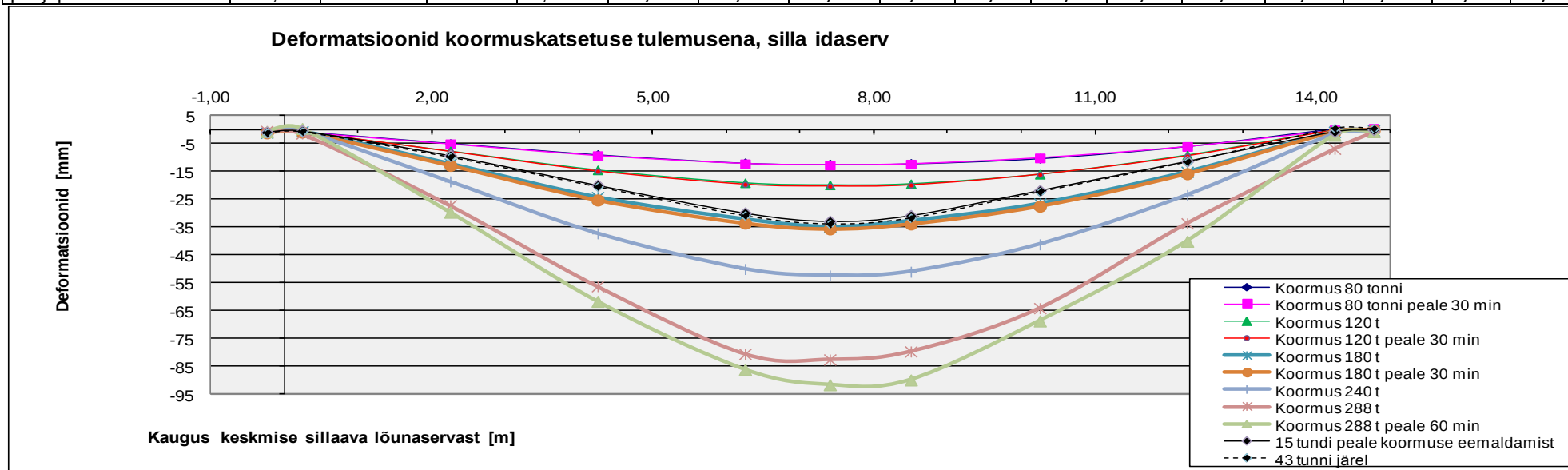
Särevere maantee silla deformatsioonivaatluste tulemused on toodud tabelites Tabel 3 kuni 6 ning visualiseeritud nende all olevatel joonistel. Tabelarvutusena leiab need käesoleva aruande elektrooniliselt liidesest *Särevere_deformatsioonid_nivellimine_12112015.xls* (sisaldab ka mõõtmiste kellaaegu, mõõtetulemusi ning arvutuskäiku).

Tabelitest ja graafikutelt on tuvastatav, et silla keskmise ava idapoolse sõiduraja koormamisel maksimaalne vajum künib idaservas kuni 92 millimeetrini (vt. tabel 3). Tugisammaste kohal (ettearvatult) on deformatsioonid tühised. Kuna koormus oli viaduktile paigutatud ebasümmeetriliselt, siis silla lääneserv hoopis tõuseb kuni 5 mm, vt tabel 4. Katsetuse lõppfaasis 288 t koormuse mõju 60 minutilise sillal (staatiliselt) oleku vältel tõi kaasa kuni 10 mm kündivad täiendavad deformatsioonid, vt. tabeli 3 tagant kolmas veerg.

Silla äärmise ava koormamisel erinevate koormuskeemide kohaselt künkis idaserva vajum 15 mm, samas kui lääneservas tõus ei ületa 1 mm, vt tabeleid 5 ja 6.

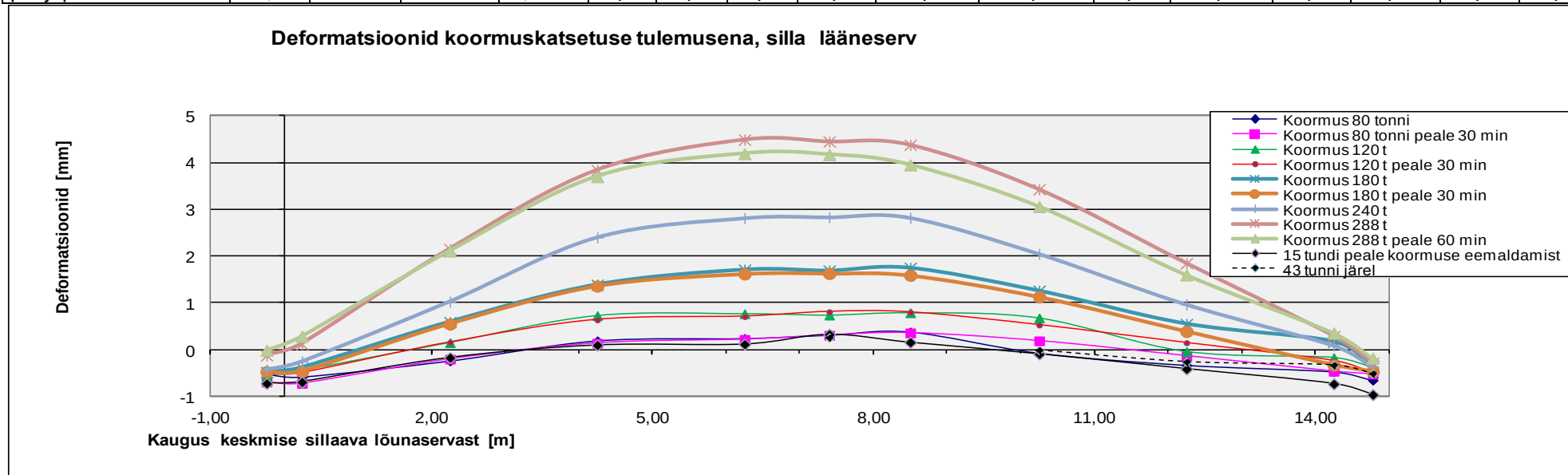
Tabel 3. Särevere maanteevilla keskmise ava koormamisel deformatsioonivaatluste tulemused idaservas, koos sellele vastava joonisega

Epohhide erinevused	kaugus keskmise ava lõunaservast	Tähis silladeki idaservas	Enne koormust (0 epohh)		Erinevus I-0 [mm]	Erinevus II-0 [mm]	Erinevus III-0 [mm]	Erinevus IV-0 [mm]	Erinevus V-0 [mm]	Erinevus VI-0 [mm]	Erinevus VII-0 [mm]	Erinevus VIII-0 [mm]	Erinevus IX-0 [mm]	288 tonni koormuse põh- justatud deformat- sioonid 60 min jooksul Erinevus IX-VIII	Erinevus X-0 [mm]	Erinevus XI-0 [mm]
Konstruksiooni osa			Lugemi võtmise aeg 17.okt	Kõrgus- kasv reeperi suhtes												
lõunapoolse ava serv	-0,24	E01	10:22:01	0,6389	-0,93	-0,89	-1,00	-0,99	-1,13	-1,13	-0,93	-0,49	-0,73	-0,24	-0,88	-1,18
tugisammas	0,24	E02	10:22:13	0,6395	-0,93	-0,84	-0,88	-0,92	-0,60	-0,88	-0,28	-1,35	0,41	1,76	-0,37	-0,70
	2,25	E03	10:22:27	0,6291	-4,97	-5,08	-7,65	-7,82	-12,23	-12,82	-18,58	-27,15	-29,65	-2,50	-9,27	-9,82
	4,25	E04	10:22:40	0,6152	-8,94	-9,33	-14,45	-14,87	-24,23	-25,27	-37,23	-56,24	-61,67	-5,43	-19,91	-20,49
	6,25	E05	10:22:54	0,6119	-11,90	-12,28	-19,09	-19,62	-32,12	-33,57	-50,07	-80,59	-86,19	-5,60	-29,89	-30,87
keskkoht	7,40	E06	10:23:07	0,6140	-12,34	-12,69	-19,84	-20,29	-34,84	-35,64	-52,39	-82,59	-91,68	-9,09	-32,88	-33,86
	8,50	E07	10:23:19	0,6179	-12,12	-12,39	-19,45	-19,87	-32,73	-33,87	-51,04	-79,71	-89,95	-10,24	-30,85	-31,76
	10,25	E08	10:23:32	0,6120	-10,28	-10,16	-16,01	-16,07	-26,56	-27,49	-41,18	-64,14	-68,74	-4,60	-21,85	-22,37
	12,25	E09	10:24:04	0,6233	-6,06	-6,04	-9,13	-9,45	-15,17	-15,83	-23,48	-33,65	-40,09	-6,44	-11,35	-11,61
tugisammas	14,25	E10	10:25:39	0,6343	0,04	-0,08	-0,05	-0,25	-0,78	-0,74	-1,42	-6,87	-2,00	4,87	-0,68	0,51
põhjapoolse ava serv	14,78	E11	10:25:58	0,6402	0,25	0,48	0,11	0,36	-0,31	-0,18	-0,86	-0,79	-0,71	0,08	0,01	0,43



Tabel 4. Säreveere maanteevilla keskmise ava koormamisel deformatsioonivaatluste tulemused lääneservas, koos sellele vastava joonisega

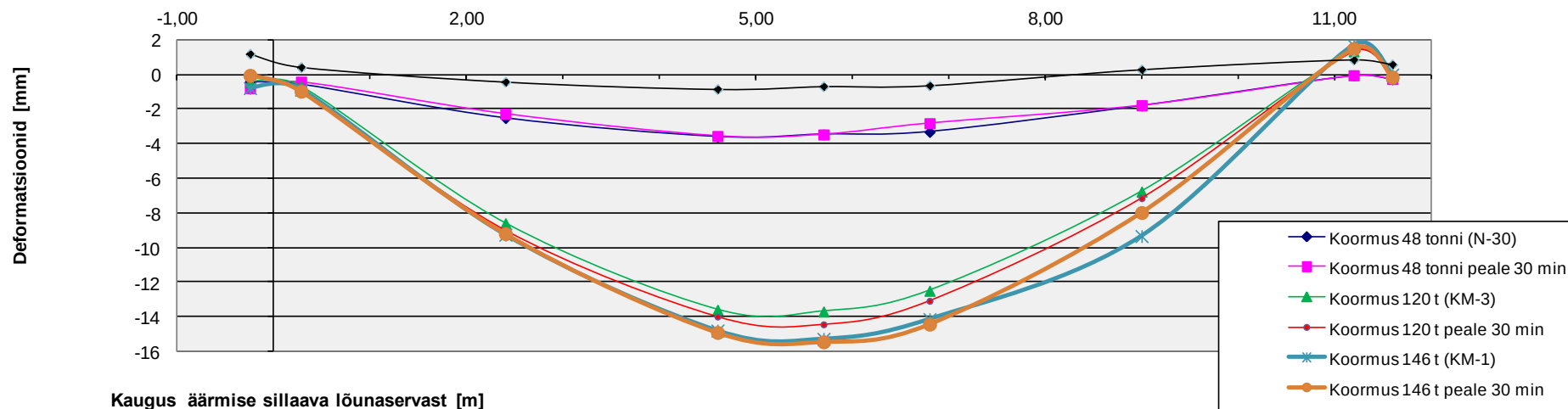
Epohhide erinevused	kaugus keskmise ava lõunaservast	Tähis silladeki lääneservas	Enne koormust (0 epohh)		Erinevus I-0	Erinevus II-0	Erinevus III-0	Erinevus IV-0	Erinevus V-0 [mm]	Erinevus VI-0 [mm]	Erinevus VII-0 [mm]	Erinevus VIII-0 [mm]	Erinevus IX-0 [mm]	288 tonni koormuse põhjustatud deformatsioonid 60 min jooksul Erinevus IX-VIII	Erinevus X-0 [mm]	Erinevus XI-0 [mm]
Konstruksiooni osa			Lugemi võtmise aeg 17.okt	Kõrguskasv reeperi suhtes												
lõunapoolse ava serv	-0,25	W01	10:26:30	0,6027	-0,52	-0,69	-0,56	-0,52	-0,48	-0,47	-0,42	-0,12	-0,01	0,11	-0,72	
tugisammas	0,25	W02	10:26:41	0,6187	-0,58	-0,72	-0,45	-0,49	-0,39	-0,47	-0,25	0,12	0,29	0,17	-0,69	
	2,20	W03	10:26:59	0,6109	-0,24	-0,20	0,15	0,16	0,59	0,55	1,03	2,15	2,11	-0,04	-0,17	
	4,25	W04	10:27:14	0,6173	0,19	0,14	0,73	0,64	1,39	1,36	2,40	3,84	3,70	-0,14	0,10	
	6,25	W05	10:27:31	0,6190	0,24	0,22	0,77	0,71	1,71	1,62	2,81	4,49	4,19	-0,30	0,12	
keskkoht	6,95	W06	10:32:38	0,6227	0,31	0,31	0,74	0,81	1,69	1,63	2,83	4,45	4,17	-0,28	0,33	0,26
	8,22	W07	10:27:44	0,6096	0,38	0,36	0,79	0,80	1,75	1,59	2,82	4,38	3,95	-0,43	0,16	
	10,22	W08	10:27:58	0,6047	-0,07	0,19	0,68	0,53	1,26	1,13	2,05	3,43	3,06	-0,37	-0,09	-0,01
	12,22	W09	10:28:12	0,5950	-0,33	-0,13	-0,04	0,15	0,55	0,39	0,97	1,85	1,60	-0,25	-0,41	-0,26
tugisammas	13,90	W10	10:28:38	0,6009	-0,47	-0,46	-0,17	-0,23	0,17	-0,33	0,09	0,29	0,36	0,07	-0,73	-0,33
põhjapoolse ava serv	14,30	W11	10:28:48	0,5977	-0,65	-0,52	-0,38	-0,49	-0,34	-0,47	-0,36	-0,28	-0,18	0,10	-0,96	-0,51



Tabel 5. Särevere maanteevilla äärmise ava koormamisel deformatsioonivaatluste tulemused idaservas, koos sellele vastava joonisega

kaugus äärmise ava lõunaservast	Tähis silladeki idaservas	Enne koormust (0 epohh)		48 t koormus ava keskel lõuna-küljel (N-30) (I epohh)		Erinevus I-0 [mm]	48 t koormus (skeem N-30), peale 0,5 tundi (II epohh)		Erinevus II-0 [mm]	120 t koormus (KM-3, 6x20t) aval (III epohh)		Erinevus III-0 [mm]	120 t koormus (KM-3) peale 0,5 tundi (IV epohh)		Erinevus IV-0 [mm]	146 t koormus (skeem KM-1) aval (V epohh)		Erinevus V-0 [mm]	146 t koormus (skeem KM-1) peale 0,5 tundi (VI epohh)		Erinevus VI-0 [mm]	Koormus eemaldatud olnud ca 22 tundi (VII epohh)		Erinevus VII-0 [mm]
		Lugemi võtmise aeg 18. okt	Kõrguskasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg	Kõrguskasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrguskasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrguskasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrguskasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrguskasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrguskasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg 19. okt	Kõrguskasv reeperi suhtes	
-0,25	E10	9:44:44	0,6336	10:38:58	0,6332	-0,41	11:03:06	0,6328	-0,79	11:53:06	0,6332	-0,42	12:18:24	0,6336	0,04	13:37:18	0,63279	-0,79	14:06:11	0,63353	-0,05	13:50:24	0,6348	1,19
0,28	E11	9:45:05	0,6402	10:39:11	0,6396	-0,55	11:03:35	0,6397	-0,42	11:53:18	0,6395	-0,69	12:18:35	0,6392	-1,00	13:37:30	0,63928	-0,88	14:06:23	0,63919	-0,97	13:50:35	0,6406	0,42
2,40	E12	9:45:46	0,6237	10:39:26	0,6212	-2,52	11:03:47	0,6214	-2,27	11:53:33	0,6151	-8,60	12:18:48	0,6147	-9,00	13:37:43	0,61445	-9,26	14:06:36	0,61451	-9,20	13:50:50	0,6233	-0,43
4,60	E13	9:46:01	0,6317	10:39:41	0,6281	-3,61	11:04:01	0,6282	-3,56	11:53:46	0,6181	-13,60	12:19:01	0,6177	-13,99	13:37:56	0,61691	-14,80	14:06:48	0,6168	-14,91	13:51:04	0,6309	-0,85
5,70	E14	9:46:15	0,6264	10:39:54	0,6229	-3,47	11:04:16	0,6229	-3,47	11:53:58	0,6127	-13,70	12:19:13	0,6119	-14,44	13:38:08	0,6111	-15,28	14:07:00	0,61093	-15,45	13:51:36	0,6257	-0,69
6,80	E15	9:46:30	0,6396	10:40:13	0,6363	-3,32	11:04:28	0,6368	-2,82	11:54:11	0,6271	-12,50	12:19:27	0,6266	-13,08	13:38:22	0,62549	-14,14	14:07:14	0,6252	-14,43	13:51:55	0,639	-0,64
9,00	E16	9:46:48	0,6523	10:40:26	0,6505	-1,80	11:04:43	0,6505	-1,78	11:54:25	0,6456	-6,77	12:19:42	0,6452	-7,15	13:38:38	0,64298	-9,34	14:07:28	0,64434	-7,98	13:52:11	0,6526	0,28
11,20	E17	9:47:02	0,6622	10:40:38	0,6622	-0,05	11:04:59	0,6622	-0,05	11:54:38	0,6635	1,33	12:19:53	0,6635	1,31	13:38:52	0,66388	1,68	14:07:40	0,66369	1,49	13:52:33	0,6631	0,85
11,60	E18	9:47:15	0,6412	10:40:47	0,6409	-0,28	11:05:10	0,6409	-0,26	11:55:02	0,6411	-0,11	12:20:04	0,6411	-0,12	13:39:02	0,64119	-0,01	14:07:53	0,64105	-0,15	13:52:44	0,6418	0,58

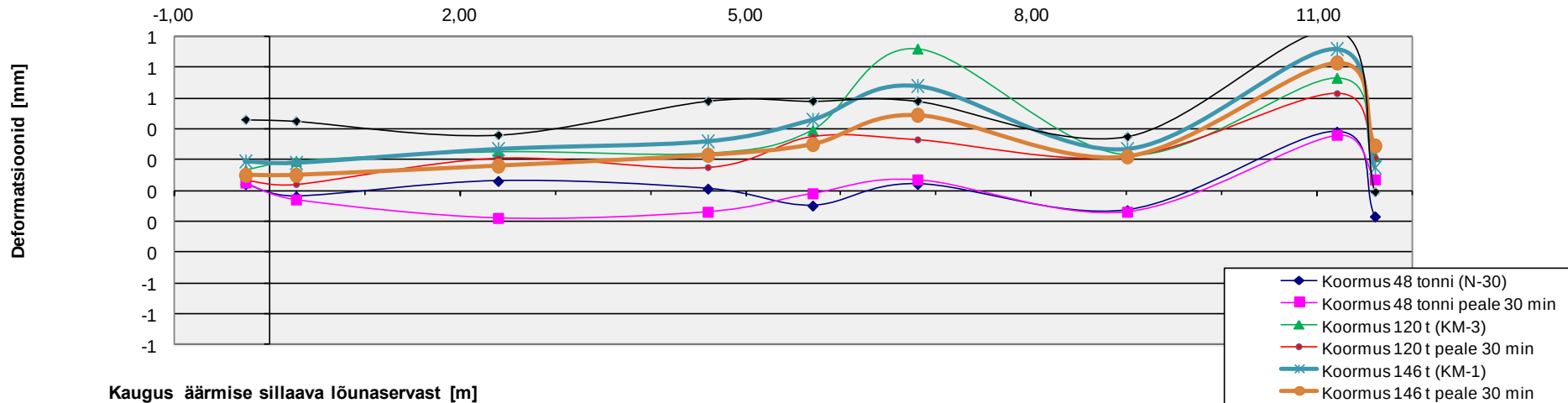
Deformatsioonid koormuskatsetuse tulemusena, silla idaserv



Tabel 6. Säreveere maanteevilla äärmise ava koormamisel deformatsioonivaatluste tulemused lääneservas, koos sellele vastava joonisega

kaugus äärmise ava lõunaservast	Tähis silladeki lääneservas	Enne koormust (0 epohh)		48 t koormus ava keskel lõuna-küljel (N-30) (I epohh)		Erinevus I-0	48 t koormus (skeem N-30), peale 0,5 tundi (II epohh)		Erinevus II-0	120 t koormus (KM-3, 6x20t) aval (III epohh)		Erinevus III-0	120 t koormus (KM-3) peale 0,5 tundi (IV epohh)		Erinevus IV-0	146 t koormus (skeem KM-1) aval (V epohh)		Erinevus V-0 [mm]	146 t koormus (skeem KM-1) peale 0,5 tundi (VI epohh)		Erinevus VI-0 [mm]	Koormus eemaldatud olnud ca 22 tundi (VII epohh)		Erinevus VII-0 [mm]
		Lugemi võtmise aeg 18. okt	Kõrgus-kasv reeperi suhtes	Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg	Kõrgus-kasv reeperi suhtes		Lugemi võtmise aeg 19. okt	Kõrgus-kasv reeperi suhtes	
-0,22	W10	9:51:08	0,6001	10:41:20	0,6002	0,04	11:05:51	0,6002	0,05	11:55:27	0,6003	0,13	12:20:30	0,6002	0,07	13:39:36	0,60033	0,19	14:10:18	0,60024	0,10	13:54:13	0,6006	0,46
0,18	W11	9:58:57	0,5967	10:41:31	0,5967	-0,04	11:06:02	0,5967	-0,06	11:55:38	0,5969	0,19	12:20:40	0,5968	0,04	13:39:46	0,59689	0,18	14:10:30	0,59681	0,10	13:54:23	0,5972	0,45
2,38	W12	9:59:17	0,6080	10:42:01	0,6081	0,06	11:06:16	0,6078	-0,18	11:55:52	0,6082	0,25	12:20:54	0,6082	0,21	13:40:00	0,60826	0,27	14:10:45	0,60815	0,16	13:54:36	0,6084	0,36
4,58	W13	9:59:33	0,6070	10:42:20	0,6070	0,01	11:06:29	0,6069	-0,14	11:56:06	0,6072	0,24	12:21:10	0,6072	0,15	13:40:14	0,60732	0,32	14:10:58	0,60723	0,23	13:54:52	0,6076	0,58
5,68	W14	9:59:50	0,6091	10:42:32	0,6090	-0,10	11:06:40	0,6091	-0,02	11:56:19	0,6095	0,39	12:21:23	0,6095	0,35	13:40:29	0,60958	0,46	14:11:09	0,60942	0,30	13:55:09	0,6097	0,58
6,78	W15	10:00:04	0,6125	10:42:44	0,6125	0,04	11:06:53	0,6126	0,07	11:56:40	0,6134	0,92	12:21:36	0,6128	0,33	13:41:07	0,61316	0,68	14:11:20	0,61297	0,49	13:55:21	0,6131	0,58
8,98	W16	10:00:17	0,6031	10:42:59	0,6030	-0,13	11:07:07	0,6029	-0,14	11:56:55	0,6033	0,23	12:21:51	0,6033	0,22	13:41:22	0,60335	0,27	14:11:36	0,6033	0,22	13:55:32	0,6034	0,35
11,18	W17	10:00:32	0,5859	10:47:25	0,5863	0,38	11:07:21	0,5863	0,36	11:57:10	0,5866	0,73	12:22:05	0,5865	0,63	13:41:35	0,58682	0,92	14:11:49	0,58673	0,83	13:55:46	0,5869	1,04
11,68	W18	10:00:47	0,5295	10:47:39	0,5294	-0,17	11:07:34	0,5296	0,07	11:57:21	0,5298	0,22	12:22:21	0,5298	0,21	13:41:57	0,52969	0,15	14:12:04	0,52983	0,29	13:55:58	0,5295	-0,01

Deformatsioonid koormuskatsetuse tulemusena, silla lääneserv



3. Sillatalade läbipainete määramine lasertahhümeetriga

3.1. Kasutatud instrumendid ja töövahendid

Silla lõunapoolsel küljel sooritati deformatsioonide mõõtmised lasertahhümeetriga Trimble S6, vt. joonis 15. Tahhümeetri tehnilised näitajad on järgmised:

- Vertikaal- ja horisontaalnurga mõõtmise täpsus (standardhälve vastavalt DIN 18723) 2"
- Kaheteljeline automaatne horisontaalsuse kompenseerimine täpsusega 0,5" ning ulatusega 5,4'
- Kauguse mõõtmise täpsus (ruutkeskmise viga) prismaga mõõtes 2 mm + 2 ppm ning laserkiirega mõõtes samuti 2 mm + 2 ppm
- Mõõteaeeg prismale mõõtes 1,2 s ning laserkiirega mõõtes 1-5 s
- Mõõteulatus prismale mõõtes kuni 2500 m, laserkiirega mõõtes kuni 1300 m (peegelduvusel 90 %), kiirega betoonile mõõtes 600-800 m
- Laserkiire hajumine horisontaalsuunas 4 cm/100 m ning vertikaalsuunas 8cm/100 m
- Optiline suurendus 30 kordne
- Fookuskauguse vahemik: 1,5 m kuni lõpmatuseni
- Servomootoriga, automaatse pööramisega



Joonis 15. Sillamõõtmistel kasutatud laser-tahhümeeter Trimble S6

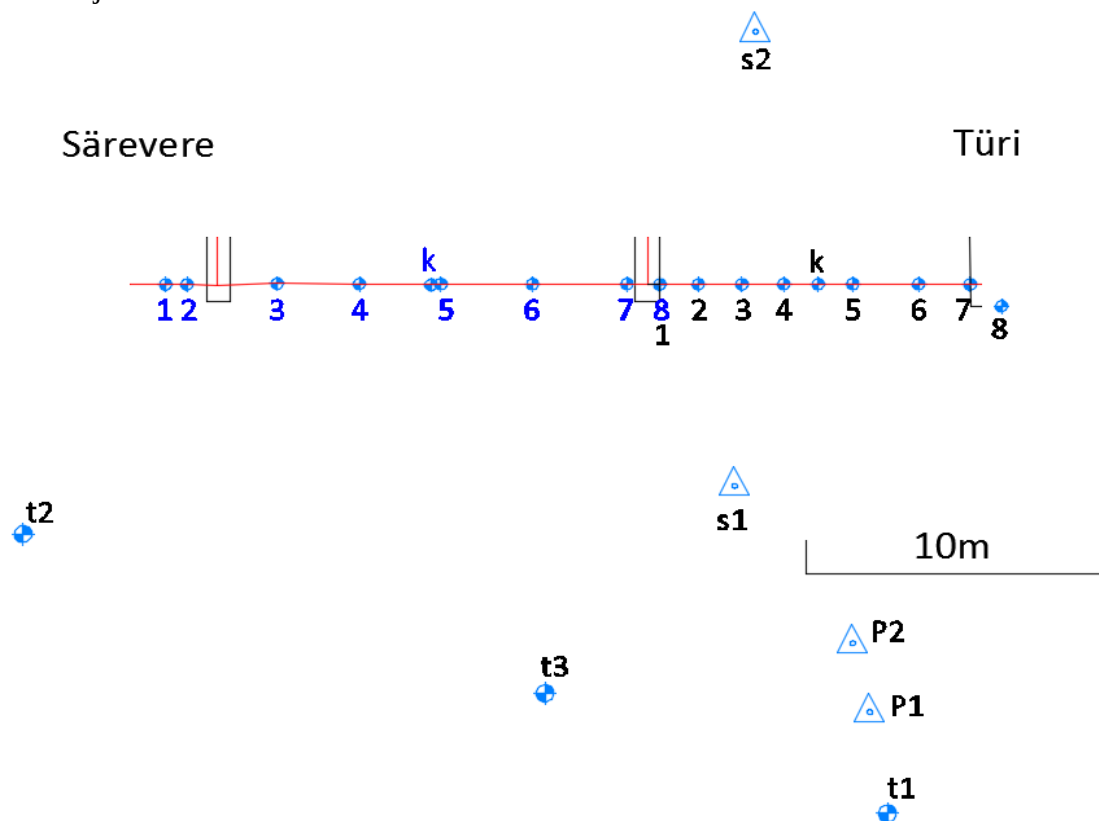
3.2. Mõõteseadmete ja mõõtepunktide paigutus

Tahhümeetritelisteks mõõtmisteks valiti instrumendi püstitamiseks sobivad asukohad uue ja vana silla vahelisel maalapil, põhjapoolsel jõekaldal, vt joonis 16.



Joonis 16. Tahhümeeter Trimble S6 ning terrestriline laserskanner silla idaküljel keskmise ava katsetusel

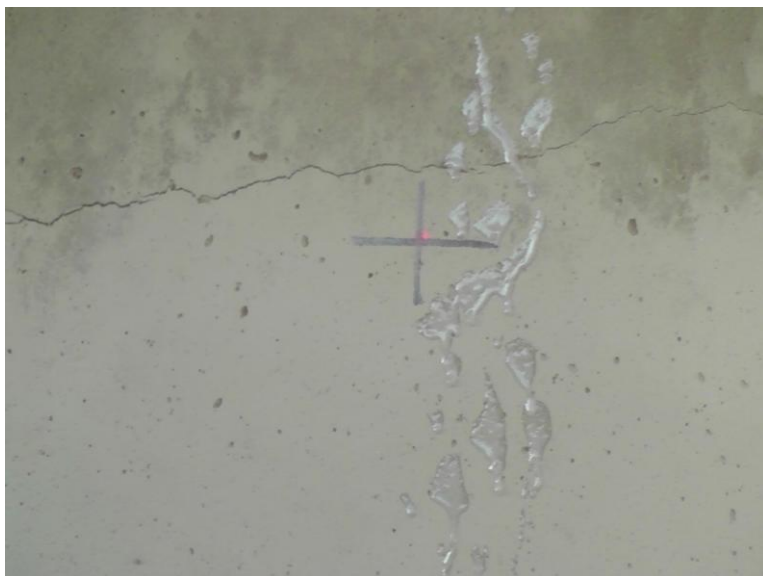
Tahhümeetri ning laserskanneri seisu- ja mõõdistuspunktide ning lähtepunktide skeem on toodud joonisel 17.



Joonis 10. Lähte- ja mõõtmispunktide skeem, punktide kirjeldused on toodud joonise all olevas loetelus

t1, t2, t3 – skaneerimistähiste asukohad uue silla piirdel
s1, s2 – skaneerimisjaamade asukohad
P1, P2 – tahhümeetri seisupunktid
punased jooned – sillatala piirjooned
mustad jooned – sillasamba piirjooned
sinised numbrid 1-8, k – keskmise silladeki koormamisel mõõdetud punktide asukohad
mustad numbrid 1-8, k – äärmise silladeki koormamisel mõõdetud punktide asukohad

Kõik mõõtmised lasertahhümeetriga sooritati lokaalses koordinaatsüsteemis, kus jaama P1 plaanilised koordinaadid on $x=1000$ ja $y=2000$. Asimuut 0 on suund P1 ja keskmise sillateki keskkoha (k) vahel. Kõrgus võeti keskmise sillateki alumise serva järgi, millele omistati 0-kõrgus. Mõõtmispunktid tähistati sillatala küljel võimalusel markeriga (vt joonis 18).



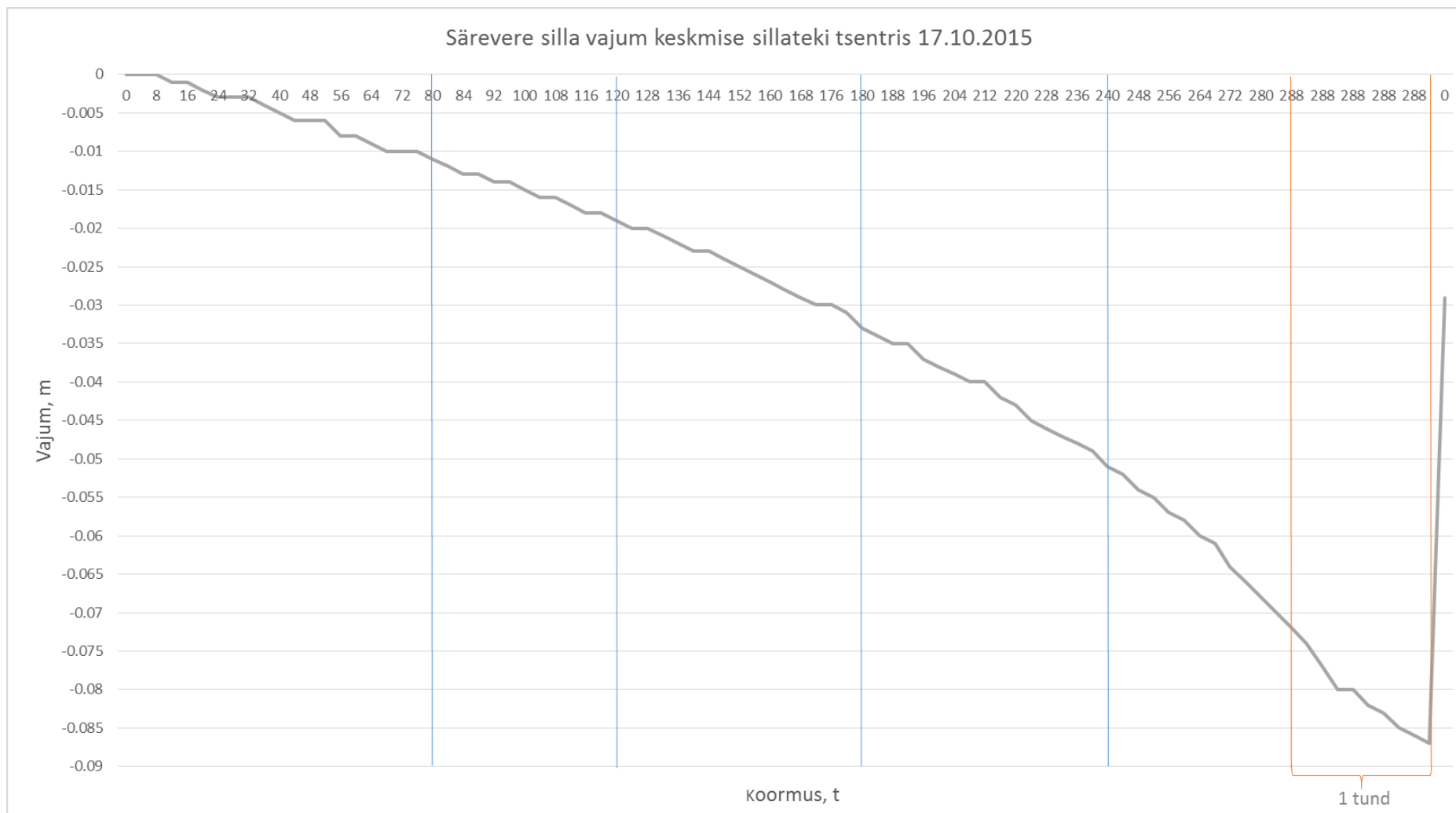
Joonis 18. Mõõtmispunkt sillatalal

Äärmisel sillaaval oli võimalik kõik mõõdistuspunktid tala küljel tähistada markeriga. Keskmisel aval oli aga raskesti ligipääsetavuse tõttu vaid üks markeriga tähistatud mõõdistuspunkt (tala keskel), kus juures selle ava ülejäänud mõõdistuspunktid määratleti järgnevalt. Tähistati markeriga punktid sillapiirde postidel. Viseeriti tahhümeetriga antud punktidele ja nihutati vaatekiirt vertikaalselt kuni jõuti tala alumise servani.

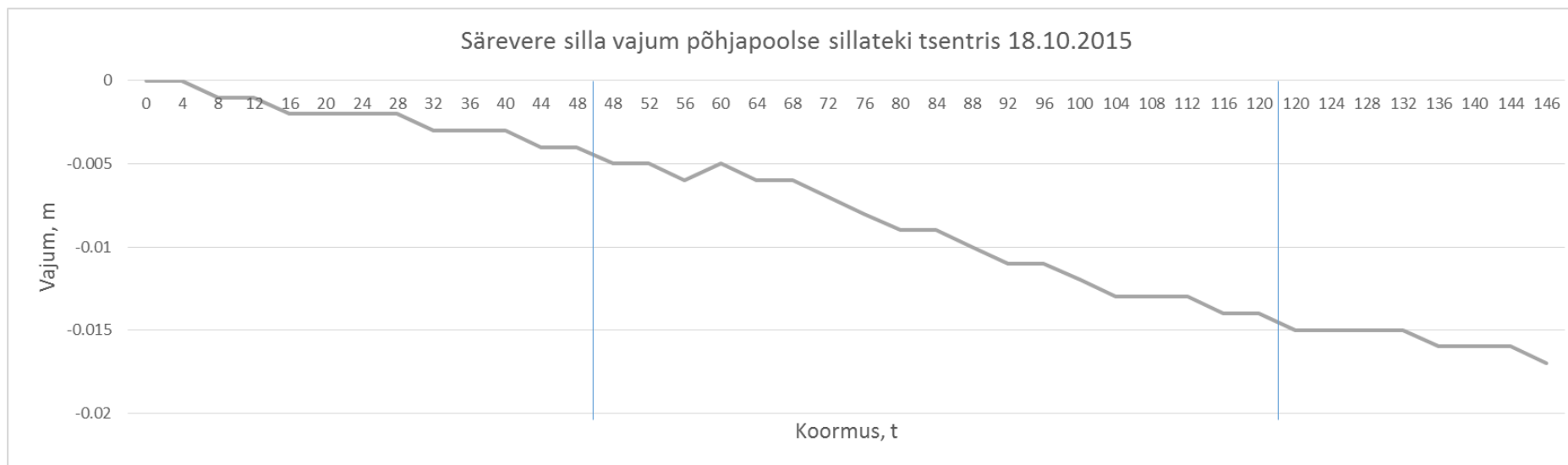
3.3. Tulemused

Avade keskel tähistatud markerit (k, vt joonis 17) kasutati silladeformatsioonide jooksvateks mõõtmiseks metallraskuste lisamisel, vt joonised 19 ja 20. Ülejäänud mõõdistuspunkte mõõdeti etteantud koormuskoguse või –skeemi saavutamise järgselt, vt tabelid 7 ja 8 ning joonised 21 ja 22.

Üldiselt olid tahhümeetriga saadud tulemused sarnased nivelleerimise tulemustele. Mõõtmistäpsus jääb küll nivelleerimistulemusele alla, kuid tahhümeetria eeliseks on võimalus deformatsioonide arengu jooksvaks monitooringuks koormuse lisamisel.



Joonis 19. Deformatsioonid jooksvast tahhümeetrisest mõõdistusest keskmise ava koormamise ajal silladeki tsentrites (tähistatud asendiskeemil „k“). Horisontaalteljel koormus tonnides, vertikaalteljel vajum meetrites. Vertikaalsed sinised jooned tähistavad koormuste lisamise vaheaega kestvusega 30 minutit. Vertikaalse oranžid jooned tähistavad 1 tunnist ajavahemikku pärast täiskoormuse saavutamist, mille jooksul vajumine jätkus.

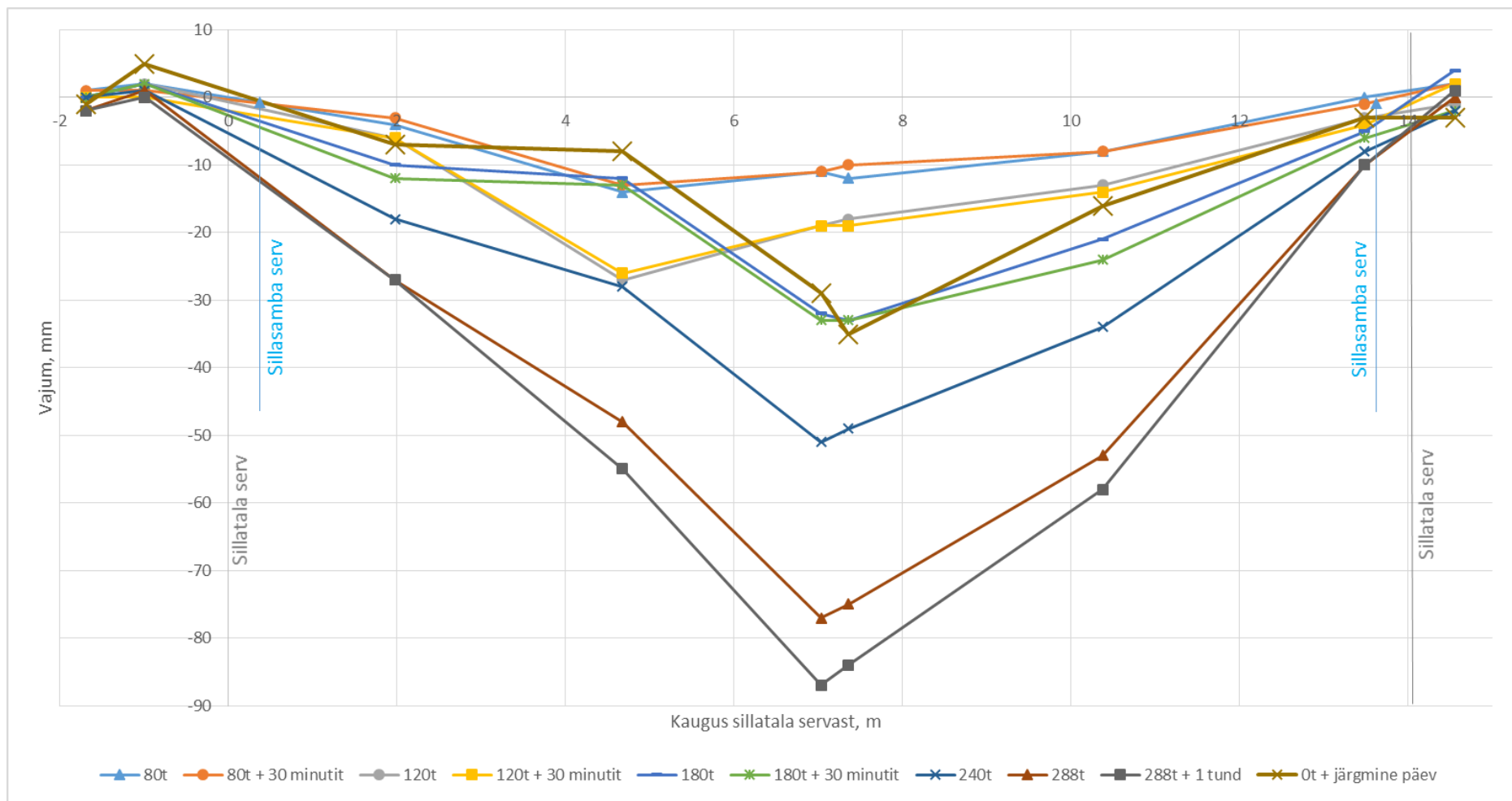


Joonis 20. Deformatsioonid jooksvast tahhümeetrisest mõõdistusest äärmise ava koormamise ajal sillateki tsentrites (tähistatud asendiskeemil „k“). Horisontaalteljel koormus tonnides, vertikaalteljel vajum meetrites. Vertikaalsed sinised jooned tähistavad koormuste lisamise vaheajaga kestvusega 30 minutit.

Tabel 7. Silla **keskmise ava** mõõtmispunktide koordinaadid ja kõrgused (lokaalses süsteemis) erinevatel epohhidel (mõõdetud koormamiste vaheagadel) ning lugemite erinevus nulltsüklist. Erinevuste ühik mm.

Nr	Koordinaadid		Kaugus sillatala servast	0-tsükkel	I-tsükkel	Erinevus I-0	II-tsükkel	Erinevus II-0	III-tsükkel	Erinevus III-0	IV-tsükkel	Erinevus IV-0
				0t	80t		80t + 30 minutit		120t		120t + 30 minutit	
	X	Y		Kõrgus	Kõrgus		Kõrgus		Kõrgus		Kõrgus	
1	1026.897	1994.316	-1.69	0.084	0.085	1	0.085	1	0.084	0	0.084	0
2	1026.399	1994.809	-0.99	0.078	0.080	2	0.079	1	0.080	2	0.078	0
3	1024.299	1996.912	1.98	0.009	0.005	-4	0.006	-3	0.003	-6	0.003	-6
4	1022.365	1998.797	4.68	-0.013	-0.027	-14	-0.026	-13	-0.040	-27	-0.039	-26
k	1020.664	2000.428	7.04	0.277	0.266	-11	0.266	-11	0.258	-19	0.258	-19
5	1020.449	2000.673	7.36	0.002	-0.010	-12	-0.008	-10	-0.016	-18	-0.017	-19
6	1018.300	2002.784	10.38	0.010	0.002	-8	0.002	-8	-0.003	-13	-0.004	-14
7	1016.086	2004.970	13.49	0.014	0.014	0	0.013	-1	0.011	-3	0.010	-4
8	1015.319	2005.770	14.56	0.093	0.095	2	0.095	2	0.092	-1	0.095	2

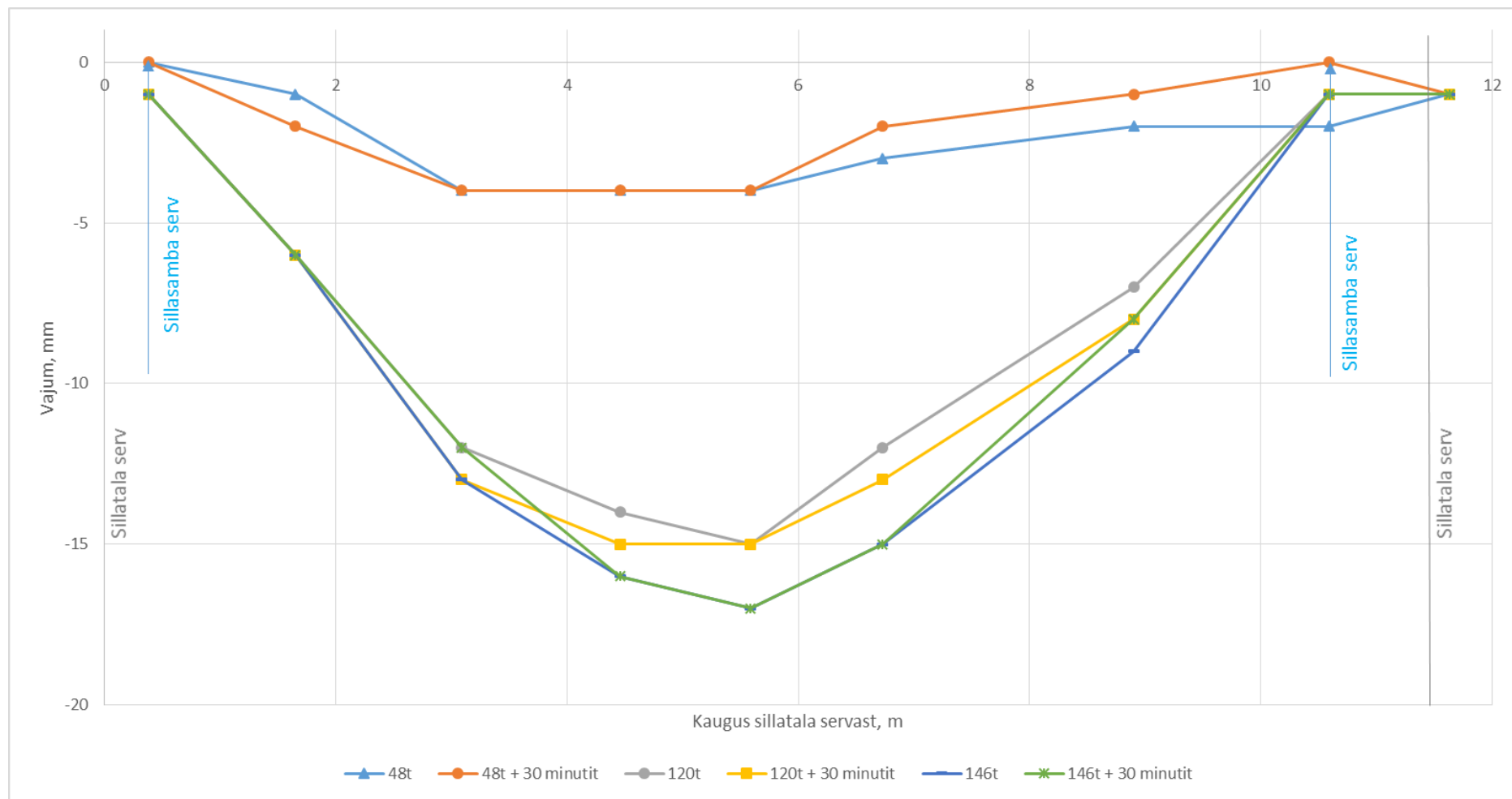
Nr	V-tsükkel	Erinevus V-0	VI-tsükkel	Erinevus VI-0	VII-tsükkel	Erinevus VII-0	VIII-tsükkel	Erinevus VIII-0	IX-tsükkel	Erinevus IX-0	X-tsükkel	Erinevus X-0
	180t		180t + 30 minutit		240t		288t		288t + 1 tund		0t + järgmine päev	
	Kõrgus		Kõrgus		Kõrgus		Kõrgus		Kõrgus		Kõrgus	
1	0.084	0	0.084	0	0.084	0	0.082	-2	0.082	-2	0.083	-1
2	0.080	2	0.080	2	0.079	1	0.079	1	0.078	0	0.083	5
3	-0.001	-10	-0.003	-12	-0.009	-18	-0.018	-27	-0.018	-27	0.002	-7
4	-0.025	-12	-0.026	-13	-0.041	-28	-0.061	-48	-0.068	-55	-0.021	-8
k	0.245	-32	0.244	-33	0.226	-51	0.200	-77	0.190	-87	0.248	-29
5	-0.031	-33	-0.031	-33	-0.047	-49	-0.073	-75	-0.082	-84	-0.033	-35
6	-0.011	-21	-0.014	-24	-0.024	-34	-0.043	-53	-0.048	-58	-0.006	-16
7	0.009	-5	0.008	-6	0.006	-8	0.004	-10	0.004	-10	0.011	-3
8	0.097	4	0.091	-2	0.091	-2	0.093	0	0.094	1	0.090	-3



Joonis 21. Deformatsioonid keskmise ava koormuskatsel, määratud tahhümeetriga.

Tabel 8. Silla **äärmise ava** mõõtmispunktide koordinaadid ja kõrgused (lokaalses süsteemis) erinevatel epohhidel (mõõdetud koormamiste vaheaegadel) ning lugemite erinevus nulltsüklist. Erinevuste ühik mm.

Nr	Koordinaadid		Kaugus sillatala servast	0-tsükel	I-tsükel	Erinevus I-0	II-tsükel	Erinevus II-0	III-tsükel	Erinevus III-0	IV-tsükel	Erinevus IV-0	V-tsükel	Erinevus V-0	VI-tsükel	Erinevus VI-0
				0t	48t		48t + 30 minutit		120t		120t + 30 minutit		146t		146t + 30 minutit	
	X	Y		Kõrgus	Kõrgus		Kõrgus		Kõrgus		Kõrgus		Kõrgus		Kõrgus	
1	1015.329	2005.693	0.38	0.193	0.193	0	0.193	0	0.192	-1	0.192	-1	0.192	-1	0.192	-1
2	1014.411	2006.606	1.65	0.157	0.156	-1	0.155	-2	0.151	-6	0.151	-6	0.151	-6	0.151	-6
3	1013.388	2007.610	3.09	0.173	0.169	-4	0.169	-4	0.161	-12	0.160	-13	0.160	-13	0.161	-12
4	1012.412	2008.579	4.46	0.166	0.162	-4	0.162	-4	0.152	-14	0.151	-15	0.150	-16	0.150	-16
k	1011.606	2009.369	5.59	0.143	0.139	-4	0.139	-4	0.128	-15	0.128	-15	0.126	-17	0.126	-17
5	1010.793	2010.173	6.73	0.212	0.209	-3	0.210	-2	0.200	-12	0.199	-13	0.197	-15	0.197	-15
6	1009.250	2011.689	8.90	0.243	0.241	-2	0.242	-1	0.236	-7	0.235	-8	0.234	-9	0.235	-8
7	1008.035	2012.869	10.59	0.380	0.378	-2	0.380	0	0.379	-1	0.379	-1	0.379	-1	0.379	-1
8	1006.770	2013.058	11.63	0.959	0.958	-1	0.958	-1	0.958	-1	0.958	-1	0.958	-1	0.958	-1



Joonis 22. Deformatsioonid keskmise ava koormuskatsel, määratud tahhümeetriga.

4. Sillatalade geomeetrilise kuju ja läbipainete määramine terrestrilise laserskaneerimisega

4.1. Kasutatud instrument ja töövahendid

Mõõtmine sooritati terrestrilise laserskanneriga Leica ScanStation C10 (vt. Joonis).
Instrumendi peamised tehnilised spetsifikatsioonid on järgnevad:

- Skaneerimise ulatus alates 0.5-300 m (90% peegeldumiskoefitsiendiga pinnalt)
- Skaneerimise tööpiirkond horisontaalsuunaliselt 360 kraadi, vertikaalsuunaliselt vähemalt 270 kraadi (vt. Joonis)
- Skaneerimise sagedus vähemalt 50000 Hz (50 000 punkti sekundis)
- Lasertäpi läbimõõt mitte suurem kui 7 mm 50 m kaugusel
- Individuaalse skaneerimispunkti kauguse täpsus 4 mm vähemalt 50 m kaugusel
- Individuaalse punkti 3D asukoha määramise täpsus 6 mm vähemalt 50 m kaugusel
- Punktipilve statistiline modelleerimistäpsus 2 mm
- Kaheteljelise 2" täpsusega kompensatori olemasolu
- Punktipilve resolutsioon kuni 2x2 cm 100 meetri kaugusele
- Sisseehitatud digitaalne foto- ja videokaamera mõõdistusobjektide välisilme salvestamiseks (zoomi võimalusega), fotokujutise resolutsioon kuni 4 megapiksli, iga pildi ulatus on 17 x 17 kraadi. Kaamera on kaugusmõõtjaga koaksiaalne.
- Tähiste mõõtmistäpsus vähemalt 2 mm 50 m peale

Andmetöötluseks kasutati peamiselt tarkvarapaketti Leica Cyclone 9.0.



Joonis 23. Laserskanner, tähised ning mõõtmisulatus

4.2. Mõõtmismetoodika

Skaneerimisele kuulusid silla keskmise ja äärmise ava talad, vt joonised 24 ja 25.



Joonis 24. Silla keskmise ava talad



Joonis 25. Silla äärmise ava talad

Erinevate skaneeringute ühendamiseks, aga ka skänneri asendi stabiilsuse kontrolliks kasutati spetsiaalseid tähiseid (t1, t2, t3, vt joonis 17), mis paigutati magnetallustega kõrvaloleva uue silla piirdekonstruktsioonide külge, vt joonis 26. Tähiste keskpunkti koordinaadid määrati tahhümeetri täisvõttega.



Joonis 26. Magnetallustega skaneerimistäht t1 kinnitatuna uue silla piirdekonstruktsioonile

Äärmise ava mõõdistusjaam õnnestus paigutada otse sillaava alla vt joonis 27. See võimaldab laserkiirtel langeda mõõdetavale pinnale võimalikult ristisuunaliselt ning mõõtmistäpsus oleks seega suurim. Et ka vahetult skänneri kohal asuvad pinnad saaksid skaneeritud, eemaldati skänneri kandesang.



Joonis 27. Skaneerimisjaam äärmise ava all.

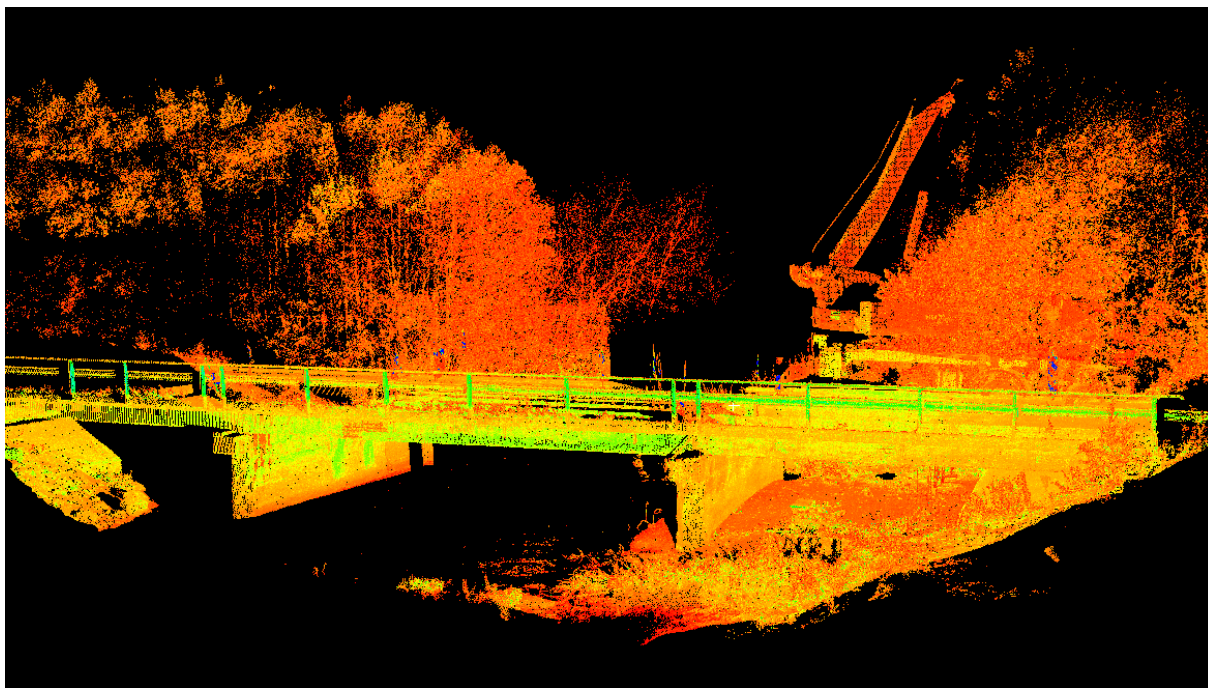
Jõe tõttu tuli keskmise ava mõõdistamiseks skänner paigutada jõe põhjapoolsele kaldale, vt joonis 16. Tulenevalt seisupunkti asukohast jäi seega suur osa kaugematest taladest sillasambavarju (vt. ka joonis 33).

Skaneerimise resolutsiooniks valiti horisontaaltasapinnas 5 cm ja vertikaalsuunaliselt 3 cm 20 m vahemaa kohta. Kui mõõdistatav pind asub lähemal kui 10 m (enamik huvipakkuvaid pindu seda ka oli), siis osutub ka resolutsioon tihedamaks. Skaneeringud tehti enne koormuste paigaldamist sillaavadele ning nende vaheaegadel.

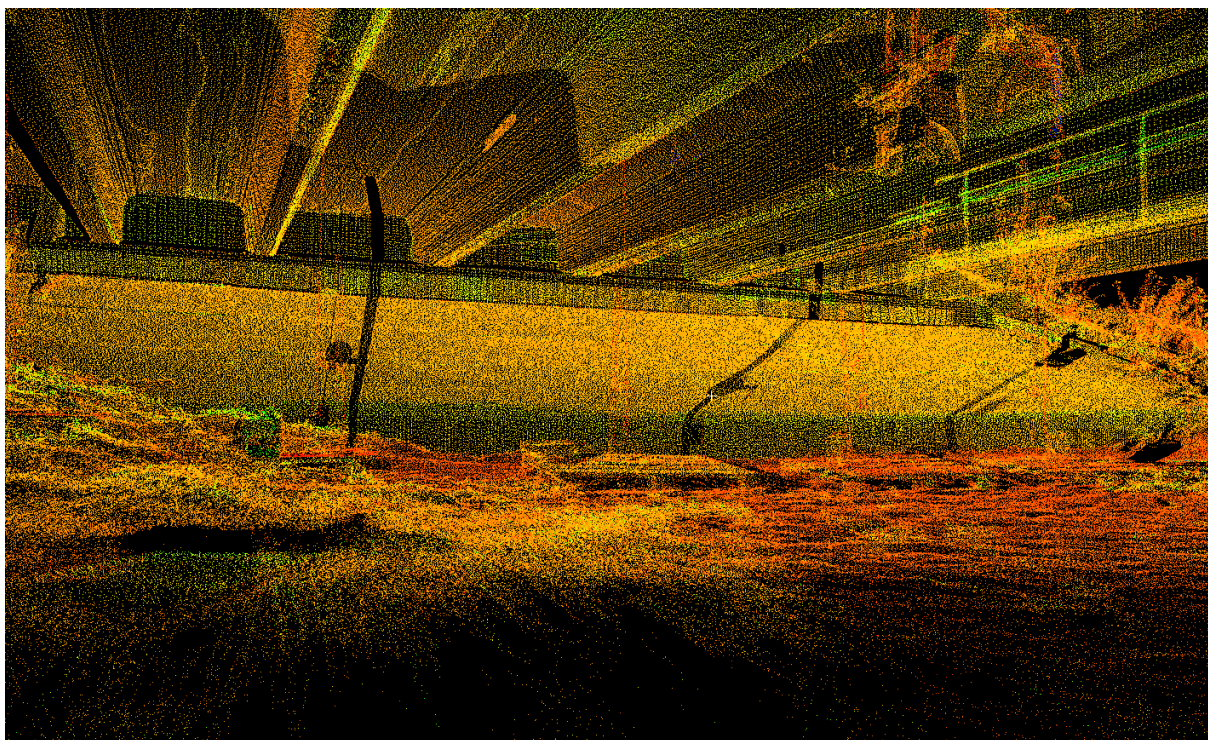
Laserskaneerimise andmetöötluse tööjärjekord oli kokkuvõtvalt järgmine:

- Andmesiire instrumendist töötlusprogrammidesse
- Kindelpunktide koordinaatide leidmine ja süstematiseerimine
- Skaneerimisandmete liitmine ühtseks punktipilveks
- Punktipilve puhastamine kõrvalistest andmetest

Laserskaneerimise andmetöötlus teostati litsentseeritud tarkvaraga Leica Cyclone 9.0. Tähiste abil registreeriti erinevatel päevadel mõõdetud punktipilved ühtseks tervikuks, vt joonised 28 ja 29.



Joonis 28. Säreveere silla üldvaadet kajastav punktipilv.



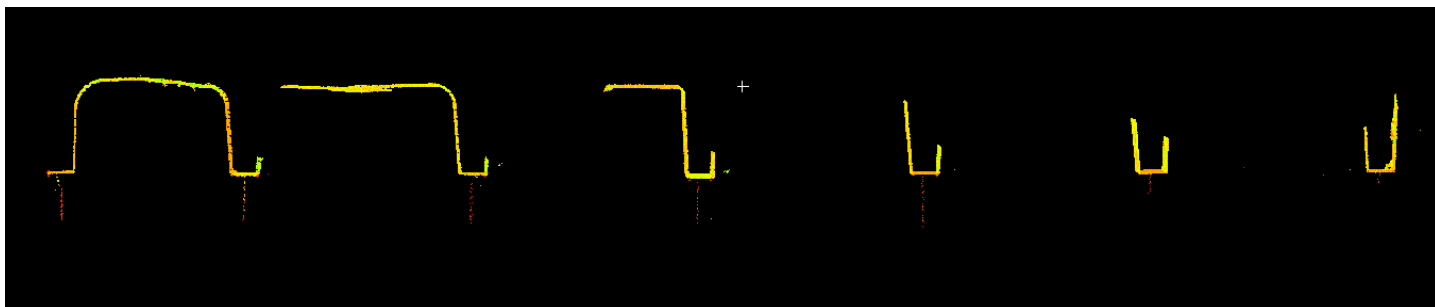
Joonis 29. Särevere silla äärmise ava talasid kajastav punktipilv.

Piklikud varjud joonisel 29 on tingitud iga tala alla kinnitatud mõõtekelladest, vt joonis 30.

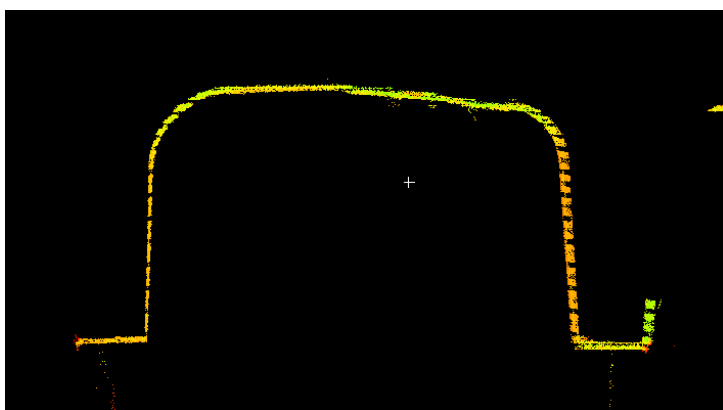


Joonis 30. Särevere silla äärmise ava taladele keskohta kinnitatud mõõtekellad.

Äärmise sillaava talade algset geometriat on võimalik vaadelda mõlema mõõtmispäeva punktipilvede kokkupanekul, küll aga katkendlikult (vt. joonised 31 ja 32), kuna erinevatel päevadel mõõdistati piiratud mõõtetetingimustes.

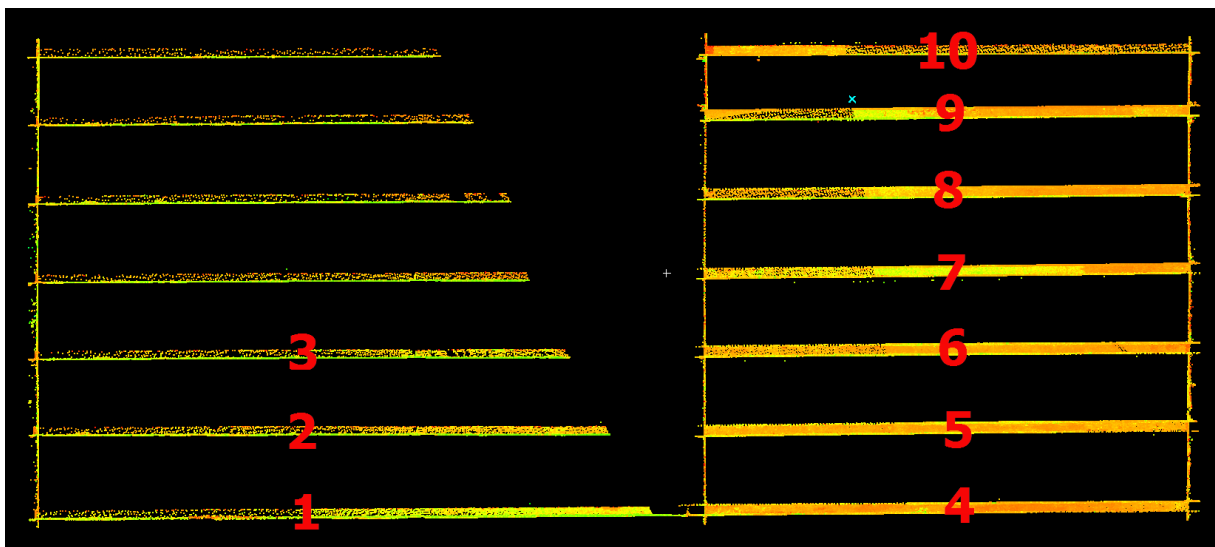


Joonis 31. Ristlõige laserskaneerimise punktipilvest äärmises sillaavas vaatega jõe poolt (kalda poole). Punane „punktinire“ kajastab mõõtekellade kinnitustraate asukohti



Joonis 32. Joonise 31 fragment, äärmise sillaava läänepoolsemad talad (nr. 9 ja 10).

Kuna sillaavade põhjad on ebaühtlaselt skaneeritud (nõ. vaid ühel küljelt, vt joonis 31 ja 32), siis deformatsioonide kajastamisel osutus otstarbekaks piirduda vaid talade aluspindadega. Selleks puhastati punktipilv ebavajalikest punktidest (talade aluspindadest väljapoole jäävad punktid). Mõõdistatud taladele omistati andmetöötuse käigus unikaalsed numbrid, vt. joonis 33.



Joonis 33. Talade numeratsioon sillaavades, vaade läänesuunda

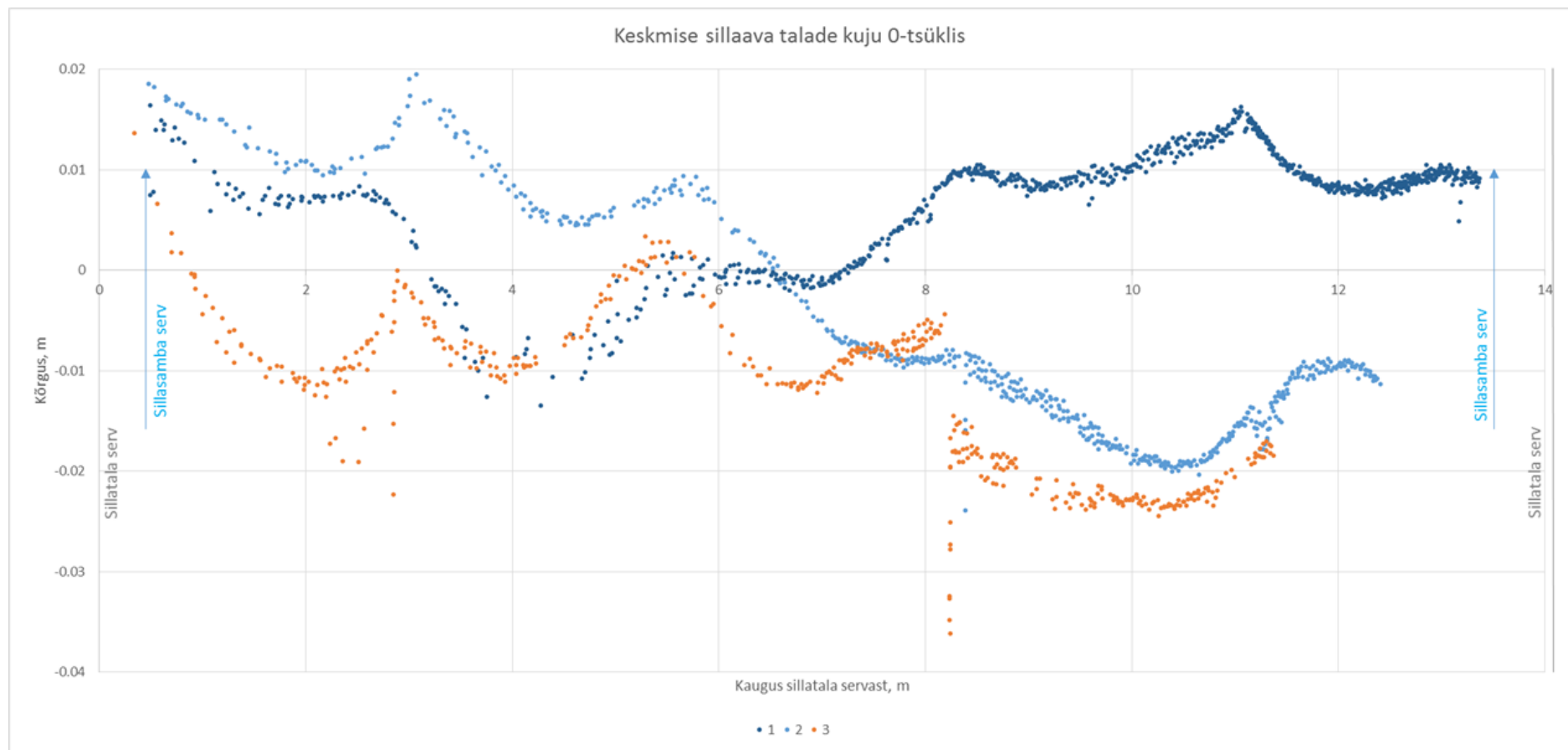
Keskmise sillateki (koormuskatsetus 17.10.2015) puhul on andmetöötlusesse kaasatud kolm (kokku on 7 tala) äärmist tala (uue silla poolsed). Ülejäänud talad jäid skanneri seisupunktist kaugemale, mille tõttu on neile mõõdistatud punkte väga vähe. Samuti varjas nendest taladest suure osa ära sillasammas. Samamoodi jäid sillasamba varju 2. ja 3. tala Türi poolsed otsad, seetõttu pole neid täies pikkuses järgnevatel graafikutel kujutatud. Äärmise sillateki (18.10.2015) puhul on andmetöötlusesse kaasatud kõik 7 tala.

Esmalt uuriti talade geomeetriat, eriti aga talade eeltõusu olemasolu,

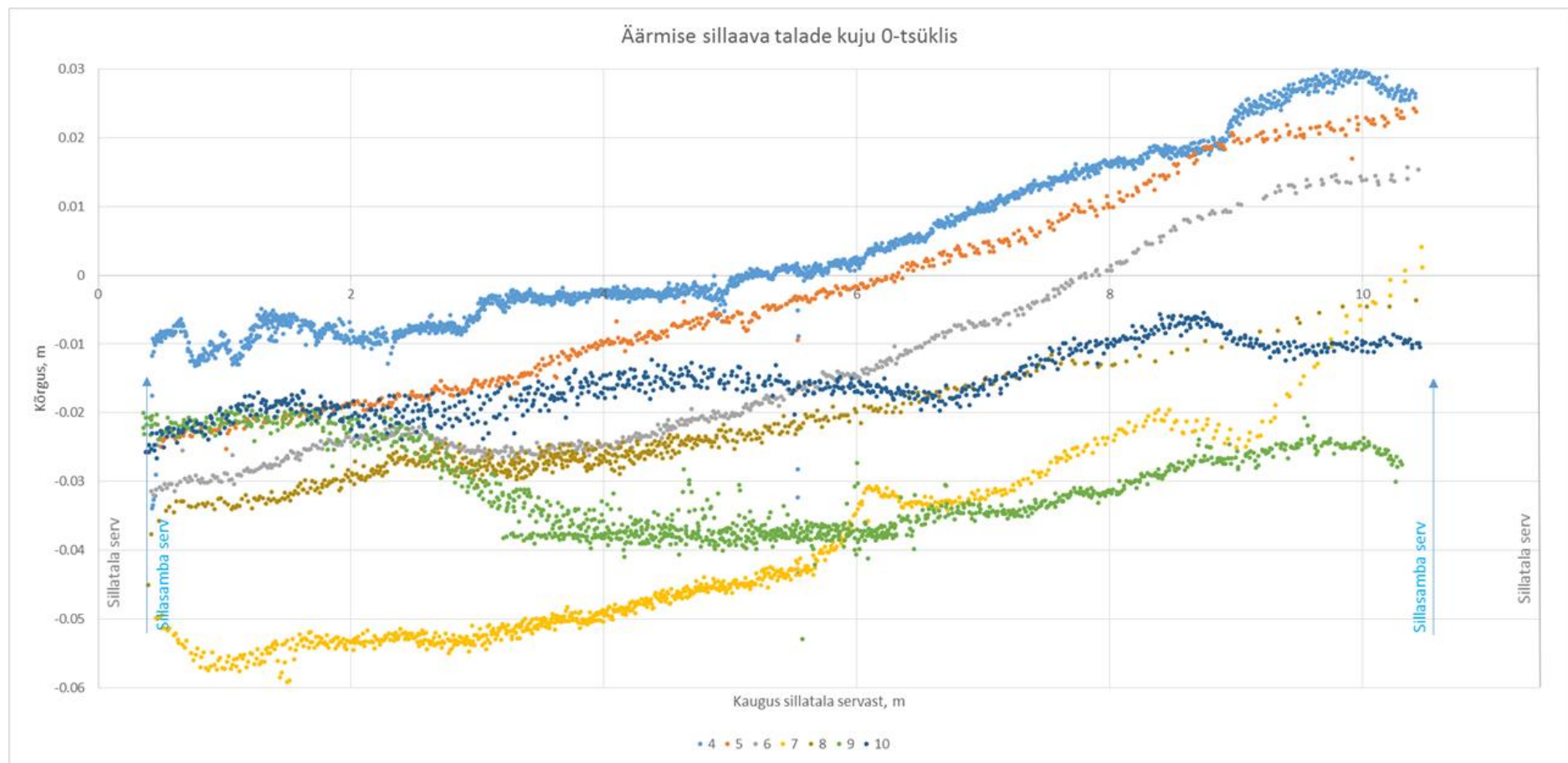
Talade kuju on väljendatud pikiprofiilidena. Talade keskelt on välja lõigatud u. 3-4 cm laiune riba punktipilvest ja eksporditud Excelisse. Kuna äärmise sillateki puhul paiknes skanner silla all, mistõttu punktipilve tihedus oli suur, hõrendati punktipilve riba sees olevaid punkte selliselt, et tala ulatuses jäi alles ca 500 punkti.

Excelis on x,y koordinaatide järgi arvutatud kaugus tala Säreveere poolsest servast/algusest.

Joonistel 34 ja 35 ilmneb, et mõlemal sillaaval märgatavat eeltõusu pole. Küll aga on äärmise ava talade Türi poolsed otsad mõnevõrra kõrgemad, vt joonis 35. Ühetaolist põikkallet antud mõõtmised ei tuvastanud, kuigi äärmise ava talad 4,5 ja 6 on silla Türi poolse otsas mõnevõrra (tõsi vaid 1 cm vahemikus) kõrgemad järgnevatest. Kuna keskmine tala (nr. 7) näikse ülevat ümbritsevatest taladest (8, 9, ja 10) madalam, siis on tegemist pigem „kausja“ konstruktsiooniga (nõgu silla pikiteljel). Siiski taolised kõrguste varieerumised toimuvad vaid mõnesentimeetrises vahemikus.



Joonis 34. Keskmise sillaava talade aluspinna kuju enne koormamist



Joonis 35. Äärmise sillaava talade aluspinna kuju enne koormamist

Järgnevad joonised (36 kuni 46) kujutavad talade deformatsioone silla koormamise ajal. Oluline on märkida, et keskmises sillaavas paigaldati koormus taladele 1, 2, 3 kohale. Teiste talade peale koormus ei ulatunud. Äärmises sillaavas võis koormus ulatuda ka kaugematele (kui 4, 5,6) taladele

Joonistel on horisontaalteljel kaugus sillatala servast ja vertikaalteljel kõrgus lokaalses süsteemis (valitud selliselt, et tala keskkoha kõrgus oleks umbkaudu 0). Joonisel on tähistatud sillatalade ja sillasammaste asukohad. Kõik vaated on suunaga uue silla poolt.

Profiilidel esile tulevad allapoole ulatuvad kitsad „punktinired“ on mõõtmismeetodist tulenevad lisaandmed, mis ei kajasta profiili tegelikku kuju (vaid antud kohas paiknenud mõõtekella traatide asukohtasid).

Profiilde kohatist „karvasust“ võib selgitada terrestrialse laserskänneri ca 3 mm suurusjärgus mõõtmismüraga, mis tekitab profiilijoonte tüseduse. Küll aga on „õigete“ punktide rohkuse tõttu võimalik küllaltki usaldusväärselt tuvastada pinna tegeliku kuju. Profiilidel näha olevad sälgud ilmselt annavad tunnistust talade pinnadefektide olemasolust), kuid siiski saab teha usaldusväärsed üldistused.

Üldjoontes ühilduvad talde 1 ja 4 laserskaneerimisega saadud deformatsioonide väärtused kõrgtäpse nivelleerimise tulemustega, vt tabeleid 3 ja . Skaneerimisega saab ühtlasema jaotuse terve profiili ulatuses. Nagu näha, on läänepoolseimad talad nr 9 ja 10 praktiliselt mõjutamata silla idaservas olevast koormusest. Seda kinnitasid ka nivelleerimistulemused

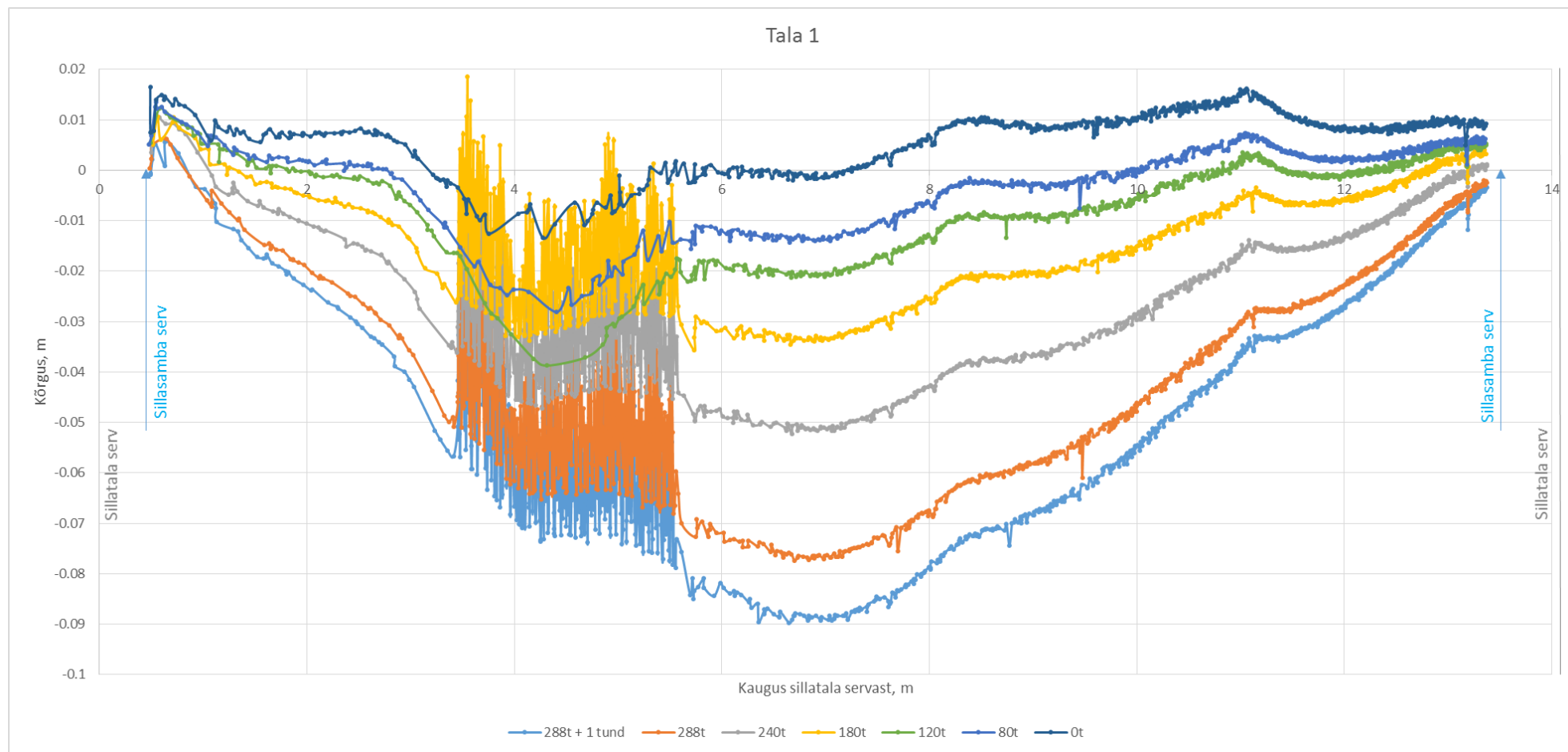
On oluline märkida, et nivelleerimine ja skaneerimine toimusid erinevates kohtades. Nivelleeriti silladeki pealt, sillatalasid skaneeriti aga altpoolt, seega päris üks-ühele ei pruugi mõõtmistulemused võrreldavad olla. Üldiselt on mõõtmistulemused siiski äärmiselt sarnased.

5. Üleantavad materjalid

Tellijale edastatakse:

- Tööde teostamise aruanne, mis sisaldab tööde teostamise kirjeldust ja saavutatud tulemusi
- elektrooniline liides *Sarevere_deformatsioonid_nivellimine_12112015.xls*

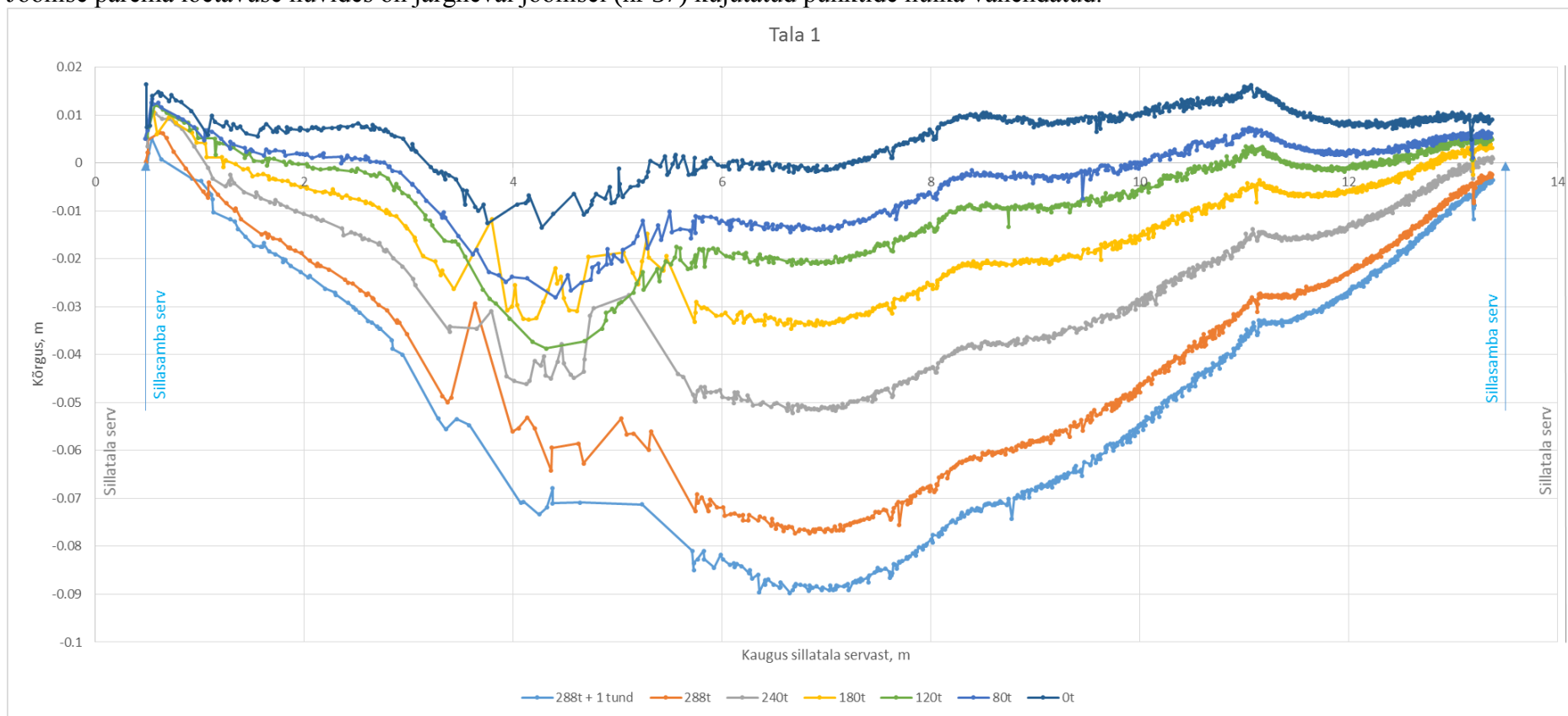
Mõõdistuste toorandmed (nivelleerimise, tahhümeetria ja laserskaneerimise andmefailid) säilitatakse süstematiseerituna TTÜ teedeinstituudi geodeesia õppetooli arvutites, osapooltel võimaldatakse nendele ligipääs.



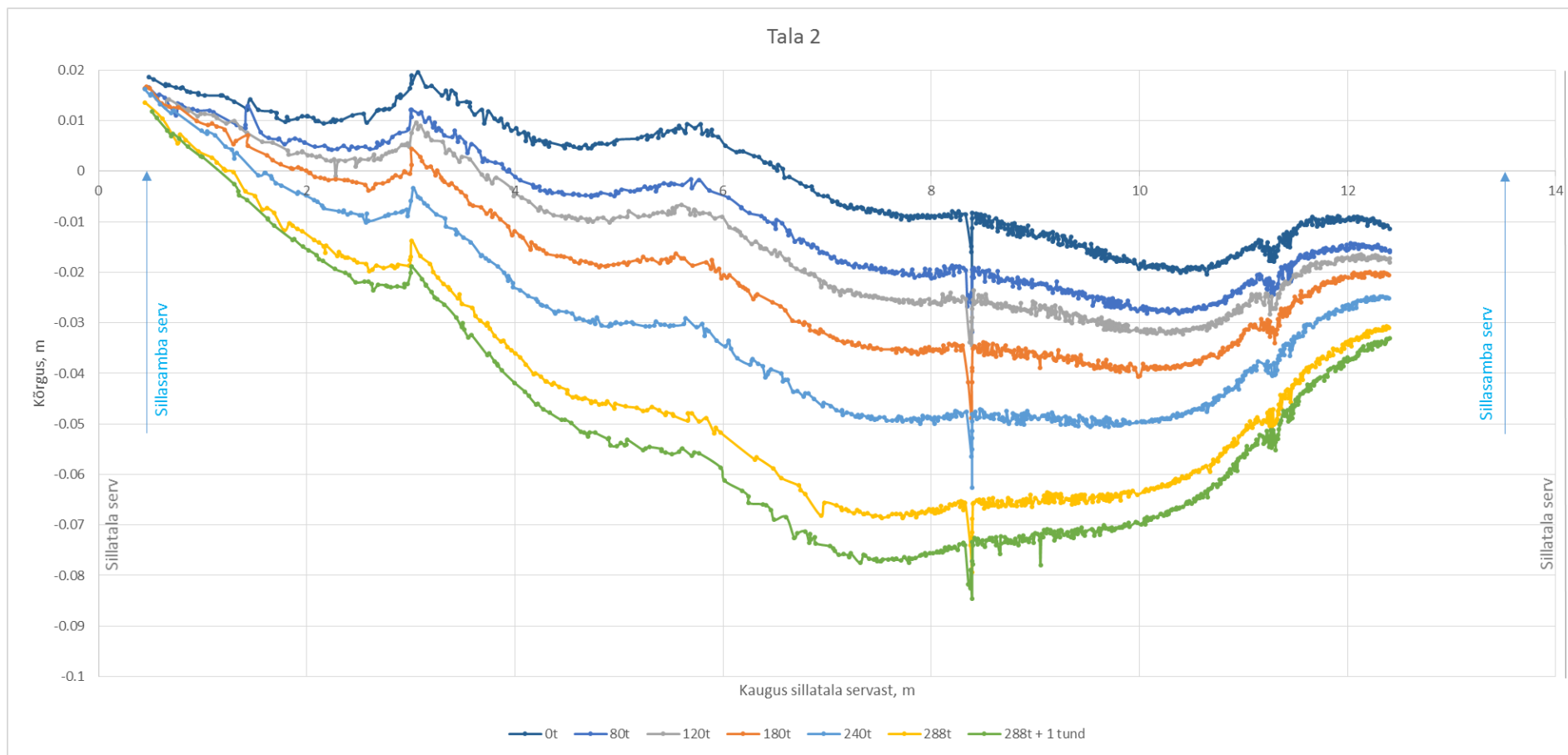
Joonis 36. Keskmise sillaava tala nr 1 deformatsioonid koormuskatsetuste ajal (vt. legendi)

Vahemikus ca. 3.5-5.5m sillatala servast murdus sillatala aluspinnalt koormamisel 120-180t ära paari cm paksune betoonriba. Selle tõttu tekkis tala aluspinnale murdekohas krobeline pind, mille tõttu punktipilvest eraldatud riba sisaldab suhteliselt suure kõrguste erinevusega punkte.

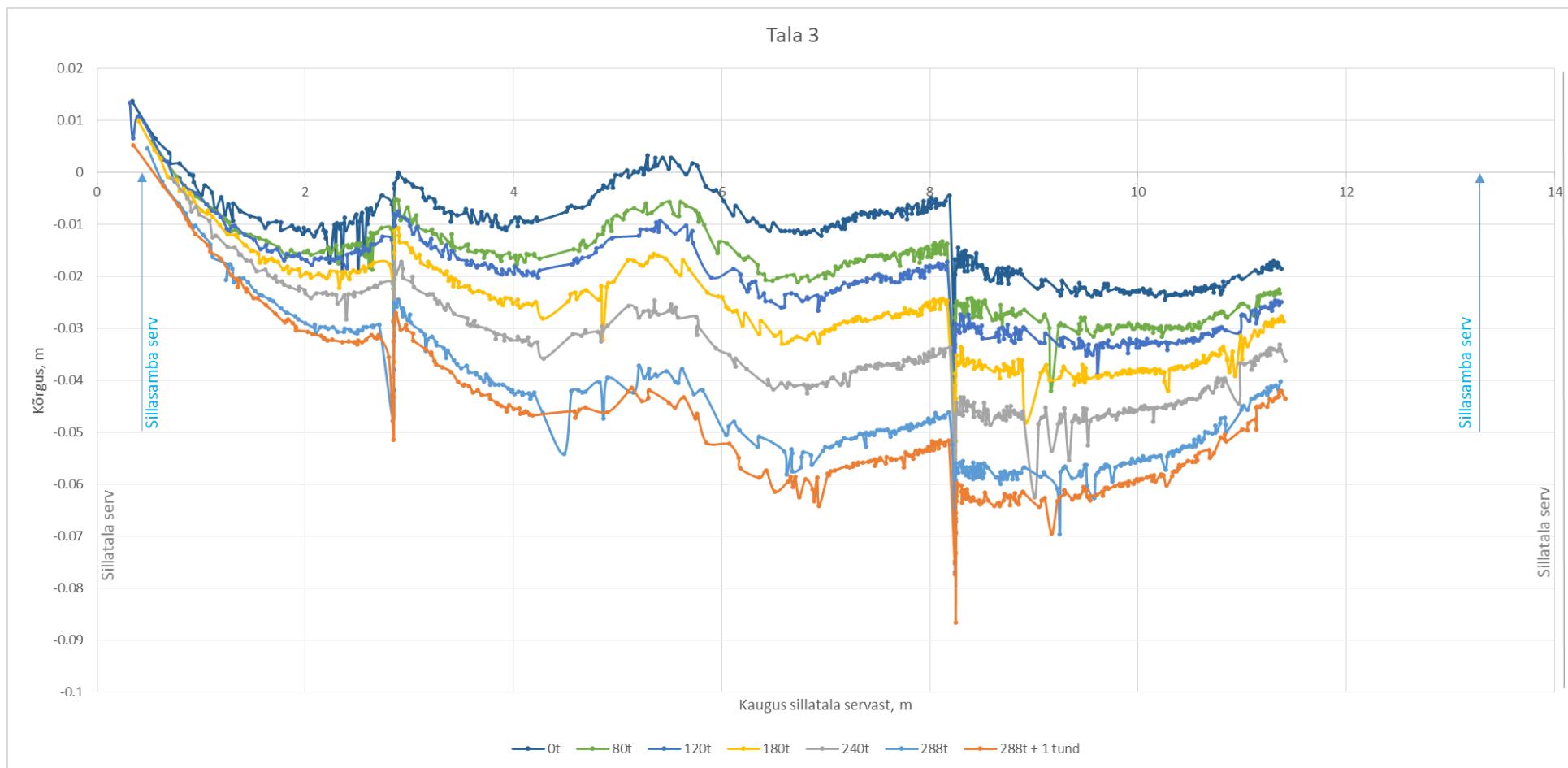
Joonise parema loetavuse huvides on järgneval joonisel (nr 37) kujutatud punktide hulka vähendatud.



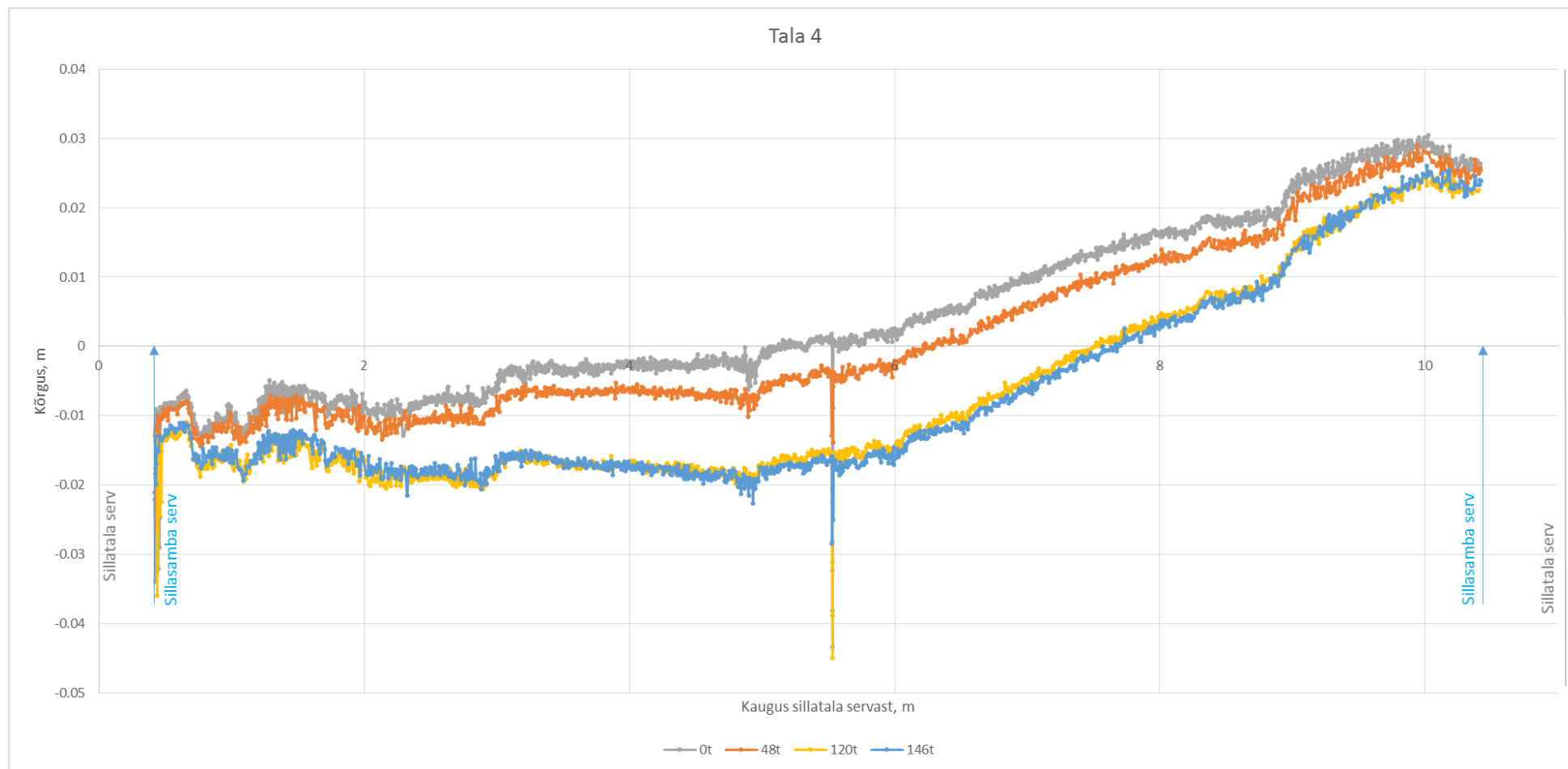
Joonis 37. Keskmise sillaava tala nr 1 deformatsioonid koormuskatsetuste ajal (vt. legendi). Müra on eemaldatud.



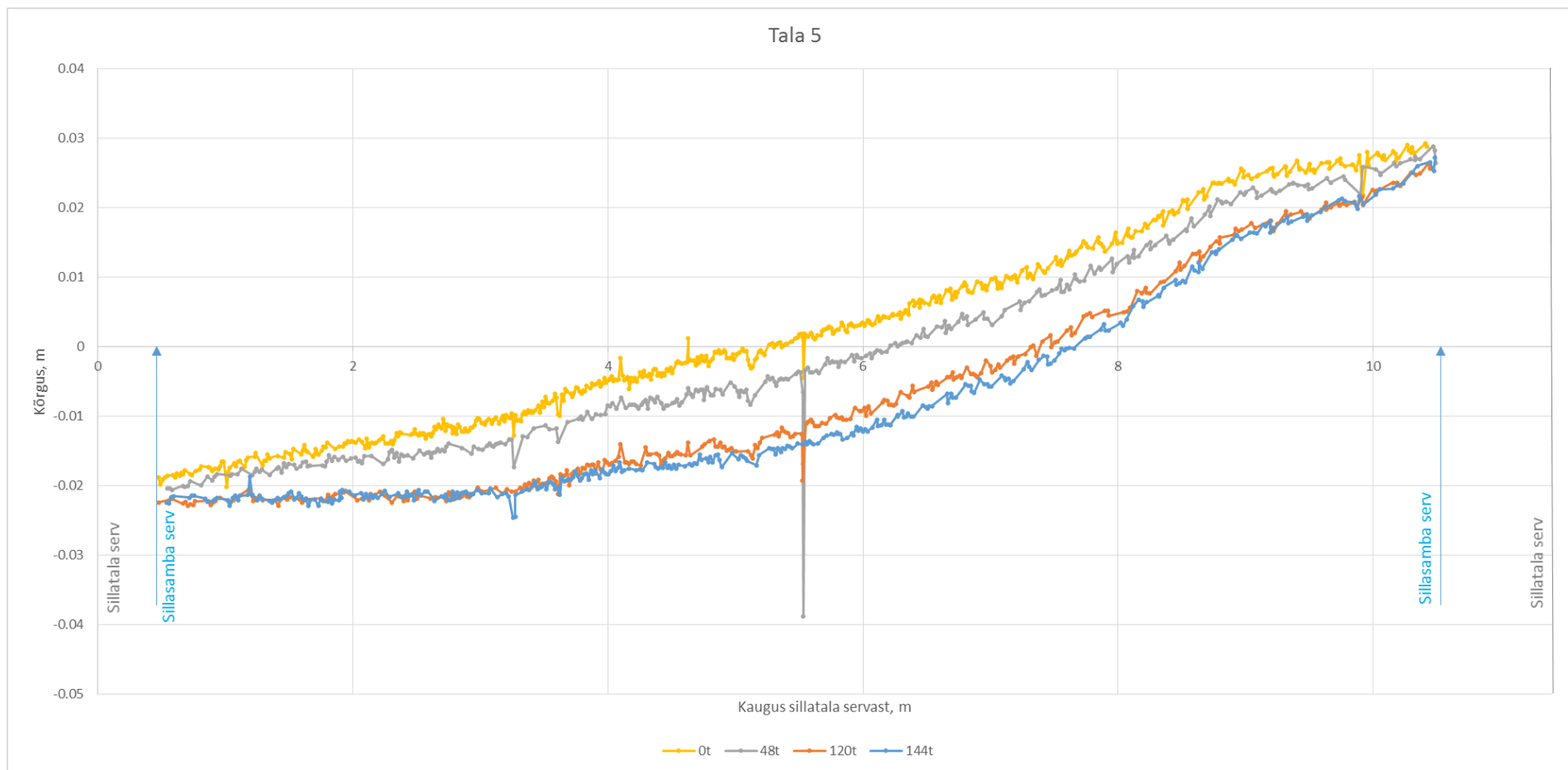
Joonis 38. Keskmise sillaava tala nr 2 deformatsioonid koormuskatsetuste ajal (vt. legendi)



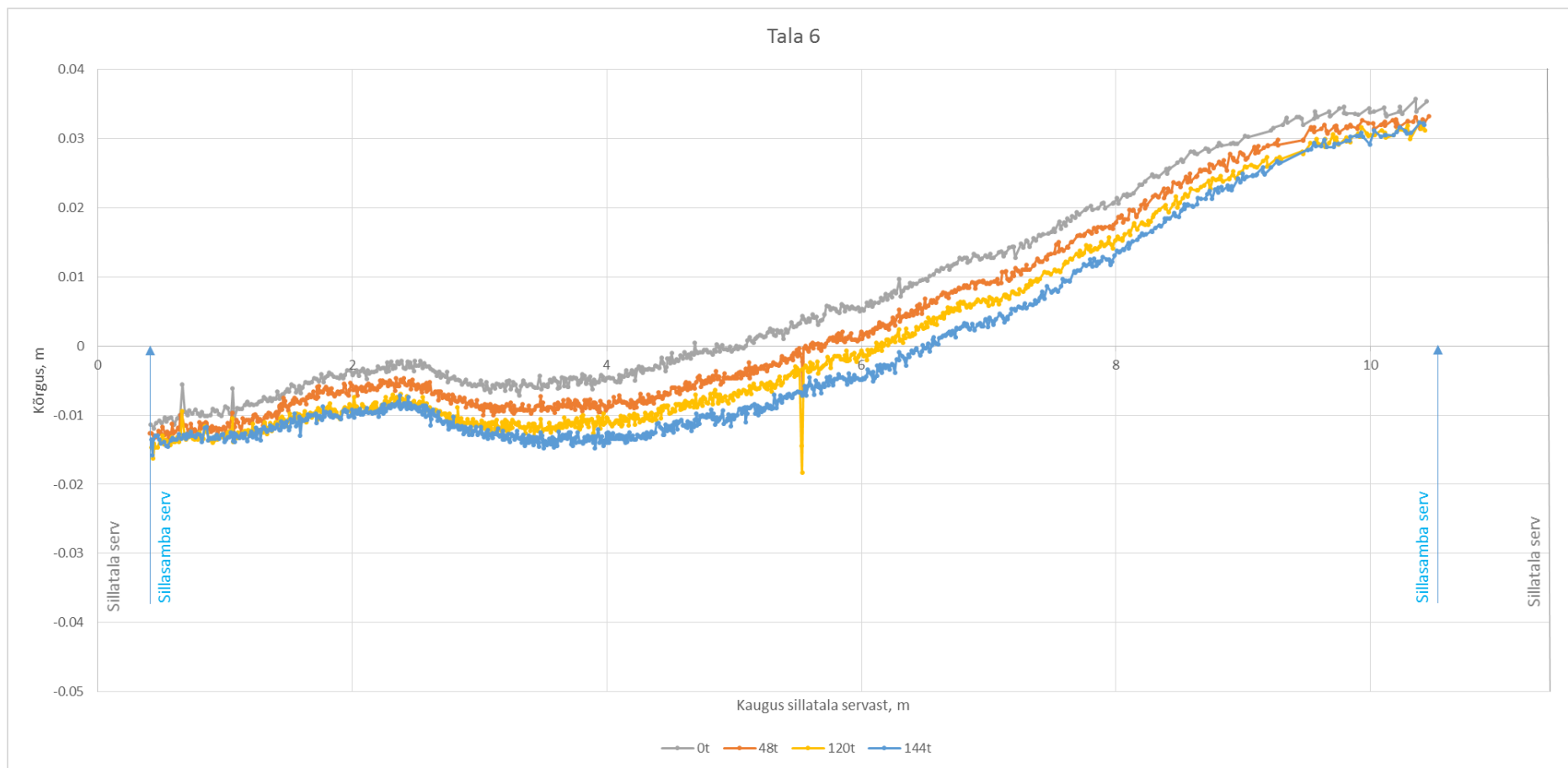
Joonis 39. Keskmise sillaava tala nr 3 deformatsioonid koormuskatsetuste ajal (vt. legendi)



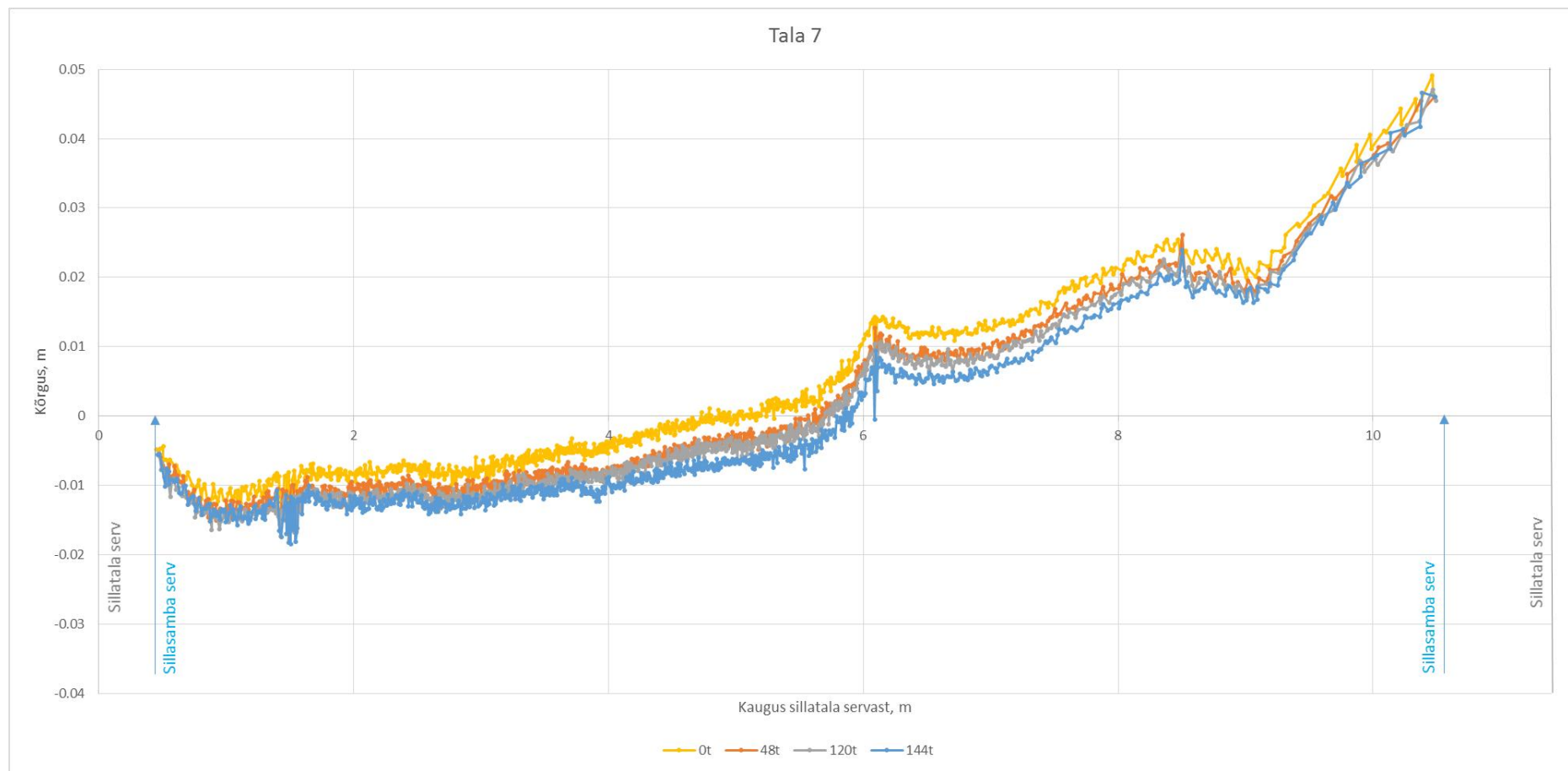
Joonis 40. Äärmise sillaava tala nr 4 deformatsioonid koormuskatsetuste ajal (vt. legendi). Vertikaalne „punktinire“ tala keskel tähistab mõõtekella kinnitustraati.



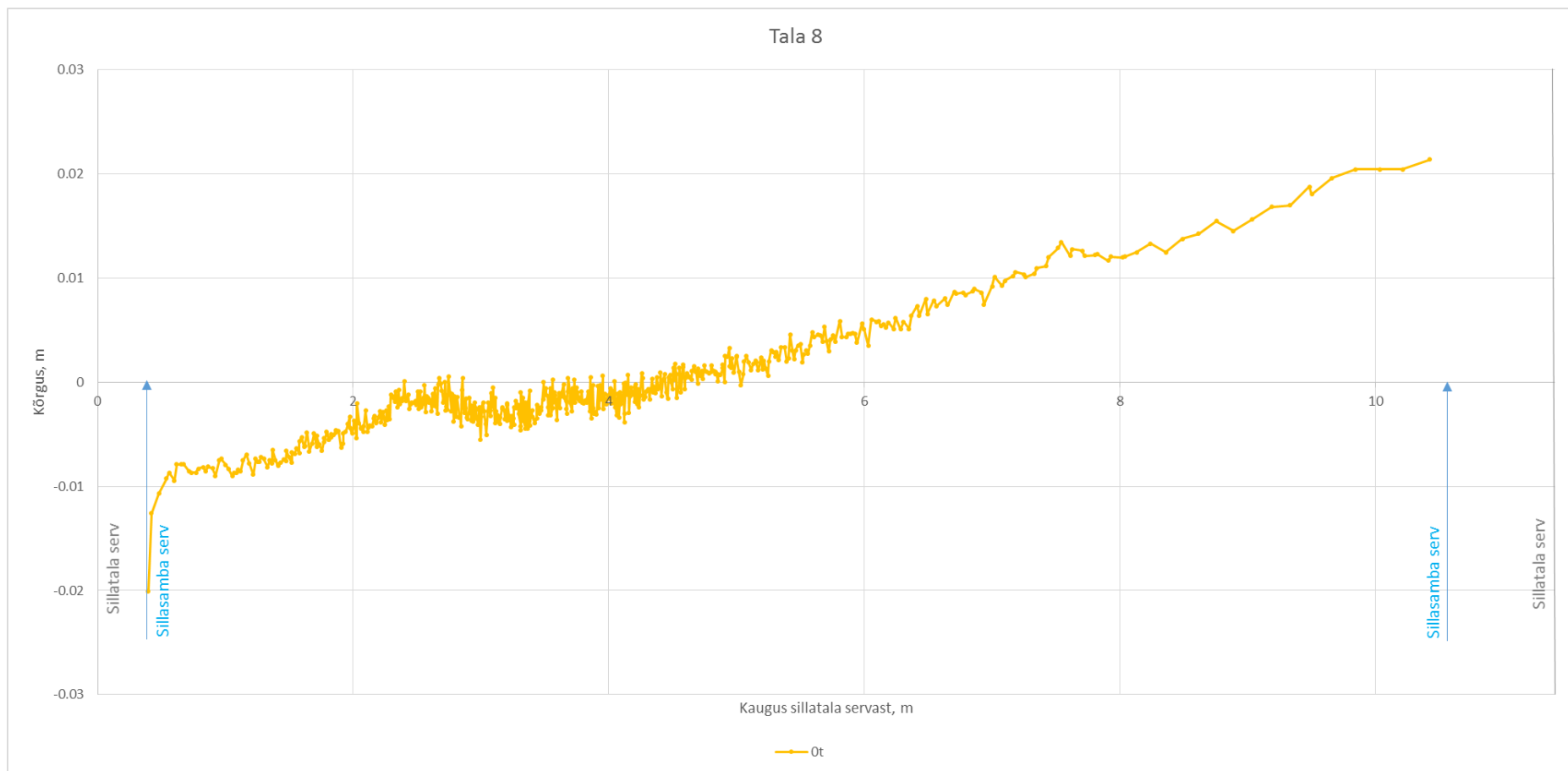
Joonis 41. Äärmise sillaava tala nr 5 deformatsioonid koormuskatsetuste ajal (vt. legendi). Vertikaalne „punktinire“ tala keskel tähistab mõõtekella kinnitustraaži.



Joonis 42. Äärmise sillaava tala nr 6 deformatsioonid koormuskatsetuste ajal (vt. legendi). Vertikaalne „punktinire“ tala keskel tähistab mõõtekella kinnitustraaži.

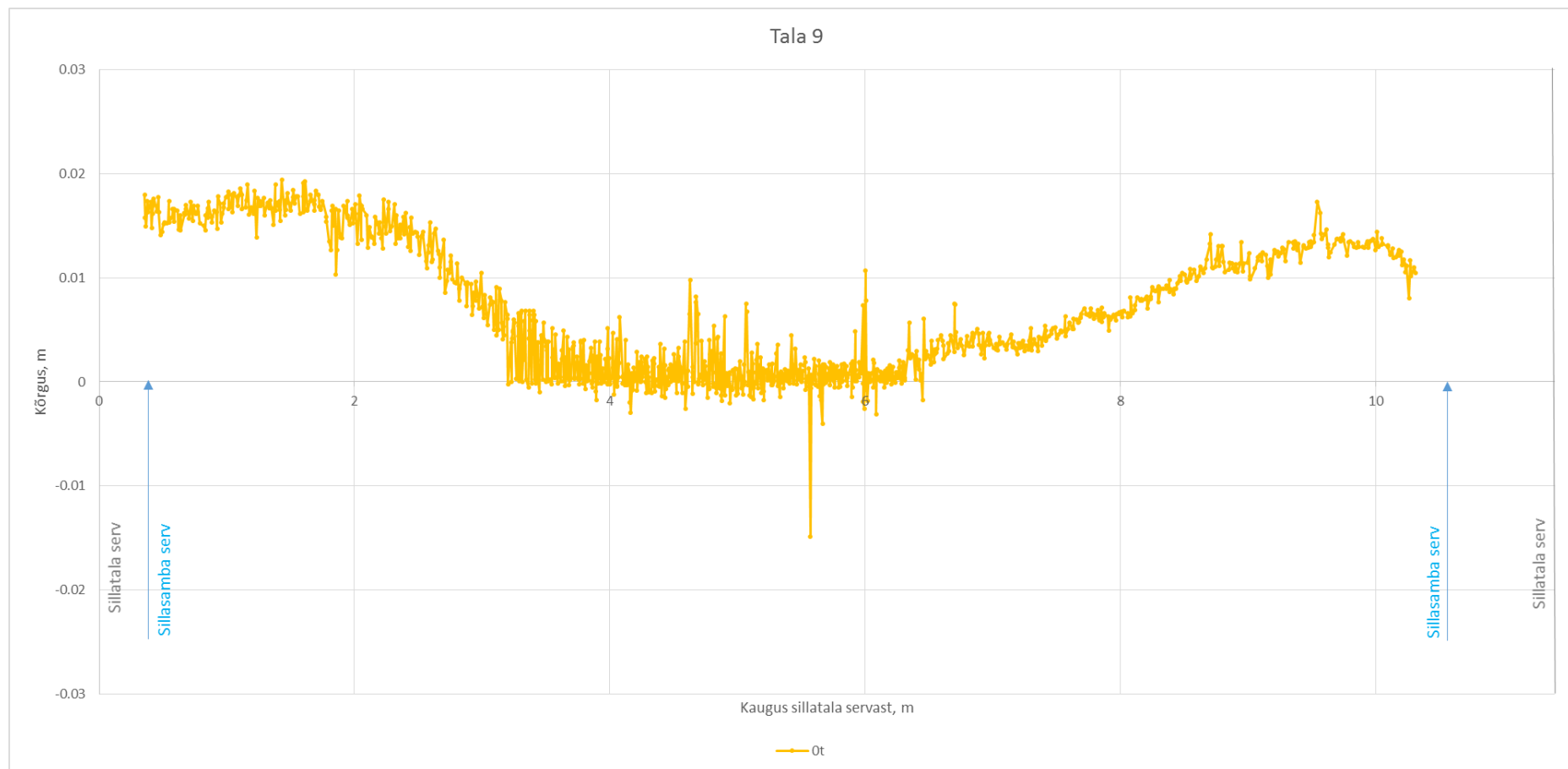


Joonis 43. Äärmise sillaava tala nr 7 deformatsioonid koormuskatsetuste ajal (vt. legendi). Vertikaalne „punktinire“ tala keskel tähistab mõõtekella kinnitustraaži.



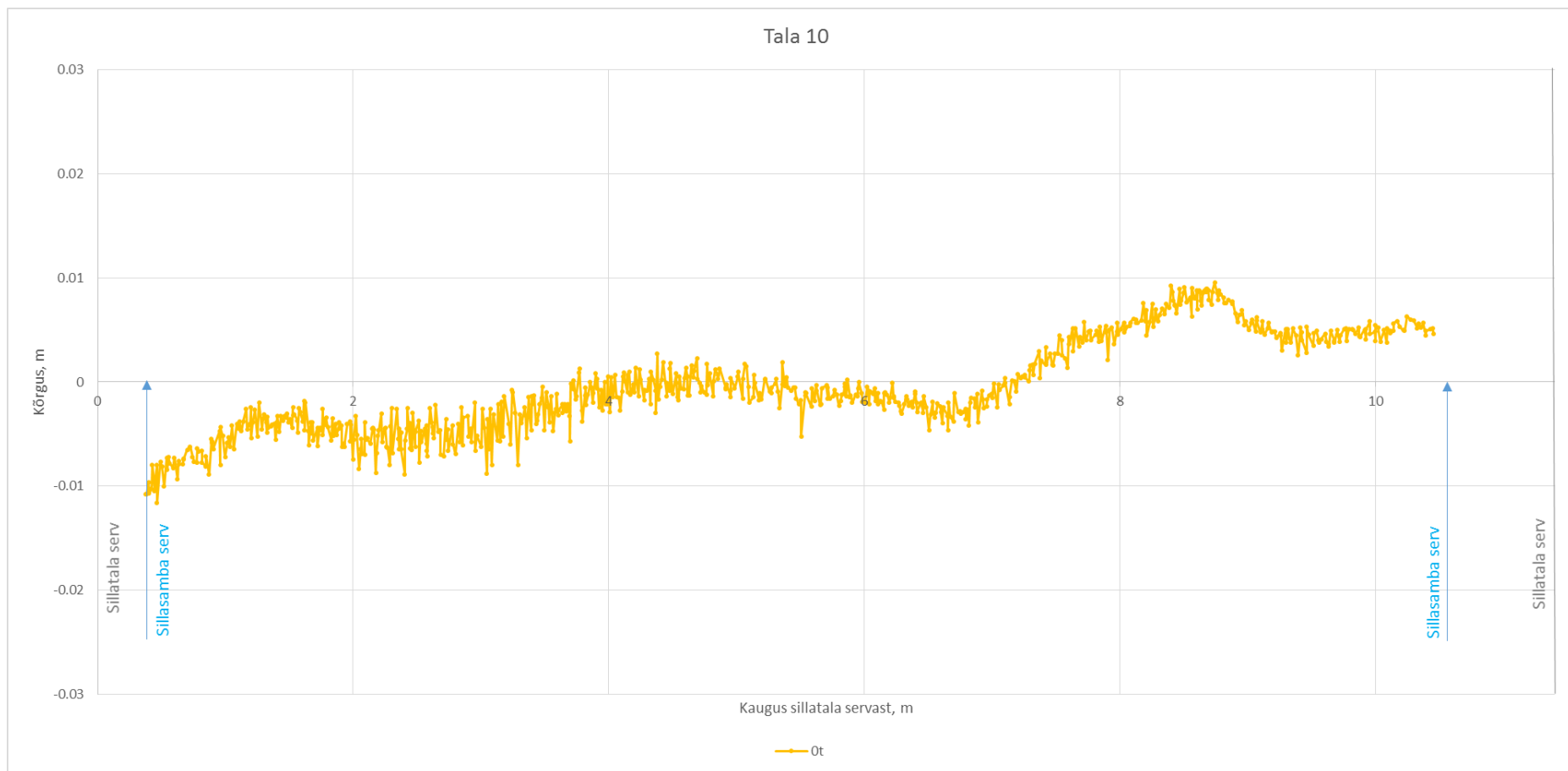
Joonis 44. Äärmise sillaava tala nr 8 profiil 1 (vt. legendi).

Tala 8 koguvajum oli max 2mm ehk jäi mõõtmistäpsuse piiresse. eega on joonisel toodud ainult 0-tsükel, et ära näidata sillatala kuju.



Joonis 45. Äärmise sillaava tala nr 9 profiil 1 (vt. legendi).

Tala 9 deformatsioonid jäid mõõtmistäpsuse piiresse, kujutatud ainult 0-tsükli.



Joonis 46. Äärmise sillaava tala nr 10 profiil I (vt. legendi).

Tala 10 deformatsioonid jäid mõõtmistäpsuse piiresse, kujutatud ainult 0-tsüklit.

Käesolevas aruandes on viiskümmend (50) järjestikku nummerdatud lehekülge.

13.11.2015