



## DVIEJŲ TARPATRAMIŲ KABAMŲJŲ VIENAJUOSČIŲ PĖSČIŲJŲ PLIENO TILTŲ KINEMATINIAI POSLINKIAI IR JŲ STABILIZAVIMAS

Giedrė Tarvydaitė<sup>1</sup>, Algirdas Juozapaitis<sup>2</sup>

Vilniaus Gedimino technikos universitetas, Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lietuva

El. paštas: <sup>1</sup>giedre.tarvydaite@vgtu.lt; <sup>2</sup>alg@vgtu.lt

Įteikta 2010 16 15; priimta 2010 11 11

**Santrauka.** Straipsnyje aptariama dviejų tarpatramių pėsčiųjų vienajuosčių tiltų kabamoji konstrukcija, turinti baigtinį lenkiamąjį standumą, analizuojama tokios konstrukcijos elgsena veikiant asimetrinėms apkrovoms. Apžvelgiami tokių tiltų laikančiųjų kabamųjų konstrukcijų kinematinės kilmės poslinkiai, pateikiamos tokių poslinkių skaičiavimo analizinės išraiškos. Nagrinėjamas kinematinės kilmės poslinkių stabilizavimo lenkiamuoju standumu veiksmingumas, pateikiama inžinerinė metodika reikiamam lenkiamajam standžiui apskaičiuoti. Pateikiami skaitinio eksperimento rezultatai.

**Reikšminiai žodžiai:** tiltai, kabamosios konstrukcijos, kinematiniai poslinkiai, baigtinis lenkiamasis standumas, poslinkių stabilizavimas.

### 1. Įvadas

Viena iš seniausiai žinomų ir iki šių dienų sėkmingai naudojamų kabamųjų pėsčiųjų tiltų konstrukcijų tipų yra vadinamosios vienajuostės kabamosios konstrukcijos (Troyano 2003; Ryall *et al.* 2000; Gimsing 1997). Šiuolaikiniuose tiltuose pagrindiniu laikančiuoju elementu taikomi didelio stiprumo plieniniai lynai arba plieniniai lakštai (Schlaich, Bergerman 1992; Michailov 2002; Strasky 2005). Vienas iš pagrindinių tokių kabamųjų konstrukcijų trūkumų yra didelis jų deformuojamumas veikiant asimetrinėms bei lokalinėms apkrovoms (Kulbach 1999; Katchurin 196; Juozapaitis, Norkus 2004). Siekiant sumažinti tokių tiltų kinematinės kilmės poslinkius ant pagrindinių laikančiųjų lynų yra įrengiami „sunkūs“ (masyvūs), dažniausiai gelžbetoniniai paklotai, arba neretai naudojamos iš anksto įtemptos gelžbetoninės konstrukcijos (Caetano, Cunha 2004; Schlaich *et al.* 1999; Atanasovski, Markovski 2002; Strasky 2005; Redfield, Strasky 2002). Pagrindinių laikančiųjų lynų įsvyriai  $f_0$  įgauna palyginti mažas reikšmes ( $f_0 \cong l/40 - l/80$ ). Būtina pažymėti, kad tai sukelia labai dideles tempimo jėgas pagrindiniuose laikančiuosiuose lynuose ir lemia šių elementų skerspjūvius bei daro įtaką tokių tiltų inkarinių pamatų masei

(Gimsing 1997; Katchurin 1969; Schlaich *et al.* 1999; Redfield, Strasky 2002).

Pastaruoju metu taikomi ir daugiaatramiai vienajuosčiai tiltai (Troyano 2003; Schlaich, Bergerman 1992; Caetano, Cunha 2004; Strasky 2005). Tokių konstrukcijų elgsena tampa sudėtingesnė. Vidurinė atrama gali pasisilinkti gulsčiaja linkme, todėl esant asimetriniam apkrovimui tai sukelia papildomų kinematinėms poslinkių, kurie gali gerokai viršyti leistinąsias reikšmes.

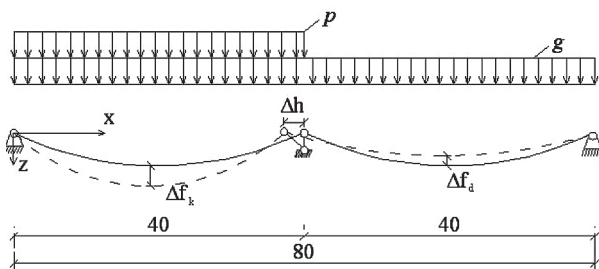
Derėtų pabrėžti, kad absoliučiai lankstus kabamasis lynas yra tik teorinė sąvoka, nes realiose konstrukcijose šie elementai turi tam tikrą skerspjūvio aukštį, o kartu ir baigtinio dydžio (nelygų nuliui) lenkiamąjį standį (Moskalev 1981; Gimsing 1997; Furst *et al.* 2003). Akivaizdu, kad pagrindinės laikančiosios tokių tiltų konstrukcijos veikiančias apkrovas perima ne tik tempimu, bet ir lenkimu (Moskalev 1981; Strasky 2005; Kulbach 2007). Yra jau žinomi kabamųjų tiltų, kuriuose, siekiant sumažinti asimetrinių bei lokaliųjų apkrovų sukeltus poslinkius, yra tikslingai naudojami vadinamieji „standūs“ lynai (Strasky 2005; Juozapaitis *et al.* 2002; Grigorjeva *et al.* 2004). Tokie laikantieji elementai, jungiantys tempiamo bei lenkiamo elementų savybes, ne tik efektyviai stabilizuoja pradinę visos kons-

trukcijos geometriją, bet leidžia „apsieiti“ be brangaus išankstinio įtempimo bei sunkaus (masyvaus) pakloto. Jiems naudojami įprastiniai valcuoti arba suvirinti plieniniai elementai. Būtina pažymėti, kad minėtoms kabamosioms konstrukcijoms projektuoti rekomenduojama naudoti lanksčiai atremtus elementus (Juozapaitis *et al.* 2006; Grigorjeva *et al.* 2004; Kulbach 2007). Daugiaatramių vienajuosčių kabamųjų tiltų konstrukcijų elgsena nėra išsamiai išnagrinėta, ypač atsižvelgiant į jų skerspjūvių lenkiamąjį standumą.

Straipsnyje aptariama dviejų tarpatramių kabamoji vienajuosčių pėsčiųjų tiltų konstrukcija, turinti baigtinį lenkiamąjį standumą. Analizuojama tokios konstrukcijos elgsena veikiant asimetrinėms apkrovoms. Apžvelgiami tokių tiltų laikančiųjų kabamųjų konstrukcijų kinematinės kilmės poslinkiai, pateikiamos tokių poslinkių skaičiavimo analitinės išraiškos. Nagrinėjamas kinematinės kilmės poslinkių stabilizavimo lenkiamuoju standumu veiksmingumas, pateikiama inžinerinė metodika reikiamam lenkiamajam standžiui apskaičiuoti. Pateikiami skaitinio eksperimento rezultatai.

## 2. Dviejų tarpatramių kabamosios konstrukcijos inžinerinis (apytikslis) kinematinė poslinkių skaičiavimas

Pagrindinis vienajuosčio kabamojo pėsčiųjų tilto laikantysis elementas – lankstus lynas – skaičiuojamas kaip geometriškai netiesinės elgsenos konstrukcija. Aptariama karpymo kabamoji, dviejų tarpatramių, simetrinio tilto konstrukcinė schema yra kraštinėse atramose lanksčiai nepaslankiai atremta, o jos vidurinė atrama – paslanki gulsčiajį linkme. Konstrukcijos tarpatramiai – po 40 m, o visas konstrukcijos ilgis – 80 m. Pradiniam kabamajam lyno išvyriui suteikiamos trys galimos reikšmės –  $f_0 = L/50 = 0,8$ ,  $f_0 = L/40 = 1,0$  ir  $f_0 = L/32 = 1,25$ . Laikančiojo elemento skaičiuojamoji schema pateikta 1 pav.



1 pav. Dviejų tarpatramių karpytosios konstrukcijos skaičiuojamoji schema

Fig. 1. The computation scheme of the two-span cut structure

Skaičiuojant vienajuosčių kabamąjį tiltą daroma prielaida, kad jo laikantysis lynas yra absoliučiai lankstus, t. y. neturi lenkiamojo standumo  $EI$ . Veikiamas savojo svorio lankstus lynas įgauna formą, artimą kvadratinei parabolėi. Apkrovus lyną sutelktąją apkrova, jis keičia savo pradinę formą, t. y. atsiranda kinematinė poslinkių. Pažymėtina, kad lyno kreivumo prieaugis nuo kinematinė poslinkių yra didesnis nei nuo tamprųjų deformacijų, t. y. bendram lyno deformatyvumui kinematiniai poslinkiai yra pavojingesni už lyno tamprąsias deformacijas. Vienajuosčio tilto kinematinė poslinkių analizei parengta inžinerinė (apytikslis) skaičiavimo metodika.

Iš kabamojo lyno ilgių pusiausvyros sąlygos ( $s_k = s_d$ ) apskaičiuojamas vidurinės atramos horizontalus kinematinis poslinkis:

$$\Delta h = \frac{4}{3 \cdot L} \left[ (f_0 + \Delta f_k)^2 - (f_0 + \Delta f_d)^2 \right], \quad (1)$$

čia:  $L$  – tarpatramio ilgis;  $\Delta f_k$  – vertikalusis kinematinis poslinkis pirmo (kairiojo) tarpatramio viduryje;  $\Delta f_d$  – vertikalusis kinematinis poslinkis antro (dešiniojo) tarpatramio viduryje.

Minėtų tarpatramių ilgiai, esant asimetriniam apkrovimui, yra lygūs:

$$s_k = L - \Delta h + \frac{8}{3} \frac{(f_0 + \Delta f_k)^2}{L}, \quad (2)$$

$$s_d = L + \Delta h + \frac{8}{3} \frac{(f_0 + \Delta f_d)^2}{L}. \quad (3)$$

Skėtimo jėga, veikianti pirmame (kairiajame) tarpatramyje:

$$H_k = \frac{(p + g) \cdot L^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f_k)}, \quad (4)$$

čia:  $p$  – laikinoji apkrova;  $g$  – nuolatinė apkrova.

Skėtimo jėga, veikianti antrame (dešiniajame) tarpatramyje:

$$H_d = \frac{g \cdot L^2}{8 \cdot (f_0 + \Delta f_d)}. \quad (5)$$

Iš skėtimo jėgų pusiausvyros sąlygos ( $H_k = H_d$ ) apskaičiuojamas pirmo (kairiojo) tarpatramio vertikalusis kinematinis poslinkis:

$$\Delta f_k = -f_0 + \frac{(p + g) \cdot (f_0 + \Delta f_d)}{g}. \quad (6)$$

Pasitelkus geometrines lygtis nustatomas antrojo (dešiniojo) tarpatramio vertikalusis kinematinis poslinkis:

$$\Delta f_d = -f_0 + \frac{g \cdot \sqrt{f_0^2 + \frac{3}{8} \cdot L \cdot \Delta h}}{(p + g)}. \quad (7)$$

Atliekant dviejų tarpatramių konstrukcijų skaitinę analizę, tolygiai išskirstytos asimetrinės apkrovos reikšmės imtos atsižvelgiant į laikinosios ir nuolatinės apkrovų santykio  $\gamma$  kitimo diapazoną (1 lentelė).

Gauti nagrinėjamos konstrukcijos skaičiavimo rezultatai pateikti 2 lentelėje.

**1 lentelė.** Laikinosios ir nuolatinės apkrovos reikšmės, atsižvelgiant į koeficientą  $\gamma$

**Table 1.** The values of the temporal and permanent loads taking into consideration the coefficient  $\gamma$

$\gamma$	$p$ , kN/m	$g$ , kN/m
0,5	6	12
1	10	10
2	15	7,5
3	18	6

### 3. Dviejų tarpatramių kabamosios konstrukcijos skaitinė kinematinė poslinkių analizė

Skaitinei analizei pasirinktos kraštinėse atramos lankščiai nepaslankiai atremtos dviejų tarpatramių karpytosios konstrukcijos, kurių tarpatramiai – po 40 m, o visas konstrukcijos ilgis – 80 m, pradiniai lyno

išvyriai atitinkamai  $f_0 = L/50 = 0,8$ ,  $f_0 = L/40 = 1,0$  ir  $f_0 = L/32 = 1,25$ . Laikančiojo elemento skaičiuojamoji schema pateikta 1 pav.

Skaičiuojant programa *Cosmos/M* kiekvieno tarpatramio laikantysis elementas buvo sudarytas iš 80 tiesių baigtinių elementų. Tolygiai išskirstyta apkrova buvo pakeista taškuose (mazguose) pridėtomis centruotomis jėgomis.

Atliekant karpytos dviejų tarpatramių konstrukcijos skaitinę analizę, tolygiai išskirstytos asimetrinės apkrovos reikšmės imtos atsižvelgiant į laikinosios ir nuolatinės apkrovų santykio  $\gamma$  kitimo diapazoną (1 lentelė), kaip ir skaičiuojant pagal inžinerines formules.

Gauti nagrinėjamos konstrukcijos skaičiavimo rezultatai pateikti 2 lentelėje.

Rezultatų, pateiktų 2 lentelėje, analizė parodo, kad vertikalieji kinematiniai poslinkiai (pirmo ir antro tarpatramio viduryje) ir vidurinės atramos horizontalusis poslinkis ( $\Delta h$ ), apskaičiuoti pagal pateiktas inžinerines formules ir gauti programa *Cosmos/M*, praktiškai sutampa. Didžiausios paklaidos sudaro tik apie 0,82 % (skaičiuojant antrojo tarpatramio vertikalius kinematinis poslinkius tarpatramio viduryje).

**2 lentelė.** Programa *Cosmos/M* (C) ir inžinerinio skaičiavimo (A) gautos kinematinė poslinkių reikšmės

**Table 2.** The *Cosmos/M* program (C) and the kinematic displacement values received after engineering calculation (A)

$f_0$	$\gamma$	$\Delta f_1$		%	$\Delta h$		%	$\Delta f_2$		%
		C	A		C	A		C	A	
0,8	0,5	-0,1413	-0,1414	0,07	-0,01633	-0,01641	0,49	0,1714	0,1724	0,58
	1	-0,2124	-0,2119	0,24	-0,02558	-0,02560	0,08	0,2938	0,2940	0,07
	2	-0,2735	-0,2733	0,07	-0,03407	-0,03413	0,18	0,4412	0,4422	0,23
	3	-0,2979	-0,2976	0,10	-0,03761	-0,03764	0,08	0,5248	0,5256	0,15
	4	-0,3098	-0,3094	0,13	-0,03935	-0,03938	0,08	0,5773	0,5781	0,14
1,0	0,5	-0,1766	-0,1767	0,06	-0,02552	-0,02564	0,47	0,2142	0,2155	0,60
	1	-0,2651	-0,2649	0,08	-0,03992	-0,04000	0,20	0,3667	0,3675	0,22
	2	-0,3415	-0,3416	0,03	-0,05319	-0,05333	0,26	0,5510	0,5528	0,33
	3	-0,3721	-0,3720	0,03	-0,05871	-0,05882	0,19	0,6555	0,6570	0,23
	4	-0,3869	-0,3867	0,05	-0,06144	-0,06153	0,15	0,7212	0,7227	0,21
1,25	0,5	-0,3952	-0,3950	0,05	-0,06298	-0,06306	0,13	0,7653	0,7670	0,22
	1	-0,2204	-0,2209	0,23	-0,03975	-0,04006	0,77	0,2672	0,2694	0,82
	2	-0,3305	-0,3311	0,18	-0,06218	-0,06250	0,51	0,4576	0,4594	0,39
	3	-0,4256	-0,4270	0,33	-0,08292	-0,08333	0,49	0,6878	0,6910	0,46
	4	-0,4639	-0,4650	0,24	-0,09155	-0,09191	0,39	0,8186	0,8213	0,33
1,25	5	-0,4825	-0,4834	0,19	-0,09582	-0,09615	0,34	0,9008	0,9033	0,28
	5	-0,4929	-0,4937	0,16	-0,09823	-0,09853	0,30	0,9571	0,9594	0,24

#### 4. Dviejų tarpatramių kabamosios konstrukcijos kinematinį poslinkių stabilizavimo lenkiamuoju standumu inžinerinis skaičiavimas

Vienas iš veiksmingiausių būdų sumažinti kabamojo lyno kinematinės kilmės poslinkius – suteikti jam lenkiamąjį standį  $kL$ , kuris yra lygus:

$$kL = \frac{H}{EI}. \quad (8)$$

Vienajuosčio kabamojo tilto su baigtinio lenkiamojo standumo lynais supaprastintas inžinerinis skaičiavimo metodas pagal deformuotą schemą pateiktas toliau. Siekiant „pašalinti“ lyno tampriųjų deformacijų įtaką, imamas atitinkamai padidintas skerspjūvio plotas.

Iš skėtimo jėgų pusiausvyros sąlygos ( $H_k = H_d$ ) apskaičiuojamas pirmojo (kairiojo) tarpatramio vertikalūs kinematinis poslinkis:

$$\Delta f_k = \frac{5 \cdot (p+g) \cdot L^4 \cdot (f_0 + \Delta f_d) - 5 \cdot g \cdot L^4 \cdot f_0}{5 \cdot (p+g) \cdot L^4 + 384 \cdot EI \cdot f_0} + \frac{384 \cdot EI \cdot f_0 \cdot \Delta f_d}{5 \cdot (p+g) \cdot L^4 + 384 \cdot EI \cdot f_0}, \quad (9)$$

čia  $EI$  – lenkiamasis standumas.

Pasitelkus geometrines lygtis nustatomas antrojo (dešiniojo) tarpatramio kinematinis poslinkis:

$$\Delta f_d = \frac{5 \cdot g \cdot L^4 \cdot \sqrt{f_0^2 + \frac{3}{8} \cdot L \cdot \Delta h} - 5 \cdot (p+g) \cdot L^4 \cdot f_0}{5 \cdot (p+g) \cdot L^4 + 384 \cdot EI \cdot f_0} + \frac{384 \cdot EI \cdot f_0 \cdot \left( \sqrt{f_0^2 + \frac{3}{8} \cdot L \cdot \Delta h} - f_0 \right)}{5 \cdot (p+g) \cdot L^4 + 384 \cdot EI \cdot f_0}. \quad (10)$$

Minėtų tarpatramių skėtimo jėgos, esant asimetriam apkrovimui, yra lygus:

$$H_k = \frac{(p+g) \cdot L^2}{8} - \frac{48 \cdot EI \cdot \Delta f_k}{5 \cdot L^2}. \quad (11)$$

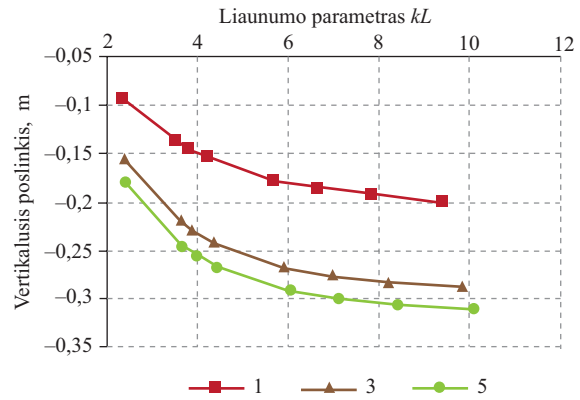
$$H_d = \frac{g \cdot L^2}{8} - \frac{48 \cdot EI \cdot \Delta f_d}{5 \cdot L^2}. \quad (12)$$

Gauti dviejų tarpatramių konstrukcijos skaičiavimo rezultatai, kai pradinis išvyris  $f_0 = 0,8$  ir apkrovų santykis  $\gamma$  lygus 1, 3, 5 (1 pav.), pateikti 2–4 pav.

Gautų rezultatų analizė parodo, kad vertikalieji kinematiniai poslinkiai (pirmo ir antro tarpatramio viduryje) ir vidurinės atramos horizontalūs poslinkiai

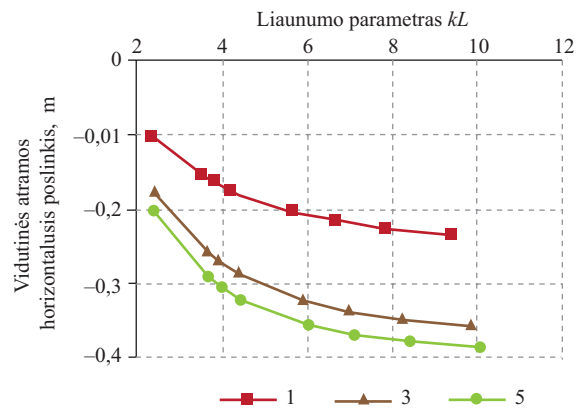
didėjant laikinosios ir nuolatinės apkrovų santykiui  $\gamma$  atitinkamai didėja.

Gauti dviejų tarpatramių konstrukcijos skaičiavimo rezultatai, kai laikinosios ir nuolatinės apkrovos santykis  $\gamma = 1$ , pateikti 3 lentelėje.



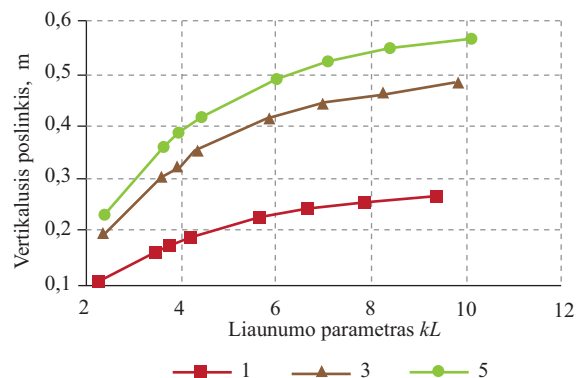
2 pav. Dviejų tarpatramių konstrukcijos pirmo (kairiojo) tarpatramio vertikalieji kinematiniai poslinkiai

Fig. 2. The vertical displacements of the first span of the two-span structure



3 pav. Dviejų tarpatramių konstrukcijos vidurinės atramos horizontalieji kinematiniai poslinkiai

Fig. 3. The horizontal displacements of the middle bearer of the two-span structure



4 pav. Dviejų tarpatramių konstrukcijos antrojo (dešiniojo) tarpatramio vertikalieji kinematiniai poslinkiai

Fig. 4. The vertical displacements of the second span of the two-span structure

**3 lentelė.** Programa *Cosmos/M* (C) ir inžinerinio skaičiavimo (A) gautos kinematinųjų poslinkių reikšmės

**Table 3.** The *Cosmos/M* program (C) and the kinematic displacement values received after engineering calculation (A)

$f_0$	$kL$	$\Delta f_1$		%	$\Delta h$		%	$\Delta f_2$		%
		C	A		C	A		C	A	
0,8	9,42	-0,1991	-0,1966	1,26	-0,0233	-0,02354	1,03	0,2657	0,2644	0,49
	7,87	-0,1934	-0,1906	1,45	-0,02247	-0,02275	1,25	0,2550	0,2534	0,63
	6,66	-0,1862	-0,1832	1,61	-0,02147	-0,02178	1,44	0,2419	0,2402	0,70
	5,68	-0,1772	-0,1742	1,69	-0,02027	-0,02060	1,63	0,2265	0,2247	0,80
	4,22	-0,1546	-0,1518	1,81	-0,01737	-0,01773	2,07	0,1898	0,1884	0,74
	3,78	-0,1445	-0,1419	1,80	-0,01612	-0,01648	2,23	0,1744	0,1733	0,63
	3,50	-0,1367	-0,1343	1,76	-0,01517	-0,01553	2,37	0,1629	0,1620	0,55
	2,32	-0,09272	-0,0911	1,75	-0,00998	-0,01027	2,95	0,1029	0,1029	0,00
1,0	8,43	-0,2439	-0,2413	1,07	-0,03557	-0,03605	1,35	0,3241	0,3223	0,56
	7,04	-0,2352	-0,2322	1,28	-0,03404	-0,03456	1,53	0,3082	0,3060	0,71
	5,96	-0,2244	-0,2213	1,38	-0,03221	-0,03277	1,74	0,2892	0,2870	0,76
	5,08	-0,2113	-0,2083	1,42	-0,03007	-0,03066	1,96	0,2672	0,2651	0,79
	3,77	-0,1795	-0,1769	1,45	-0,02507	-0,02567	2,39	0,2174	0,2158	0,74
	3,38	-0,1659	-0,1635	1,45	-0,02300	-0,02359	2,57	0,1974	0,1962	0,61
	3,13	-0,1556	-0,1534	1,41	-0,02145	-0,02203	2,70	0,1828	0,1817	0,60
	2,08	-0,1006	-0,0994	1,19	-0,01348	-0,01391	3,19	0,1106	0,1104	0,18
1,25	7,53	-0,2975	-0,2949	0,87	-0,05401	-0,05495	1,74	0,3927	0,3908	0,48
	6,29	-0,2843	-0,2815	0,99	-0,05120	-0,05219	1,93	0,3693	0,3670	0,62
	5,32	-0,2684	-0,2655	1,08	-0,04792	-0,04895	2,15	0,3422	0,3399	0,67
	4,54	-0,2496	-0,2468	1,12	-0,04416	-0,04520	2,36	0,3117	0,3095	0,71
	3,37	-0,2060	-0,2037	1,12	-0,03574	-0,03672	2,74	0,2457	0,2442	0,61
	3,02	-0,1881	-0,1861	1,06	-0,03239	-0,03333	2,90	0,2204	0,2192	0,54
	2,79	-0,1748	-0,1730	1,03	-0,02994	-0,03084	3,01	0,2022	0,2012	0,50
	1,85	-0,1080	-0,1071	0,83	-0,01800	-0,01862	3,44	0,1174	0,1172	0,17

Iš gautų rezultatų (3 lentelė) matyti, kad vertikalieji kinematiniai poslinkiai (pirmo ir antro tarpatriamo viduryje) ir vidurinės atramos horizontalūs poslinkis ( $\Delta h$ ), apskaičiuoti pagal pateiktas inžinerines formules ir gauti programa *Cosmos/M*, praktiškai sutampa. Didžiausios paklaidos sudaro tik apie 3 %.

**5. Dviejų tarpatriamųjų kabamosios konstrukcijos kinematinųjų poslinkių stabilizavimo lenkiamuoju standumu analizė**

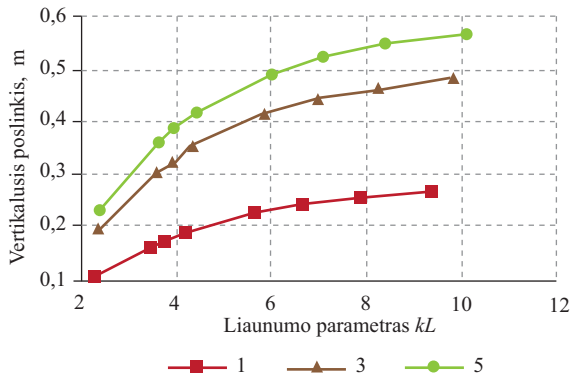
Konstrukcijos elgsenos analizei taikoma programa *Cosmos/M*. Laikantysis dviejų tarpatriamųjų elementas buvo sudarytas iš 160 tiesių baigtinių elementų. Tolygiai išskirstyta apkrova buvo pakeista taškuose (mazguose) pridėtomis centruotomis jėgomis. Siekiant „pašalinti“ lyno tampriųjų deformacijų įtaką, imtas atitinkamai padidintas skerspjūvio plotas.

Nagrinėjamos konstrukcijos vertikaliųjų kinematinųjų poslinkių (pirmo ir antro tarpatriamo viduryje)

ir vidurinės atramos horizontalaus poslinkio stabilizavimo rezultatai, kai pradinis išsvyris  $f_0 = 0,8$  ir apkrovų santykis  $\gamma$  lygus 1, 3, 5, pateikti 5–7 pav.

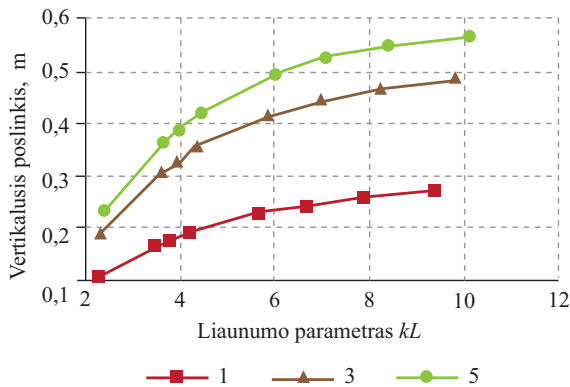
Kaip matyti iš 5 pav., kad didėjant lenkiamajam standumui, mažėja konstrukcijos pirmo tarpatriamo vertikalus kinematiniai poslinkiai. Kai  $f_0 = 0,8$  m,  $\gamma = 1$  ir  $kL = 9,24$  stabilizuojama tik 6,26 % kinematinųjų poslinkių. Padidinus lenkiamąjį standumą, t. y. kai  $kL = 2,3$  stabilizavimo efektas išauga, pirmojo tarpatriamo poslinkiai sumažėja iki 56,35 %. Kintant laikinosios ir nuolatinės apkrovos santykiui  $\gamma$  nuo 1 iki 5, stabilizavimo efektyvumas santykinai mažėja. Didėjant konstrukcijos pradiniam išsvyriui  $f_0$  vertikaliųjų kinematinųjų poslinkių stabilizavimo efektyvumas didėja, t. y. kai  $f_0 = 1,0$  m,  $\gamma = 1$  ir  $kL = 8,24$ , stabilizuojama 8,00 % kinematinųjų poslinkių, o kai  $kL = 2,07$ , stabilizavimo procentas išauga iki 62,05 %.

Iš 6 pav. matyti, kad didėjant lenkiamajam standumui, nagrinėjamos konstrukcijos vidurinės atramos



5 pav. Dviejų tarpatramių konstrukcijos pirmo (kairiojo) tarpatramio vertikaliųjų poslinkių stabilizavimas

Fig. 5. The stabilization of the vertical displacements of the first span of the two-span structure

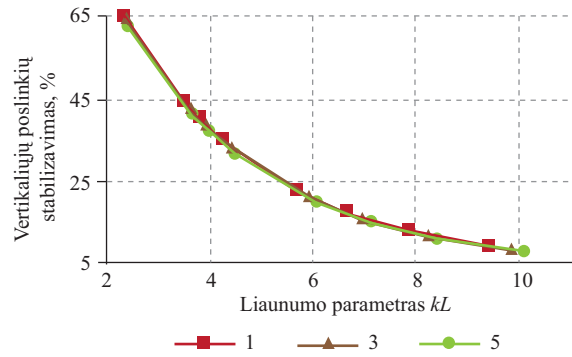


6 pav. Dviejų tarpatramių konstrukcijos vidurinės atramos horizontaliųjų poslinkių stabilizavimas

Fig. 6. The stabilization of the horizontal displacements of the middle bearer of the two-span structure

horizontalūs kinematiniai poslinkiai santykinai mažėja. Kai  $f_0 = 0,8 \text{ m}$ ,  $\gamma = 1$  ir  $kL = 9,42$  stabilizuojama tik 8,91 % kinematinųjų poslinkių, o kai  $kL = 2,3$ , stabilizavimo efektyvumas išauga iki 61,00 %. Kintant laikinosios ir nuolatinės apkrovos santykiui  $\gamma$  nuo 1 iki 5, stabilizavimo efektyvumas santykinai mažėja. Didėjant konstrukcijos pradiniam išvyriui horizontaliųjų kinematinųjų poslinkių stabilizavimo efektyvumas didėja, t. y. kai  $f_0 = 1,0 \text{ m}$ ,  $\gamma = 1$  ir  $kL = 8,42$  stabilizuojama 10,90 % kinematinųjų poslinkių, o kai  $kL = 2,07$ , stabilizavimo procentas išauga iki 66,23 %.

Iš 7 pav. akivaizdu, kad, didėjant lenkiamajam standumui, mažėja nagrinėjamos konstrukcijos antro tarpatramio vertikalieji kinematiniai poslinkiai. Kai  $f_0 = 0,8 \text{ m}$ ,  $\gamma = 1$  ir  $kL = 9,42$  stabilizuojama tik 9,56 % kinematinųjų poslinkių, o kai  $kL = 2,3$ , stabilizavimo efektyvumas išauga iki 64,98 %. Kintant laikinosios ir nuolatinės apkrovos santykiui  $\gamma$  nuo 1 iki 5, stabilizavimo efektyvumas praktiškai nekinta. Didėjant kons-



7 pav. Dviejų tarpatramių konstrukcijos antrojo (dešiniojo) tarpatramio vertikaliųjų poslinkių stabilizavimas

Fig. 7. The stabilization of the vertical displacements of the second span of the two-span structure

trukcijos pradiniam išvyriui vertikaliųjų kinematinųjų poslinkių stabilizavimo efektyvumas didėja, t. y. kai  $f_0 = 1,0 \text{ m}$ ,  $\gamma = 1$  ir  $kL = 8,42$ , stabilizuojama 11,62 % kinematinųjų poslinkių, o kai  $kL = 2,07$ , stabilizavimo efektas išauga iki 69,84 %.

## 6. Kabamosios konstrukcijos lenkiamąjį standumą nustatymas atsižvelgiant į eksploatacines sąlygas

Nustatant lenkiamąjį standumą tariama, kad lyno ašinis standis  $EA \rightarrow \infty$ .

Iš skėtimo jėgų pusiausvyros sąlygos ( $H_k = H_d$ ) apskaičiuojamas reikiamas lenkiamasis standumas, kai  $\Delta f_k \leq f_u$ , t. y. imame pirmo (kairiojo) tarpatramio vertikaliųjų kinematinųjų poslinkį ( $\Delta f_k$ ), lygų ribiniam poslinkiui ( $f_u$ ). Pirmojo ir antrojo tarpatramio skėtimo jėgos apskaičiuojamos pagal (11) ir (12) formules. Laikančiojo elemento lenkiamasis standumas lygus:

$$EI = \frac{5 \cdot g \cdot L^4 \cdot (f_0 + \Delta f_k) - 5 \cdot L^4 \cdot (p + g) \cdot (f_0 + \Delta f_d)}{384 \cdot \Delta f_d \cdot (f_0 + \Delta f_k) - 384 \cdot \Delta f_k \cdot (f_0 + \Delta f_d)}. \quad (13)$$

Iš kabamojo lyno ilgių pusiausvyros sąlygos ( $s_0 = s_k$ ) apskaičiuojamas vidurinės atramos horizontalusis poslinkis:

$$\Delta h = \frac{8}{3} \cdot \frac{(f_0 + \Delta f_k)^2 - f_0^2}{L}. \quad (14)$$

Antrojo (dešiniojo) tarpatramio vertikalūs poslinkis tarpatramio viduryje randamas iš sąlygos  $s_k + s_d = 2 \cdot s_0$ . Pirmo ir antro tarpatramio kabamojo lyno ilgiai apskaičiuojami pagal 2 ir 3 formules. Antrojo (dešiniojo) tarpatramio vertikalūs poslinkis viduryje lygus:

$$\Delta f_d = -f_0 + \sqrt{2 \cdot f_0^2 - (f_0 + \Delta f_k)^2}. \quad (15)$$

## 7. Išvados

1. Dviejų tarpatriamųjų kabamojo tilto konstrukcijos kinematiniai poslinkiai tiesiogiai priklauso nuo asimetrinės apkrovos santykio  $\gamma$  ir lyno pradinio  $f_0$  įsvyrio reikšmių.
2. Suteikiant tilto kabamajam lynui lenkiamąjį standumą galima stabilizuoti asimetrinės apkrovos sukeltus kinematinis poslinkius. Stabilizavimo efektyvumas didėja augant lenkiamojo standumo  $EI$  bei lyno pradinio įsvyrio  $f_0$  reikšmėms.
3. Inžinerinio kinematinųjų poslinkių skaičiavimo metodo rezultatų lyginimas su skaitinio eksperimento rezultatais parodė, kad šios metodikos tikslumas yra pakankamas.

## Literatūra

- Atanasovski, S.; Markovski, G. 2002. Design of the pedestrian bridge over river Vardan in Skopje, Republic of Macedonia, *Cable-supported bridges, Challenging technical limits, IABSE Conference reports* 84: 82–83 (+CD).
- Caetano, E.; Cunha, A. 2004. Experimental and numerical assessment of the dynamic behaviour of a stress-ribbon footbridge, *Structural Concrete* 5(1): 29–38.
- Fürst, A.; Marti, P.; Ganz, H. 2003. Bending of stay cables, *Structural Engineering International* 13(1): 42–46.
- Gimsing, N. J. 1997. *Cable supported bridges – Concept and design*. Second edition. John Wiley & Sons, Chichester.
- Grigorjeva, T.; Juozapaitis, A.; Kamaitis, Z. 2004. Bending stiffness analysis of the main cables of cables-supported bridges, in *Proceedings of the Second International Conference (IABMAS): Bridge Maintenance, Safety, Management and Cost*. Watanabe, London: Taylor and Francis Group, 859–860 (CD).
- Juozapaitis, A.; Saraskin, V.; Grigorjeva, T.; Valiunas, B. 2002. Analysis and arrangement of suspension structures from straight-line elements of finite flexural stiffness, in *Theoretical Foundations of Civil Engineering. Polish-Ukrainian Transactions*. Ed. By W. Szczesniak, Warsaw, 2002, Vol. II, 887–896.
- Juozapaitis, A.; Norkus, A. 2004. Displacement analysis of asymmetrically loaded cable, *Journal of Civil Engineering and Management* 10(4): 277–284.
- Juozapaitis, A.; Vainiūnas, P.; Kaklauskas, G. 2006. A new steel structural system of a suspension pedestrian bridge, *Journal of Constructional Steel Research* 62: 1257–1263. doi:10.1016/j.jcsr.2006.04.023
- Kulbach, V. 1999. Half-span loading of cable structures, *Journal of Constructional Steel Research* 49(2): 167–180. doi:10.1016/S0143-974X(98)00215-6
- Kulbach, V. 2007. *Cable Structures. Design and Analysis*. Tallin, Estonian Academy Publisher. 224 p.
- Ryall, M. J.; Parke, G. A. R.; Harding, J. E. (Eds.). 2000. *Manual of Bridges Engineering*. Thomas Telford Ltd. 1007 p.
- Redfield, Ch.; Strasky, J. 2002. Blue valley ranch bridge, in *Proceedings from the Sixth International Conference on Short and Medium Span Bridges*. Ed. P. Brett, N. Banthia, P. Bucland. Vancouver-Montreal, 1127–1134.
- Schlaich, J.; Bergerman, R. 1992. *Fußgängerbrücken*. Zurich (ETH): Schwabische Drückerei GmbH.
- Schlaich, J.; Schlaich, M.; Werwigk, M. 1999. *Die neue Glacisbrücke Ingolstadt Beton- und Stahlbetonbau* 94(11): 466–475 (in German).
- Strasky, J. 2005. *Stress-Ribbon and Supported Cable Pedestrian Bridges*. London: Thomas Telford Ltd. 232 p. doi:10.1680/sracspsb.32828
- Troyano, L. F. 2003. *Bridge Engineering. A Global Perspective*. London: Thomas Telford Ltd. 775 p.
- Качурин, В. К. 1969. *Статический расчет вантовых систем* [Kachurin, V. K. Static Design of Cable Structures]. Ленинград: Стройиздат. 141 с.
- Михайлов, В. В. 2002. *Предварительно напряженные комбинированные стержневые и вантовые конструкции* [Mikhailov, V. V. Prestressed Combined bar and Cable Structures]. Москва: АСВ. 256 с.
- Москалев, Н. С. 1981. *Конструкции висячих покрытий* [Moskalev, N. S. 1981. Suspension Structures]. Москва: Стройиздат. 335 с.

## THE KINEMATIC DISPLACEMENTS OF THE TWO-SPANS SINGLE LANE SUSPENSION STEEL FOOTBRIDGE AND THEIR STABILIZATION

Giedrė Tarvydaitė, Algirdas Juozapaitis

**Abstract.** The behavior of the two-span single lane suspension footbridge is influenced not only by the loads, but by the structural solution of the middle bearer as well. If the middle bearer can move in the lateral direction then additional kinematic horizontal and vertical displacements appear under the asymmetric load. The article presents an analysis of the behavior of the two-span single lane suspension footbridge under asymmetric loads. The kinematic displacements of the bearing suspension structures of such bridges are reviewed under an assumption that the suspending cable is flexible. The influence of the initial suspended cable sag on these displacements is analyzed. The analytical expressions of computing the kinematic horizontal and vertical displacements of the cable are introduced. It was ascertained that the kinematic displacements of the the two-span single lane suspension footbridge structure are directly dependent on the ratio of the symmetric and asymmetric loads and the value of the initial cable sag. The efficiency of stabilizing the kinematic displacements using the bending cable tightness is analyzed and the engineering methods for calculating the necessary bending stiffness of the cable while taking into consideration the ratio of the symmetric and asymmetric loads and the marginal displacement values. The results of the calculative test that showed the precision (which is sufficient for practical cal-

culations) of the engineering computing methods of the cable kinematic displacements are presented. It was determined that the efficiency of stabilizing the kinematic displacements increases when the values of the cable bending stiffness and the initial cable sag grow.

**Keywords:** bridge, suspension structures, kinematic displacement, bending stiffness, stabilizing displacements.

**Giedrė TARVYDAITĖ.** PhD student at the Department of Bridges and Special Structures, Vilnius Gediminas Technical University (VGTU), Lithuania. BSc (2006, Construction Engineering) and MSc (2008, Construction Engineering) received at VGTU. Research interests: non-linear analysis of the cables, optimal structural design.

**Algirdas JUOZAPAITIS.** Associate Professor at the Department of Bridges and Special Structures, Vilnius Gediminas Technical University (VGTU), Lithuania. PhD at VGTU. Research interests: steel bridges and special steel structures, optimal shape determining of structures, geometrical non-linear analysis of structures.