



KOMBINUOTO PLIENINIO PLOKŠČIOJO BOKŠTO-STIEBO KONSTRAVIMAS IR SKAIČIAVIMAS

Algirdas Juozapaitis¹, Donatas Jatulis², Antanas Šapalas³

Vilniaus Gedimino technikos universitetas,

Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lietuva

El. paštas: ¹alg@vgtu.lt; ²donatas.jatulis@vgtu.lt; ³antanas.shapalas@vgtu.lt

Received 2009 10 19; accepted 2009 11 26

Santrauka. Straipsnyje aptariama nauja kombinuota plokščiojo bokšto-stiebo konstrukcijų sistema, kurios juostos sustandintos iš bokšto santvaros plokštumos dvipusiais paspyriniais iš anksto įtemptais elementais, išdėstytais tarp atotampų tvirtinimo mazgų. Analizuojama atskiros paspyrinės sistemos dalies elgsena veikiant skersinei apkrovai, pateikiama inžinerinė metodika jos elementų įrašoms ir poslinkiams apskaičiuoti. Atlikto skaitinio eksperimento pagrindu nustatytas parengtos inžinerinės skaičiavimo metodikos tikslumas. Pasitelkus baigtinių elementų programą aptarti naujos kombinuotos konstrukcinės sistemos elgsenos ypatumai. Parodyta, kad paspyrinių elementų naudojimas leidžia gerokai sumažinti maksimalius lenkiamuosius momentus bokšto-stiebo santvaros juostose. Parodyta, kad siūloma nauja kombinuota paspyrinė bokšto-stiebo sistema pagal masės kriterijų yra kur kas efektyvesnė už analogišką tradicinę bokšto-stiebo sistemą.

Reikšminiai žodžiai: plieninis bokštas-stiebas, paspyrinė sistema, išankstinis įtempimas, elgsenos modeliavimas.

1. Įvadas

Vienos iš efektyviausių ir plačiausiai naudojamų aukštųjų telekomunikacijos statinių Lietuvoje ir kitose Europos šalyse yra plieniniai bokštai bei stiebai. Kiekviena iš šių konstrukcijų turi ne tik savų privalumų, bet ir trūkumų. Pagrindinis bokštinių statinių privalumas – palyginti paprastas jų skaičiavimas ir konstravimas (Smith 2007; Мельников 1969; Кузнецов 1998). Tačiau plieno sąnaudų požiūriu tokios konstrukcijos nėra pakankamai racionalios palyginti su stiebais (Jasim, Galeb 2002; Кузнецов 1998). Vienas pagrindinių plieninių stiebų taikymo efektyvumą mažinančių veiksnių – didelis jų užstatymo plotas ir su tuo susijusios eksploataavimo išlaidos. Tipinių stiebų ir bokštų konstrukcijų sandara bei jų elgsena ir skaičiavimas yra gana išsamiai aptarti daugelyje mokslo publikacijų (Halasz, Petersen 1970; Gantes *et al.* 1993; Wahba *et al.* 1998; Кузнецов 1998; Giofrè *et al.* 2004; Materazzi, Venanzi 2007; Palkowski 2006; Kulbach 2007; Juozaitis, Šapalas

1998; Juozapaitis *et al.* 2008). Siekiant padidinti tipinių plieninių bokštų techninį ir ekonominį efektyvumą parenkamos racionalios bokštų tinklelių schemos arba optimalūs jų elementų skerspjūviai (Мельников 1969; Jasim, Galeb 2002; Halasz, Petersen 1970). Tačiau didesnę efektą galima pasiekti kuriant naujas konstrukcijų formas. Gana plačiai naudojamos įvairios kombinuotosios konstrukcinės sistemos (Farkas, Jarmai 1997; Wang 2004. Jatulis *et al.* 2007). Yra žinomi konstrukciniai sprendimai, kuriuose racionaliai derinamos bokšto ir stiebo savybės. Vieni iš jų yra vadinamieji plokštieji bokštai-stiebai (Воеводин 1989; Беленя 1975). Jie sudaryti iš vienos plokščios bokšto santvaros, paremtos iš santvaros plokštumos atotampomis. Ši mišri sistema viena kryptimi perima veikiančias apkrovas ir poveikius kaip bokštas, o kita linkme – kaip stiebas. Tokia sistema techniniu ir ekonominiu požiūriu užima tarpinę padėtį tarp stiebo ir bokšto. Pagrindinis tokios konstrukcinės sistemos sandaros trūkumas – ganėtinai

didelis bokšto santvaros juostų skerspjūvio aukštis bei plotas. Toks rezultatas yra nulemtas santykinai didelių juostos lenkiamojo momento, veikiančio atotampų plokštumoje, ir juostos skaičiuojamojo ilgio iš santvaros plokštumos reikšmių. Pažymėtina, kad vėjo poveikis nagrinėjamai konstrukcijai tiesiogiai priklauso nuo juostos skerspjūvio matmenų (Кузнецов 1998; Farkas, Jarmai 1997).

Taip pat žinomos įvairios paskirties statinių sistemos, kuriose sėkmingai naudojamos paspyrinės konstrukcijos ar jų elementai (Navarro, Cazon 2005; Wang 2004; Беленя 1975). Tarp jų derėtų išskirti paspyrinius vienkamienius stiebus (Воеводин 1981, 1989). Būtina pažymėti, kad paspyrinės konstrukcijos leidžia sumažinti stiebų ir bokštų juostų skaičiuojamąjį ilgį bei padidinti jų laikomąją galią.

Straipsnyje aptariama nauja kombinuota plokščiojo bokšto-stiebo konstrukcijų sistema, kurios juostos yra sustandintos iš bokšto santvaros plokštumos dvipusiais paspyriniais iš anksto įtemptais elementais. Analizuojama atskiros paspyrinės juostos elgsena veikiant skersinei apkrovai, pateikiama inžinerinė metodika jos elementų įrašoms ir poslinkiams apskaičiuoti. Parodyta, kad paspyriniai elementai leidžia gerokai sumažinti maksimalius lenkiamuosius momentus bokšto-stiebo santvaros juostose. Parodyta, kad siūloma nauja kombinuota paspyrinė bokšto-stiebo sistema yra pagal masės kriterijų gerokai efektyvesnė už analogišką tradicinę bokšto-stiebo sistemą.

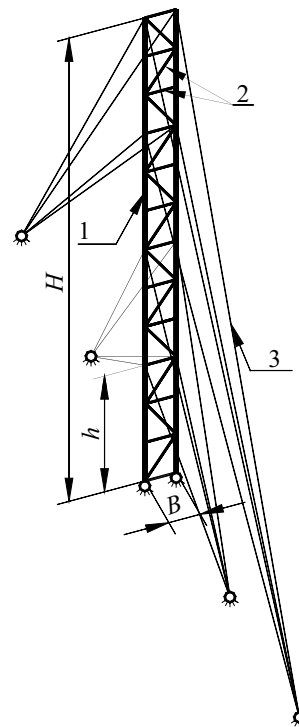
2. Plokščiojo bokšto-stiebo konstrukcijos

2.1. Konstrukcijų sandara

Plokščias bokštas-stiebas yra tokia mišri konstrukcijų sistema, kurioje, siekiant sumažinti įprastinio bokšto metalo sąnaudas, derinamos bokštų ir stiebų savybės. Vietoje keturių ar trijų bokšto santvarų yra konstruojama tik viena plokščia santvara, sutvirtinta iš jos plokštumos atotampomis (1 pav.). Atotampų plokštumoje ši mišri konstrukcijų sistema įgauna stiebo elgsenos savybių, o iš atotampų plokštumos – bokšto. Masės sunaudojimo požiūriu tokia konstrukcijų sistema pranašesnė už bokštus, tačiau nusileidžia stiebams. Tokių mišrių sistemų taikymo privalumas – kur kas mažesnis nei stiebų užstatymo plotas. Be to, ši bokšto-stiebo savybė gali būti tinkamai išnaudota pailguose „rėžiniuose“ sklypuose, kurių rinkos vertė yra nedidelė.

Plokščiojo bokšto-stiebo apkrovos yra gerokai mažesnės nei tipinio bokšto. Tokią konstrukcinę sistemą lengviau pagaminti, gabenti ir sumontuoti. Vienas

iš pagrindinių bokšto-stiebo konstrukcinės sandaros trūkumų – didelis jo kamieno juostų geometrinis (o kartu skaičiuojamasis) ilgis iš bokšto santvaros plokštumos (1 pav.). Jis yra gerokai didesnis už geometrinį (ir skaičiuojamąjį) juostos ilgį santvaros plokštumoje. Dėl tokio juostų ilgių „nesuderinamumo“ reikia konstruoti nesimetrinius skerspjūvius, pavyzdžiui, dvitėjus. Tačiau ir šie skerspjūviai ne visada atitinka subalansuoto pastovumo abiejose plokštumose sąlygą. Be to, tokių nesimetrinių skerspjūvių aerodinaminės savybės gerokai prastesnės nei vamzdinių.



1 pav. Plokščio bokšto-stiebo konstrukcinė schema:

1 – juosta; 2 – tinklelio elementas; 3 – atotampa; h – kamieno tarpsnis; B – kamieno plotis; H – bokšto-stiebo aukštis

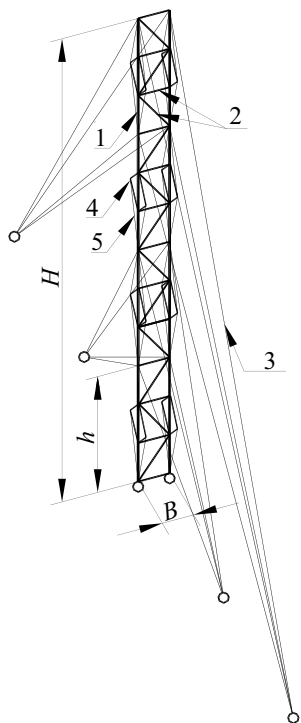
Fig. 1. The model of the combined plane gayed tower-mast:

1 – chord; 2 – brace; 3 – guy-rope; h – span; B – width of tower; H – height of structure

2.2. Nauja paspyrinė konstrukcijų schema

Vienas iš būdų sumažinti skaičiuojamąjį juostų ilgį iš santvaros plokštumos – taikyti kombinuotą sistemą, kurios juostose yra įrengtos paspyros (2 pav.). Toks sprendimas leidžia, priklausomai nuo paspyrų skaičiaus, taip sumažinti juostų skaičiuojamąjį ilgį iš santvaros plokštumos, kad jis taptų artimas arba lygus jos skaičiuojamajam ilgiui santvaros plokštumoje. Paspyrinę sistemą sudaro paspyros elementai 4 ir templelės 5 (2 pav.). Paspyrinė konstrukcija leidžia ne tik subalan-

suoti juostos skaičiuojamuosius ilgius, bet ir sumažina lenkiamuosius momentus juostoje. Būtina pažymėti, kad paspyrinė sistema efektyvi tik tada, kai jos temples yra iš anksto įtemptos.



2 pav. Kombinuoto plokščio bokšto-stiebo konstrukcinė schema: 1 – juosta; 2 – tinklelio elementas; 3 – atotampa; 4 – paspyrinis elementas; 5 – tempplė; h – kamieno tarpšnis; B – kamieno plotis; H – bokšto-stiebo aukštis

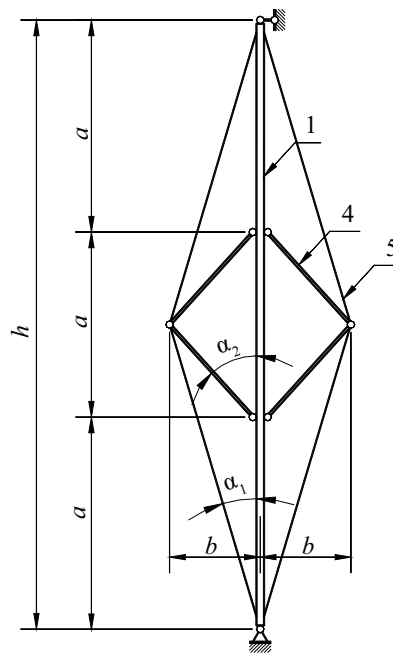
Fig. 2. The model of the combined plane guyed tower-mast: 1 – chord; 2 – brace; 3 – guy-ropes; 4 – subdiagonal; 5 – tension rod; h – mast column span; B – width of tower; H – height of structure

3. Naujos konstrukcijos paspyrinė juosta

3.1. Paspyrinės juostos konstrukcinis sprendimas

Paspyrinės konstrukcijos sandara turi įtakos ne tik juostų, bet ir visos nagrinėjamos bokšto-stiebo sistemos elgsenai. Kaip matyti iš 2 pav., vienodo tipo paspyrinės konstrukcijos išdėstytos per juostos ilgį h , esantį tarp atotampų tvirtinimo mazgų. Tokia atskira paspyrinė juostos konstrukcija parodyta 3 pav. Ją sudaro juostos elementas 1, paspyrų elementai 4 ir tempplės 5. Paspyros išdėstytos taip, kad kamieno juosta būtų sudalinta į tris lygias a dalis – tarpmazgius. Jų ilgiai turi būti suderinti su bokšto-stiebo santvaros tinkleliu. Paspyrų plotis b parenkamas taip, kad ši konstrukcinė sistema būtų veiksminga, t. y. galėtų perimti skersinę apkrovą, veikiančią kamieno ašies atžvilgiu, ir kartu sumažinti

kamieno lenkiamuosius momentus. Lenkiamiesiems momentams įtakos turi ir tempių skerspjūvio plotas. Būtina pažymėti, kad taikant išankstinį tempių įtempimą nuo paspyrų pločio b (arba kampo α_1) priklausys ir ašinės jėgos, veikiančios kamienne, reikšmė.



3 pav. Paspyrų komponuojamieji parametrai: 1 – juosta; 4 – paspyrinis elementas; 5 – tempplė; h – kamieno tarpšnis; a – paspyrų žingsnis; b – paspyros plotis

Fig. 3. The elements of tension rod panel: 1 – chord; 4 – subdiagonal; 5 – tension rod; h – span; a – bay; b – width of panel

3.2. Paspyrinės juostos inžinerinio skaičiavimo metodika

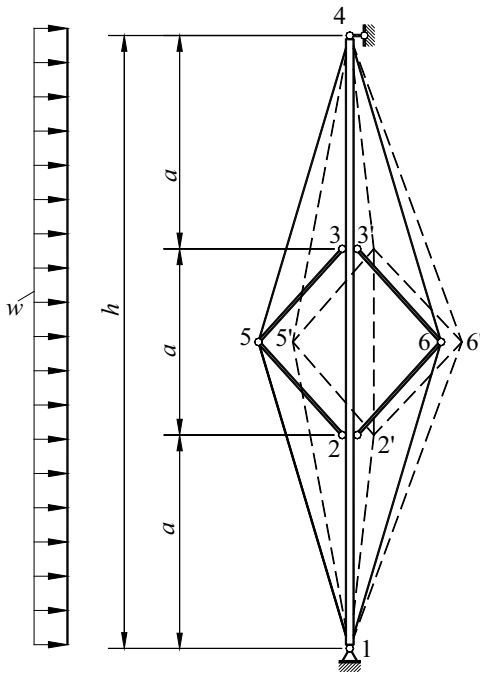
Paspyrinės juostos elgsenos analizei atlikti išskirsime iš visos sistemos jos h ilgio dalį, esančią tarp atotampų arba tarp pamato ir atotamos. Atsižvelgdami į sudaromųjų elementų skerspjūvių matmenis ir jų jungtis laikysime, kad tempplės 1–6 ir 4–6 bei 1–5 ir 4–5, taip pat ir paspyros 2–6 ir 3–6 bei 2–5 ir 4–5 prie nekarpytosios kamieno juostos jungiami lanksčiai (4 pav.). Ši statybiškai neišspendžiama konstrukcija, veikiamą skersinės tolygiai išskirstytos apkrovos w , pridėtos prie kamieno juostos ašies, deformuosis analogiškai žinomoms strypinėms sistemoms. Tempplės 1–6 ir 4–6 pailgės, o tempplės 1–5 ir 4–5 – sutrumpės. Paspyros (statramsčiai) 2–6 ir 3–6 bus gniuždomos, o paspyros 2–5 ir 4–5 – tempiamos. Apkrova w kamieno juostoje 1–2–3–4 sukels lenkiamųjų momentų. Šiuos lenkiamuosius mo-

mentus M_2 ir M_3 (mazgai 2 ir 3) galima apskaičiuoti nagrinėjant statiškai išsprendžiamą sistemą, apkrautą w ir sutelktosiomis jėgomis, pridėtomis paspyrų jungimo mazguose. Iš poslinkių lygties gausime:

$$M_2 = 1,2 \frac{E_f J_f}{a^2} \Delta_2 - 0,1 w a^2, \quad (1)$$

čia: $E_f J_f$ – kamieno juostos 1–4 lenkiamasis standis; Δ_2 – 2-ojo mazgo poslinkis.

Iš (1) lygties matyti, kad lenkiamojo momento reikšmė priklauso ne tik nuo apkrovos w , bet ir nuo 2 mazgo poslinkio. Šis yra tiesiogiai susietas su tempių deformacijomis. Atsižvelgiant į nagrinėjamos sistemos ir apkrovimo simetriškumą galima (nepateikiant įrodymo) užrašyti: $M_2 = M_3$, $\Delta_2 = \Delta_3$.



4 pav. Paspyros skaičiuojamoji schema

Fig. 4. The model of tension rod panel

Lenkiamasis momentas kamieno juosto tarpmazgio 1–2 viduryje apskaičiuojamas pagal tokią išraišką:

$$M_{1-2} = \frac{3}{5} \left(\frac{w \cdot a^2}{8} + \frac{E_f J_f}{a^2} \Delta_2 \right). \quad (2)$$

Galima momento M_{1-2} reikšmę apskaičiuoti ir pagal žinomą paprastesnę formulę:

$$M_{1-2} = \left(\frac{w \cdot a^2}{8} - \frac{M_2}{2} \right). \quad (3)$$

Kai žinomas M_2 , galima apskaičiuoti ir lenkiamąjį momentą kamieno juostos tarpmazgio 2–3 viduryje:

$$M_{2-3} = \left(\frac{w \cdot a^2}{8} - M_2 \right). \quad (4)$$

Apskaičiuosime ašines jėgas nagrinėjamos konstrukcijos elementuose. Įrąžą templėje 1–6 (ir 1–4) nustatysime iš statikos pusiausvyros lygties, nagrinėdami dviejų strypų kabamąją konstrukciją, apkrautą sutelktąja apkrova:

$$N_{1-6} = \frac{N_{2-6} \cdot h \cdot \sin \alpha_2}{2 \cdot b \cdot \cos \alpha_1}, \quad (5)$$

čia: h , b – nagrinėjamos konstrukcijos matmenys (pagal 3 pav.); α_1 ir α_2 – atitinkamai, templės ir paspyros kampas su kamieno juostos ašimi.

Iš (5) formulės matyti, kad įrąžą tempiamojoje templėje N_{1-6} galima bus apskaičiuoti tik tada, kai bus žinoma įrąža gniuždomojoje paspyroje N_{2-6} . Analogiškai iš statikos pusiausvyros lygčių galima gauti formules įrąžoms gniuždomoje templėje N_{1-5} ir tempiamojoje paspyroje N_{2-6} apskaičiuoti. Pažymėtina, kad $|N_{1-6}| = |N_{1-5}|$, o $|N_{2-6}| = |N_{2-5}|$.

Būtina pažymėti, kad pagrindiniais nežinomaisiais galima laikyti mazgo poslinkį Δ_2 ir įrąžą paspyroje N_{2-6} . Kol nebus apskaičiuoti šie dydžiai, negalima bus nustatyti nei lenkiamųjų momentų M_2 , M_{1-2} , M_{2-3} reikšmių, nei ašinių jėgų N_{1-6} , N_{1-5} .

Tarkime, kad paspyros ašies deformacijos yra labai mažos ir jų galima nepaisyti. Tada galima užrašyti lygybę:

$$\Delta_6 = \Delta_2. \quad (6)$$

Mazgo 6 poslinkį galima apskaičiuoti iš tokios išraiškos:

$$\Delta_6 = \frac{N_{1-6} \cdot h}{2 \cdot E_t A_t \cdot \sin \alpha_1 \cos \alpha_1}, \quad (7)$$

čia $E_t A_t$ – templės ašinis standis.

Kaip matome, (6) formulė nusako ryšį tarp mazgo poslinkio Δ_6 , ašinės jėgos paspyroje N_{1-6} ir templės ašinio standžio $E_t A_t$.

Pasitelkus (6) lygybę galima gauti formulę ašinei jėgai 2–6 paspyroje apskaičiuoti:

$$N_{2-6} = \frac{0,55 \cdot w \cdot a}{\left(1 + \frac{1,35 \cdot E_f J_f}{E_t A_t \cdot a \cdot b \cdot \sin \alpha_1 \cos^2 \alpha} \right) \sin \alpha_2}. \quad (8)$$

Kaip matyti iš (8), ašinei jėgai N_{2-6} nustatyti būtina žinoti kamieno juostos lenkiamojo standžio $E_f J_{f3}$ ir paspyros ašinio $E_t A_t$ standžio reikšmes. Kai yra tos pačios pradinės sąlygos (apkrova ir geometriniai parametrai), galima keičiant santykio $E_f J_f / E_t A_t$ reikšmes reguliuoti įrašas (visų pirma lenkiamuosius momentus) ne tik paspyroje, bet ir kituose šios sistemos elementuose.

Pagrindinė nagrinėjamos paspyrinės sistemos problema – gniuždymo jėgos 1–5 ir 4–5 templėse, reikalaujančios dėl atsirandančio klūpdomo didesnio jų skerspjūvio, o kartu ir masės. Yra žinomos įvairios konstrukcinės sistemos, kuriose taikomas tam tikrų gniuždomųjų elementų išankstinis įtempimas siekiant sumažinti arba panaikinti juose veikiančius gniuždymo įtempimus (Saito, Wade 2009; Беленя 1975). Todėl suteiksime išankstinį įtempimą mūsų nagrinėjamai sistemai įtempiant templates. Išankstinio įtempimo jėgos N_0 reikšmė turi atitikti tokią sąlygą:

$$N_0 \geq k_0 \cdot N_c, \quad (9)$$

čia: N_c – gniuždymo jėga templėje nuo veikiančios apkrovos; $k_0 = 1, 1-2$ – koeficientas, įvertinantis išankstinio įtempimo įrengimo būdą ir kontrolę (Беленя 1975).

Ši nelygybė reiškia, kad veikiant išorinei apkrovai sistemos templėse nebus gniuždymo įtempių. Tačiau kituose konstrukciniuose elementuose dėl N_0 poveikio atsiras papildomų įrašų. Paspyrose nuo šio išankstinio įtempimo atsiras gniuždymo jėgos, lygios:

$$N_{0(2-6)} = N_{0(3-6)} = N_0 \sin \alpha_1 / \sin \alpha_2. \quad (10)$$

Kamieno juostos 1–2, 2–3 ir 3–4 elementuose ašinės gniuždymo jėgos nuo išankstinio įtempimo bus lygios:

$$N_{0(1-2)} = N_{0(3-4)} = 2N_{0(1-6)} \cos \alpha_1, \quad (11)$$

$$N_{0(2-3)} = 2(N_{0(1-6)} \cos \alpha_1 - N_{0(2-6)} \cos \alpha_2). \quad (12)$$

Derėtų pažymėti, kad dėl išankstinio įtempimo turi būti tenkinamos nagrinėjamos sistemos gniuždomųjų elementų, ypač kamieno, pastovumo (stabilumo) sąlygos (Saito, Wade 2009; Chan *et al.* 2007; Беленя 1975).

Kai nagrinėjamoje iš anksto įtemptoje sistemoje veikia apkrova w , įrašas galima skaičiuoti taikant superpozicijos principą. Skaičiuojant bendrusius sistemos mazgų poslinkius bus nepaisoma strypų deformacijų ir atitinkamų poslinkių nuo išankstinio įtempimo poveikio. Tokiu būdu bendrosios (suminės) ašinės jėgos templėse bus lygios:

$$\Sigma N_{1-6} = N_{0(1-6)} + N_{1-6} \quad (13)$$

$$\Sigma N_{1-5} = N_{0(1-5)} - N_{1-5} \quad (14)$$

Kaip matome iš (13) ir (14) formulių, bendroji ašinė tempinio jėga 1–6 templėje padidės, o bendroji ašinė jėga 1–5 templėje sumažės, tačiau, atsižvelgiant į (9) sąlygą, ji jėgos paspyrose:

$$\Sigma N_{2-6} = N_{0(2-6)} + N_{2-6} \quad (15)$$

$$\Sigma N_{2-5} = N_{0(2-5)} - N_{2-5} \quad (16)$$

Ašinė gniuždymo ašinė jėga ΣN_{2-6} išaugs, o 2–5 paspyroje išliks, nepaisant išankstinio įtempio poveikio, gniuždomieji įtempiai.

Bendrąsias ašines jėgas kamieno juostos elementuose 1–2, 2–3 ir 3–4 galima apskaičiuoti pagal tokias formules:

$$\Sigma N_{1-2} = N_{0(2-6)}, \quad (17)$$

$$\Sigma N_{2-3} = N_{0(2-3)}. \quad (18)$$

Būtina pabrėžti, kad kamieno juostos 1–2, 2–3 ir 3–4 elementuose lenkiamųjų momentų reikšmės išlieka tokios pat ir apskaičiuojamos kaip ir neįtemptojoje sistemoje pagal (1), (3), (4) formules. Būtina pažymėti, kad projektuojant paspyrinę sistemą nederėtų išankstinio įtempimo įrašos reikšmės imti didesnės, nei to reikia pagal (9) sąlygą. Savaimė suprantama, kuo didesnis išankstinis įtempis, tuo didesnės bendrosios įrašos templėse, paspyrose ir kamieno juostoje. Kartu bus didesnė ir bendroji konstrukcijų masė. Nagrinėjant šią paspyrinę sistemą nebuvo siekiama reguliuoti lenkiamųjų momentų kamieno juostoje, bet keičiant geometrinis parametrus ir parenkant tinkamą santykio $E_f J_f / E_t A_t$ reikšmę galima pasiekti optimalaus jų pasiskirstymo (Jatulis *et al.* 2007).

Aptarta inžinerinė skaičiavimo metodika gali būti taikoma ir vienpusių neįtemptų paspyrinųjų sistemų (kai paspyros įrengtos tik iš vienos kamieno pusės) įrašoms bei poslinkiams nustatyti. Tokios sistemos gali būti naudojamos kaip laikanchiosios konstrukcijos įvairios paskirties pastatuose ir statiniuose. Tik nagrinėjant tokias konstrukcijas, būtina atsižvelgti į tai, kad veikiančią apkrovą w perims tik vienos pusės paspyros ir templės, todėl įrašos šiuose elementuose išaugs dvigubai. Be to, kamienas jau bus veikiamas ašinės gniuždomosios jėgos. Kamieno mazgų poslinkiai, esant tam pačiam standumų santykiui, taip pat padidės. O lenkiamųjų momentų kamieno reikšmės jau priklausys nuo minėtų poslinkių reikšmių.

3.3. Skaitinis modeliavimas

Pasiūlytos inžinerinės skaičiavimo metodikos tikslumui įvertinti ir nustatyti taikomų prielaidų tinkamumą buvo atliktas nagrinėjamos paspyrinės sistemos skaitinis modeliavimas. Buvo pasirinkta baigtinių elementų metodų programa *Autodesk Robot Structural Analysis*. Skaičiavimai atlikti taikant tiesinio skaičiavimo (pirmosios eilės analizės) procedūrą. Buvo nagrinėta paspyrinės sistema, kurios aukštis $h = 24$ m, plotis $2b = 7,2$ m, trapmazgių ilgis $a = 8$ m (4 pav.). Kamieną sudarė vamzdinio skerspjuvio $\text{Ø}273 \times 3,5$ profiliuotis, paspyrinis elementas suprojektuotas taip pat iš vamzdinio skerspjuvio $\text{Ø}76 \times 3,5$, o templėms parinktas apskritas pilnaviduris $\text{Ø}18$ mm skersmens strypas. Siekiant nustatyti templių deformacijų įtaką, buvo keičiamas templių skersmuo (iki $\text{Ø}10$ mm). Kamienas buvo apkrautas tolygiai paskirstyta apkrova $w = 0,3$ kN/m. Buvo nagrinėti variantai su išankstiniu templių įtempimu ir be jo. Buvo keičiamos ir išankstinio įtempimo jėgos templėse reikšmės: $N_0 = 7,382$ kN (kai templė $\text{Ø}18$ mm), $N_0 = 5,0$ kN (kai templė $\text{Ø}10$ mm). Gauti skaitinio modeliavimo rezultatai sugretinti su inžinerinės metodikos skaičiavimo duomenimis. Kamieno lenkiamųjų momentų absoliutinės ir santykinės reikšmės, kai templių $\text{Ø}18$ mm, pateikti 1 lentelėje.

1 lentelė. Inžinerinio skaičiavimo (I) ir baigtinių elementų metodo (BEM) kamieno lenkiamųjų momentų reikšmės

Table 1. Mast bending moments according to engineering calculations (I) and the finite element method (BEM)

Pjūvis	$M(I)$, kNm	$M(BEM)$, kNm	ΔM , %
1	0	0	0
1–2 (vidurys)	+1,79	+1,80	+0,55
2	-1,69	-1,67	-1,20
2–3 (vidurys)	+0,95	+0,97	+2,06
3	-1,69	-1,67	-1,20
3–4 (vidurys)	+1,79	+1,80	+0,27
4	0	0	0

Iš 1 lentelėje pateiktų duomenų matyti, kad inžinerinio skaičiavimo rezultatai yra gana artimi BEM gautiems rezultatams. Didžiausios paklaidos sudaro tik apie 2 %. Galima pažymėti, kad inžinerinė metodika, palyginti su BEM, duoda mažesnes lenkiamųjų momentų reikšmes kamieno tarpmazgio viduryje ir didesnes ties tarpinėmis atramomis (mazgai 2 ir 3). Tokiems rezultatams įtakos turi paspyrų ašies deformacijų nepaisymas (žr. (6) sąlyga) ir poslinkių nuo išankstinio įtempimo (apspaudimo) nevertinimas. Todėl kamieno poslinkiai,

apskaičiuoti pagal inžinerinę metodiką, yra mažesni nei pagal BEM ($\Delta_{2,I} = 4,095 \text{ mm} < 4,248 \text{ mm} = \Delta_{2,BEM}$). Būtina pažymėti, kad sumažinus templių skerspjuvio plotą (kai templės $\text{Ø}10$ mm) ir atitinkamai išankstinį jų įtempimą (kai $N_0 = 5,0$ kN), inžinerinės metodikos paklaidos kiek sumažėjo (iki 1,47 %). Iš gautų skaičiavimo rezultatų galima teigti, kad tinkamas paspyrinės konstrukcijos komponuojamųjų parametru parinkimas leidžia gauti palankų lenkiamųjų momentų pasiskirstymą kamienne. Lenkiamųjų momentų reikšmės kamieno tarpmazgyje ir ties tarpinėmis atramomis yra absoliutiškai didumu artimos.

Nagrinėjamos sistemos elementų ašinių jėgų absoliutinės ir santykinės reikšmės, kai templių $\text{Ø}18$ mm, pateiktos 2 lentelėje. Iš jos duomenų matyti, kad inžinerinės metodikos paklaidos, apskaičiuojant ašines jėgas, yra taip pat nedidelės ir siekia tik 2,35 %. Būtina pažymėti, kad ašinių jėgų reikšmės nuo išankstinio įtempimo, gautos pagal (10)–(12) formules, praktiškai sutapo BEM rezultatais. Gautų ašinių jėgų skaičiavimo rezultatų analizė parodė, kad nagrinėjamoje iš anksto įtemptoje konstrukcijoje templėse nėra gniuždymo įrašų. Pavyzdžiui, templėje 1–5 ašinė jėga lygi $N_{1-5} = +2,482$ kN. Sumažinus templių skerspjuvį (iki $\text{Ø}10$ mm) ir jų išankstinį įtempimą (iki +5,0 kN) ašinė jėga toje pačioje templėje 1–5 išliko teigiama ir lygi $N_{1-5} = +0,104$ kN. Paspyrose 2–6 ir 2–5 išliko gniuždymo jėgos. Kaip matyti, didžiausia ašinė gniuždymo jėga veikia kamienne (elementai 1–2, 3–4). Ji didesnė (absoliutiniu didumu) už ašinę tempimo jėgą templėse (1–6 ir 4–6). Būtina pažymėti, kad ašinė gniuždymo jėga kamienne yra sukeliamą tik nuo išankstinio templių įtempimo, o veikianti apkrova w jos reikšmės nepakeičia. Atsižvelgiant į tai

2 lentelė. Inžinerinio skaičiavimo (I) ir baigtinių elementų metodo (BEM) skaičiavimo ašinių jėgų reikšmės

Table 2. Element axial forces according to engineering calculations (I) and the finite element method (BEM)

Elementas	$N(I)$, kN	$N(BEM)$, kN	ΔN , %
1–2	-14,141	-14,142	+0,01
2–3	-9,430	-9,428	+0,02
3–4	-14,140	-14,142	+0,01
2–5	-1,065	-1,042	-2,21
2–6	-5,276	-5,300	+0,45
5–3	-1,065	-1,042	+0,01
6–3	-5,276	-5,300	+0,45
1–5	+2,482	+2,425	-2,35
1–6	+12,282	+12,540	+0,47
5–4	+2,482	+2,425	-2,35
6–4	+12,282	+12,340	+0,47

svarbu parinkti mažiausią, bet pakankamą tempių iš-ankstinio įtempimo jėgą vadovaujantis (6) sąlyga.

4. Skaitinis bokšto-stiebo variantų modeliavimas ir jų gretinamoji analizė

Įprasto ir naujo kombinuoto plokščiųjų bokštų-stiebo elgsenai sugretinti buvo atliktas skaitinis eksperimentas. Nagrinėjami 96 m aukščio statiniai (4 pav.), apkrauti tolygiai paskirstyta apkrova $w = 0,33 \text{ kN}$.

Įprastos ir naujos bokšto-stiebo konstrukcijų elementų skerspjūviai pateikti 3 lentelėje. Jie buvo parinkti pagal veikiančias apkrovas ir įrašas. Visų

atotampų pradiniai tempimo įtempiai buvo imti vieni – 100 MPa (įtempimo jėgos 5 kN). Atotampų lygių koordinatės taip pat imtos vienodos (5 pav.). Naujos konstrukcijos atskirų paspyrų aukštis buvo lygus 24 m . Abiejų variantų plokščiųjų santvarų tinklelių schemas priimtos vienodos – trikampės. Statiniai skaičiavimai buvo atliekami naudojantis minėta programa *Autodesk Robot Structural Analysis*.

Apibendrinti abiejų bokšto-stiebo konstrukcijų sistemų skaičiavimo rezultatai pateikti 4 lentelėje ir 5 pav.

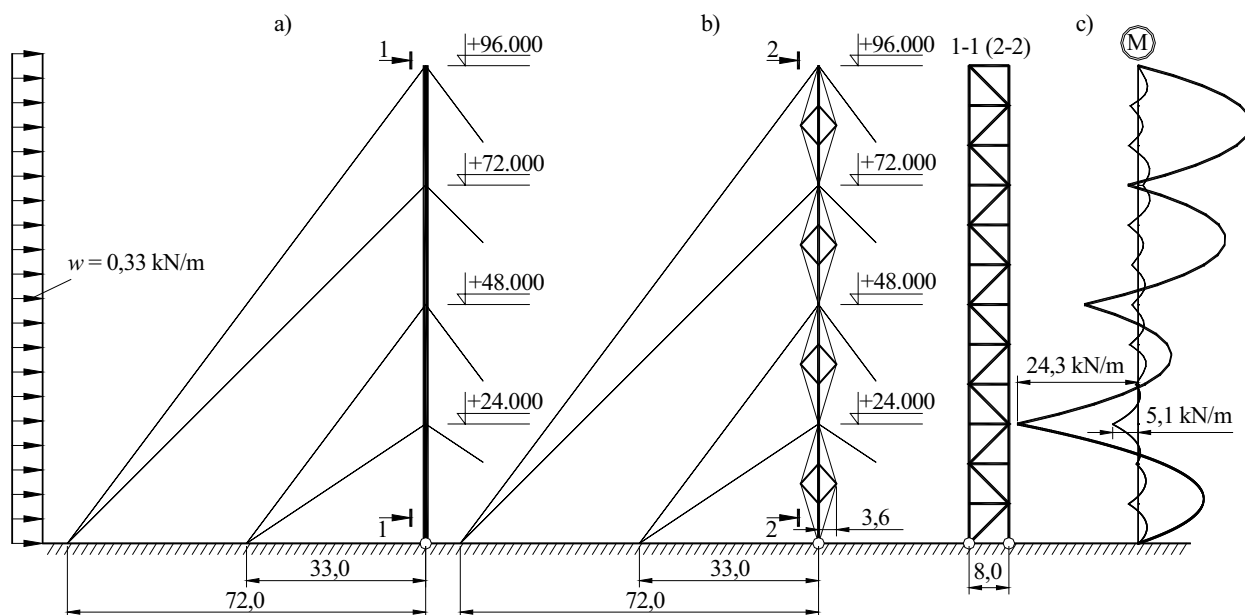
Kaip matyti iš pateiktų duomenų, kombinuoto paspyrinio bokšto-stiebo įrašas yra gerokai mažesnes už įprasto bokšto-stiebo įrašas. Dėl paspyrų palankaus poveikio didžiausieji lenkiamieji momentai paspyrinėje juostoje sudaro tik $5,1 \text{ kNm}$, kai įprastos sistemos juostoje jie yra daugiau nei $4,8$ karto didesni ir lygus $24,3 \text{ kNm}$ (5 pav.). Pabrėžtina, kad naujos sistemos juostos lenkiamųjų momentų diagrama yra tolygiau pasiskirsčiusi, o atotampų jungimo vietose nėra tokių lenkiamųjų momentų šuolių kaip įprastoje sistemoje.

Ašinės jėgos naujos sistemos juostoje, nepaisant išankstinio paspyrų įtempimo, taip pat yra mažesnės ir sudaro apie tik 81% tipinės bokšto-stiebo juostos ašinės jėgos. Svarbi ir ta aplinkybė, kad vertikali naujos sistemos reakcija į pamatą yra apie $1,65$ karto mažesnė, lyginant su įprastinio bokšto-stiebo reakcija.

3 lentelė. Įprastos ir naujos konstrukcijos statinių elementų skerspjūviai

Table 3. The element properties of typical and new stuctures

Konstrukcijos elementas	Įprastas plokščias bokštas-stiebas	Kombinuotas plokščias bokštas-stiebas
Juosta	$\text{Ø}530 \times 8$	$\text{Ø}273 \times 4$
Tinklelio elementas	$\text{Ø}219 \times 3,5$	$\text{Ø}219 \times 3,5$
Atotampos skerspjūvio plotas A (1–4 lygiai), cm^2	0,5	0,5
Paspyrinis elementas	–	$\text{Ø}76 \times 3,5$
Templė	–	$d = 18$



5 pav. Įprasto ir kombinuoto plokščio bokšto-stiebo skaičiuojamosios schemas: įprastas plokščias bokštas-stiebas (a); kombinuotas plokščias bokštas-stiebas (b); lenkimo momentų diagramos (c): — įprasto plokščio bokšto-stiebo; — kombinuoto plokščio bokšto-stiebo

Fig. 5. Typical plane tower-guyed mast (a), combined plane tower-guyed mast (b), bending moments diagrams (c): — typical plane tower-guyed mast; — combined plane tower-guyed mast

4 lentelė. Maksimalių įrašų lentelė**Table 4.** Structure element maximal forces

Įrašas	Įprastas plokščias stiebas-bokštas	Kombinuotas plokščias bokštas-stiebas
Lenkimo momentas juostoje, kNm	24,3	5,1
Vertikali reakcija į pamatą, kN	159,3	96,5
Juostų ašinė jėga, kN	159,3	129,1
Atotampas tempimas, kN	14,1	14,2
Templė	–	$d = 18$

Didžiausios abiejų sistemų įrašos atotampose praktiškai sutampa, todėl jų skerspjūviai vienodi. Būtinai pabrėžti, kad naujos kombinuotos paspyrinės plokščiojo bokšto-stiebo sistemos kamieno konstrukcijų masė apie du kartus mažesnė nei įprasto. Tai su kaupu kompensuoja galimas papildomas tempių išankstinio įtempimo darbo sąnaudas.

5. Išvados

1. Pateiktas naujas plokščio bokšto-stiebo sistemos konstrukcinis sprendimas leidžia, priklausomai nuo paspyrų skaičiaus, sumažinti juostų skaičiuojamąjį ilgį iš santvaros plokštumos ir subalansuoti klupumo įtempius abiejų juostos ašių atžvilgiu. Tai savo ruožtu leidžia naudoti juostoms racionalius apskritojo skerspjūvio profiliuotus.

2. Pateikiamos analizinės išraiškos paspyrinės sistemos juostos elementų įrašoms ir poslinkiams apskaičiuoti atsižvelgiant į išankstinį tempių įtempimą.

3. Atliktas plokščių bokštų-stiebų skaitinis eksperimentas parodė, kad siūlomas naujas plokščio bokšto-stiebo sistemos konstrukcinis sprendimas leidžia apie 4,8 karto sumažinti lenkiamuosius momentus juostose ir apie 1,2 karto – ašines jėgas jose. Nustatyta, kad naujos kombinuotos sistemos kamieno konstrukcijų masė maždaug perpus mažesnė nei įprasto.

Literatūra

Jasim, A. N.; Galeb, C. A. 2002. Optimum design of square free-standing communication towers, *Journal of Constructional Research* 58: 413-425. doi:10.1016/S0143-974X(01)00055-4

Chan, S.; Shu, G.; Lu, Z. 2007. Stability analysis and parametric study of pre-stressed stayed columns, *Engineering Structures* 24: 115–124. doi:10.1016/S0141-0296(01)00026-8

Farkas, J.; Jarmai, K. 1997. *Analysis and Design of Metal Structures*. Rotterdam: A. A. Balkema. 339 p.

Gantes, C.; Khoury, R.; Connor, J. J.; Pouangare, C. 1993. Modeling, loading, and preliminary design consideration for tall guyed towers, *Computers and Structures* 49(5): 797–805. doi:10.1016/0045-7949(93)90027-B

Gioffrè, M.; Gusella, V.; Materazzi, A.; Venanzi, I. 2004. Removable guyed mast for mobile phone networks: wind load modeling and structural response, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 92(6): 463–475. doi:10.1016/j.jweia.2004.01.006

Halasz, R.; Petersen, C. 1970. *Abgespannte Maste und Schornsteine. Statik und Dynamik*. Berlin: Ernstu Sohn. 111 p.

Jatulis, D.; Juozapaitis, A.; Kamaitis, Z. 2007. Technical and economical effectiveness of guyed mast with combined guys, *Technological and Economic Development of Economy* 13(2): 120–125.

Juozaitis, J.; Šapalas, A. 1998. Behaviour of Masts subjected to action of wind load, *Journal of Constructional Steel Research* 46(1): 467–467. doi:10.1016/S0143-974X(98)80090-4

Juozapaitis, A.; Kutas, R.; Jatulis, D. 2008. Mast behaviour analysis and peculiarities of numerical modelling, *Journal of Civil Engineering and Management* 14(1): 61–66. doi:10.3846/1392-3730.2008.14.61-66

Kulbach, V. 2007. *Cable Structures. Design and Analysis*. Tallin: Estonian Academy Publisher. 224 p.

Saito, D.; Wade, M. A. 2009. Numerical Studies of interactive Buckling in Prestressed Steel Stayed columns, *Engineering Structures* 31: 32–443. doi:10.1016/j.engstruct.2008.09.008

Materazzi, A. L.; Venanzi, I. 2007. A Simplified Approach for the Wind Response Analysis of Cable-Stayed Masts, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 95(9–11): 1272–1288. doi:10.1016/j.jweia.2007.02.008

Navarro, M. G.; Cazon, J. M. 2005. An unusual externally prestressed 100-m Span Footbridge at Valladolid (Spain), in *Proceeding 4th European Conference on Steel and Composite Structures*. June 8–10, 2005. Maastricht. Vol B, 4.7-65–4.7-72.

Palkowski, Sz. 2006. Some Problems of calculation and design of cable structures. Progress in steel, composite and Aluminium structures, in *Proceedings of XI International Conference on Metal Structures*, 21–23 June 2006, Rzeszow. London: Taylor and Francis, 79–89.

Smith, B. W. 2007. *Communication Structures*. London: Thomas Telford. 338 p. doi:10.1680/cs.34006

Wahba, Y.; Madugula, M.; Monforton, G. 1998. Evaluations of non-linear analysis of guyed antenna towers, *Computers and Structures* 68(1): 207–212. doi:10.1016/S0045-7949(98)00025-X

Wang, B. B. 2004. *Free-standing Tension Structures*. London: Taylor and Francis. 234 p.

Мельников, Н. 1969. *Антенные сооружения* [Melnikov, N. Antenna structures]. Москва: Знание. 48 с.

Беленя, Е. И. 1975. *Предварительно-напряженные несущие металлические конструкции* [Belenia, E. I. Pre-stressed steel structures]. Москва: Стройиздат. 164 с.

Воеводин, А. А. 1989. *Предварительно напряженные системы элементов конструкций* [Vojevodin, A. A. Pre-stressed structures]. Москва: Стройиздат. 304 с.

Воеводин, А. А. 1981. *Шпренгельные радиомачты* [Vojevodin, A. A. Kick-stand radio-masts]. Москва: Радио и связь. 176 с.

Кузнецов, В. В. 1998. *Металлические конструкции* [Kuznesov, V. V. Steel Structures]. Т. 3. Справочник проектировщика. Москва: АСВ. 576 с.

DESIGN AND ANALYSIS OF COMBINED PLANE STEEL GUYED TOWER-MAST

A. Juozapaitis, D. Jatulis, A. Šapalas

Summary. One of the most effective and widely used high-rise telecommunication structures are steel towers and guyed masts. The behaviour, analysis and application fields are exhaustively discussed in a number of scientific publications. The main advantages of tower structures are low building area, however, from the point of view of steel consumptions, such structures are not effective enough. For technical-economic efficiency not only the rational types of cross sections for typical mast elements are selected, but also various combined structural systems are developed and implemented. Flat tower-masts are also known. They are combined from a single plain truss supported out of its plane by guys. In this case, such mixed system is able to carry acting loads and actions in one direction like a tower and in other direction – like a mast. From a technical-economic point of view, such system stands in the intermediate position between the guyed mast and the tower. The major weakness of such framework is relatively great depth and the cross sectional area of the chords of the tower truss which is caused by the relatively high values of the bending moment in the chord acting in the plane of guys and the large buckling length of the chord out of truss plane. It must be stressed that wind action on the investigated structure directly depends on the dimensions of the chord cross section. This paper deals with the new combined plain tower-mast structure the chords of which out of plane are stiffened by and inserted between the guys connecting joints and the double-sided strut members. These members are pre-stressed to avoid compression induced by transverse loading. The analysis of the behavior of a separate strut system under transversal loading is performed and analytical expressions for determining internal forces and displacements in its members with and without pre-stressing are provided. The minimum values of the required pre-stressing in ties of the strut system are described. It is proved that a proper choice of the parameters of structural components gives a possibility of obtaining a favorable distribution of bending moments in the chord. On the basis of numerical experiments, a comparison between the results defined analytically and ones determined by the means of the Autodesk *Robot Structural Analysis* program is performed. The accuracy of the proposed analytical method is discussed. For defining the behaviour peculiarities of the new combined structural system and for estimating its technical-economic efficiency, the numerical experiment by the means of FEM program (*Autodesk Robot Structural Analysis*) was carried out. Analysis was performed using 98 meter high ordinary and new guyed tower-mast structures with guys fixed at four levels. The member sections of the analyzed structures designed according to the values of the defined acting internal forces are presented. It is estimated that using strut members helps in considerably reducing (about 4,8 times) the maximum values of bending moments in the chords of tower truss. It was estimated that depth between the chords in a new combined system was 2 times lesser than that in the ordinary tower – mast system. It is shown that in case of the same cross section and value of the pre-stressing force, the value of the vertical reaction of the new strutted tower-mast system on foundation was 1,65 time lesser than that in the ordinary system. Conclusions and recommendations are provided.

Keywords: combined plane steel guyed tower-mast, strut members system, pre-stressing, behaviour modelling.

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

Donatas JATULIS. Assoc. Prof. at the Department of Bridges and Special Structures, Vilnius Gediminas Technical University (VGTU), Lithuania. Ph.D. at VGTU. Research interests: development of guyed-mast structures, non-linear analysis of cables and guyed masts, optimal structural design.

Antanas ŠAPALAS. Prof. at the Department of Steel and Timber Structures, Vilnius Gediminas Technical University (VGTU), Lithuania. Ph.D. at VGTU. Research interests: long – term behaviour of composite structures, bearing capacity of composite structures, behaviour of structures in fire, steel structures for telecommunication network.