



PLIENINIŲ PLAUŠŲ ARMUOTŲ KOMPOZITINIŲ PLIENBETONINIŲ PLOKŠČIŲ ĮLINKIŲ IKI SUIRIMO ANALIZĖ

Mindaugas Petkevičius¹, Juozas Valivonis²

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

El. paštas: ¹Mindaugas.Petkevicius@vgtu.lt; ²Juozas.Valivonis@vgtu.lt

Įteikta 2010 05 12; priimta 2010 06 07

Santrauka. Šiame straipsnyje atlikta kompozitinių plienbetoninių plokščių standumo eksperimentinių ir teorinių rezultatų analizė. Bandiniams panaudoti „kregždės uodegos“ tipo profiliuoti plieniniai lakštai. Dviejų plokščių betoninis sluoksnis armuotas plieniniu plaušu, likusių – nearmuotas. Plokštės bandomos veikiant statine trumpalaikė apkrova. Kompozitinių plokščių įlinkis tiesiogiai priklauso nuo jungties tarp plieninio profiliuoto lakšto ir betoninio sluoksnio standumo. Kompozitinių plokščių įlinkiams skaičiuoti naudotas sudėtinių strypų teorijos pagrindu pasiūlytas metodas, leidžiantis įvertinti jungties tarp plieninio lakšto ir betoninio sluoksnio dalinį standumą, taip pat įvertina supleišėjusio betoninio sluoksnio įtaką konstrukcijos standumui bei betoninio sluoksnio gniuždomosios zonos plastines deformacijas. Jungties tarp plieninio lakšto ir betoninio sluoksnio šlyties charakteristikai nustatyti buvo išbandyti bandiniai iš to paties betoninio mišinio kaip ir kompozitinės plokštės. Palyginus eksperimentinių ir teorinių tyrimų rezultatus, gautas gana geras rezultatų sutapimas.

Reikšminiai žodžiai: standumas, įlinkis, kompozitinė plokštė, plieninis plaušas, betonas, plieninis lakštas.

1. Įvadas

Profiliuotų plieninių lakštų komponavimas su betono sluoksniu yra racionalus pastatų perdangų konstrukcinis sprendinys. Šie konstrukciniai sprendiniai padeda gerokai sumažinti perdangos kainą, sutaupoma iki 30 % betono. Įrengiant perdangas nereikalingi klojiniai bei mažas konstrukcijos aukštis ir svoris. Tokios konstrukcijos gali būti naudojamos gyvenamųjų ir pramoninių pastatų perdangoms įrengti (Dowling, Burgan 1997).

Tinkamas sluoksniuotosios konstrukcijos sluoksnių išdėstymas leidžia puikiai išnaudoti sluoksnių medžiagų fizines ir mechanines savybes. Tačiau sluoksnių jungties standumas lemia sluoksniuotųjų konstrukcijų elgseną eksploatacijos metu. Tačiau adhezija bei trintis tarp betono ir metalo ne visuomet garantuoja, kad neįvyks pasislinkimas. Tai galima pastebėti tiriant kompozitinių plienbetoninių plokščių darbą. Eksperimentiniai tyrimai rodo, kad tokių plokščių suirtis dažniausiai įvyksta kontakto zonoje prie atramų (de An-

drade *et al.* 2004; Tenhovuori *et al.* 1996; Bode *et al.* 1996). Todėl tokio tipo konstrukcijų laikomoji galia ir standumas priklauso nuo plieninio lakšto ir betoninio jungties sluoksnio stiprumo. Todėl ieškoma įvairių būdų betoninio sluoksnio ir plieninių lakštų jungties stiprumui ir standumui užtikrinti. Dažnai lakštuose daromi įvairios formos nelygumai (briaunelės), kurie padidina mechaninį atsparumą praslydimui (Burnet, Oehlers 2004; Motak, Machacek 2004; Mistakidis, Dimitriadis 2008). Atraminėje zonoje įrengiami specialūs inkarai. Tačiau nepaisant didžiulių pastangų, kompozitinės plienbetoninės konstrukcijos, veikiant išorinei apkrovai, viršijančiai ~40 % laikomosios galios, plienbetonio jungtis tampa iš dalies standi.

Daugelio autorių atlikti teoriniai ir eksperimentiniai tyrimai parodė, kad labai sudėtinga užtikrinti visiškai standžių jungčių tarp plieninio lakšto ir betoninio sluoksnio. Eksploatacijos metu, ypač kai konstrukciją veikia didelės apkrovos, sluoksniai pradeda slinkti vienas kito atžvilgiu. Dėl šios priežasties konstrukcijos standumas sumažėja, įlinkiai ima sparčiau didėti.

Atlikti kompozitinių plienbetoninių plokščių eksperimentiniai tyrimai (Valivonis 2006) leido nustatyti tokių plokščių suirimo mechanizmą bei įvertinti plokštės jungties zonoje atsirandančią šlyties jėgą. Tačiau betonui armuoti panaudojus plieninį plaušą, tokių plokščių elgsena bei standumas išorinių apkrovų veikimo metu pasikeičia. Todėl šiame darbe pateikiami tokių plokščių eksperimentinių ir teorinių tyrimų rezultatai.

2. Lenkiamųjų kompozitinių plienbetoninių plokščių teorinė įlinkių analizė

Lenkiamosios kompozitinės plienbetoninės plokštės įlinkis, kai sluoksnių jungtis yra standi, apskaičiuojamas kaip lenkiamojo gelžbetoninio elemento, armuoto išorine plienine armatūra, pagal žinomą formulę:

$$\omega = k \cdot \frac{M \cdot l^2}{\varphi_{c1} \cdot E_{cm} \cdot I_{eff}} \quad (1)$$

Kol betoninis sluoksnis nesupleišęs, plokštės efektyvusis inercijos momentas I_{eff} apskaičiuojamas įvertinant visą betoninio sluoksnio ir plieninio lakšto skerspjūvio plotą. Koeficientas $\varphi_{c1} = 0,85$ vertina betono valkšnumo deformacijas, atsirandančias nuo statinės trumpalaikės apkrovos. Koeficientas k vertina plokštės atrėmimo ir apkrovimo schemą.

Betoniniame plokščių sluoksnyje atsiradus statmeniesiems plyšiams, tačiau jungčiai tarp sluoksnių esant standžiai, įlinkis skaičiuojamas pagal Eurokode 2 pasiūlytą metodiką.

$$\omega_m = \zeta \cdot \omega_{cr} + (1 - \zeta) \cdot \omega \quad (2)$$

Pasiskirstymo koeficientas ζ apskaičiuojamas taip:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (3)$$

čia: β – koeficientas, kuriuo įvertinama apkrovimo trukmės įtaka vidutinei deformacijai. Kai veikia trumpalaikė apkrova, $\beta = 1,0$; M_{cr} – lenkimo momentas, kuriam veikiant betoninio sluoksnio tempiamos zonoje atsiveria plyšys.

Kompozitinės plienbetoninės plokštės įlinkis, kai jungtis tarp sluoksnių standi, o betoniniame sluoksnyje atsivėrę statmenieji plyšiai, apskaičiuojamas pagal šią formulę:

$$\omega_{cr} = k \cdot \frac{M \cdot l^2}{\varphi_{c1} \cdot E_{cm} \cdot I_{c,eff,II}} \quad (4)$$

Plokštės supleišėjusio skerspjūvio inercijos momentas $I_{c,eff,II}$ apskaičiuotas taip:

$$I_{c,eff,II} = \frac{b \cdot x_m^3}{3} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \left(A_p \cdot (d_p - x_m)^2 \right), \quad (5)$$

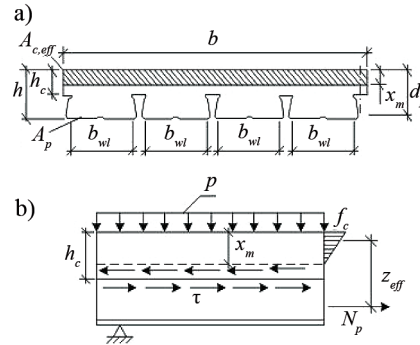
čia

$$x_m = d_p \cdot \left(\sqrt{k_x^2 + 2 \cdot k_x} - k_x \right); \quad (6)$$

$$k_x = \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \left(\frac{A_p}{A_c} \right); \quad (7)$$

$$A_c = b \cdot d_p. \quad (8)$$

Kompozitinių plienbetoninių plokščių įlinkį, kai sluoksnių jungtis yra dalinio standumo, siūloma apskaičiuoti metodu, pasiūlytu sudėtinių strypų teorijoje (Marčiukaitis *et al.* 2006). Šis metodas leidžia įvertinti plyšių įtaką betoninio sluoksnio standumui, betoninio sluoksnio gniuždomosios zonos plastines deformacijas bei betoninio plokštės sluoksnio ir plieninio lakšto jungties standumą. Skaičiuojamoji schema parodyta 1 pav.



1 pav. Kompozitinės plokštės įlinkių skaičiuojamoji schema (Marčiukaitis *et al.* 2006): a – plokštės skerspjūvis; b – skaičiuotinė schema

Fig. 1. Computational scheme of composite slab deflections (Marčiukaitis *et al.* 2006): a – cross section of slab; b – design scheme

Kompozitinės plienbetoninės plokštės skerspjūvio inercijos momentas $I_{c,eff}$ įvertinant kompozitinės plokštės supleišėjusį betoninį sluoksnį, apskaičiuojamas pagal (9) formulę (Zalesov *et al.* 2002):

$$I_{c,eff} = \frac{b_w \cdot x_m^3}{3} + \frac{(b - b_w) \cdot h_c^3}{12} \left[1 + 12 \cdot \left(\frac{x_m}{h_c} - 0.5 \right)^2 \right]. \quad (9)$$

Remiantis atliktais eksperimentiniais tyrimais nustatyta, kad sluoksniuotų plienbetoninių konstrukcijų su plieniniu profiliuotu lakštu betoninio sluoksnio

tempiamoji zona yra suvaržyta, todėl atsiveria mažesnio pločio, tankiau išsidėstę statmenieji plyšiai. Vidutinis gniuždomosios zonos aukštis apskaičiuojamas pagal (10) formulę:

$$x_m = \delta \cdot d_p \cdot \left(\sqrt{\mu^2 + \frac{\mu \cdot h}{d_p}} - \mu \right), \quad (10)$$

čia

$$\mu = \mu_f + \frac{E_p \cdot A_p}{E_{c,eff} \cdot b_w \cdot d_p}, \quad (11)$$

$$\mu \cdot h = \mu_f \cdot h_c + \frac{2 \cdot E_p \cdot A_p}{E_{c,eff} \cdot b_w}, \quad (12)$$

$$\mu_f = \frac{b \cdot h_c}{b_w \cdot d_p}. \quad (13)$$

Koeficientas $\delta = 1 - (M / M_{RC})^{1,8}$ vertina išorinės apkrovos įtaką ekvivalentinės gniuždomosios zonos aukščiui.

Lenkiamajame kompozitiniame plienbetoniniame elemente nuo apkrovimo pradžios betono gniuždomojoje zonoje pradeda didėti plastinės deformacijos. Todėl betono efektyvusis tamprumo modulis sumažėja.

$$E_{c,eff} = v \cdot E_{cm}. \quad (14)$$

Betoninio sluoksnio gniuždomojoje zonoje plastinės deformacijos įvertinamos betono tamprumo koeficientu v , apskaičiuojamu pagal pasiūlytą formulę:

$$v = 0.5 \cdot \left[1 - \left(3.2 + m - 2 \cdot \frac{M}{M_{RC}} \right) \cdot \left(\frac{M}{M_{RC}} \right)^{2-m} \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_c} \right], \quad (15)$$

koeficientas m , įvertinantis betono stiprio ir σ - ϵ charakterio ryšio įtaką, apskaičiuojamas pagal (16):

$$m = \sqrt{\frac{f_c}{f_{c,max}}}, \quad (16)$$

čia $f_{c,max}$ – maksimali cementinio betono stiprio reikšmė, kuri gali būti gauta tuo atveju, kai yra ideali jo struktūra, tada ji lygi stambaus užpildo stipriui ($f_{c,max} = 200$ MPa).

Remiantis sudėtinių strypų teorija, laisvai atremtos plokštės, apkrautos trumpalaikė apkrova dviem su-telktomis jėgomis, maksimalus įlinkis (tarpatramio vi-duryje, kai $x = l/2$) apskaičiuojamas pagal šią formulę:

$$\omega_{max} = M \cdot \left(\frac{l^2}{8 \cdot E_{eff} I_{eff}} + \frac{1}{D} \cdot \left(\frac{ch \left(\lambda \frac{l}{2} \right) - 1}{\lambda^2 ch \left(\lambda \frac{l}{2} \right)} \right) \right). \quad (17)$$

Kompozitinės plokštės ekvivalentiniam lenkiamajam standumui aprašyti naudojama tokia išraiška:

$$E_{eff} I_{eff} = E_{c,eff} I_{c,eff} + E_p I_p + \frac{E_{c,eff} A_{c,eff} \cdot E_p A_p \cdot z_{eff}^2}{E_{c,eff} A_{c,eff} + E_p A_p}. \quad (18)$$

Kompozitinės plienbetonio plokštės sluoksnių jungties standumo įtaka bendram plokštės standumui vertinama koeficientu

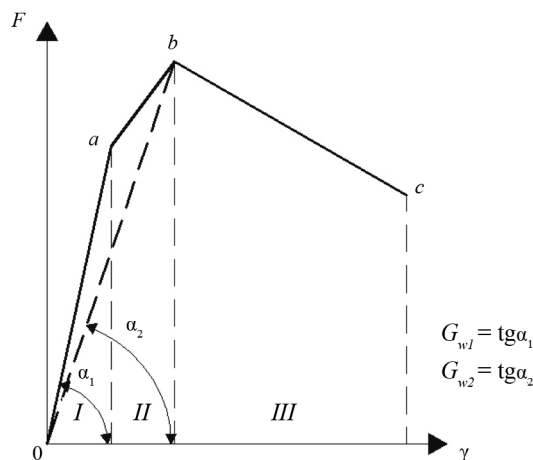
$$\lambda = \sqrt{\alpha \cdot \gamma}, \quad (19)$$

čia

$$\gamma = \frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_{c,eff} A_{c,eff}} + \frac{z_{eff}^2}{E_p I_p + E_{c,eff} I_{c,eff}}. \quad (20)$$

Atsižvelgiant į plienbetonio jungties tyrimus (Marčiukaitis *et al.* 2006) išskiriamos trys jungties darbo stadijos (2 pav.). Nagrinėjant kompozitinių plienbetonių plokščių įlinkį, esant daliniam kontakto standumui, antroje darbo stadijoje vertinamas jungties standumas. Dydis, vertinantis betono ir profiliuoto lakšto jungties standumą, gali būti apskaičiuotas taip:

$$\alpha = \frac{b \cdot G_w}{z_{eff}}. \quad (21)$$



2 pav. Jungties tarp plieninio profiliuoto lakšto ir įprasto betono elgsenos stadijos (Marčiukaitis *et al.* 2006)

Fig. 2. Stages in behavior of connection between steel profiled sheeting and concrete (Marčiukaitis *et al.* 2006)

Betono, armuojamo plieniniu plaušu, stipris didėja (Рабинович 2004; Šalna, Marčiukaitis 2007). Atsižvelgiant į šią prielaidą kompozitinės plokštės su betoniniu sluoksniu, armuotu plieniniu plaušu, jungties tarp sluoksnių standumas gali būti nustatomas taip:

$$\alpha = \frac{f_{sfrct}}{f_{ct}} \cdot \frac{b \cdot G_w}{z_{eff}}, \quad (22)$$

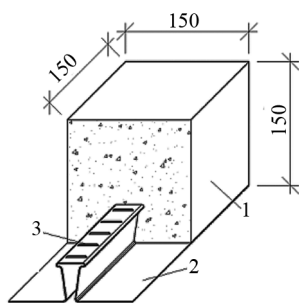
čia: f_{ct} , f_{sfrct} – atitinkamai įprasto betono tempiamasis ir betono, armuoto plieniniu plaušu, tempiamasis stipriai; b – plokštės plotis.

Dydis, įvertinantis kompozitinės plienbetonio plokštės lenkiamąjį standumą:

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{E_{c,eff} I_{c,eff}} + \frac{1}{E_p I_p} - \frac{1}{E_{eff} I_{eff}}. \quad (23)$$

3. Jungties tarp plieninio profiliuoto lakšto ir betoninio sluoksnio eksperimentinis tyrimas

Efektyvesniam kompozitinių plienbetoninių plokščių standumo elgsenos įvertinimui buvo atlikti papildomi plieninio lakšto ir betoninio sluoksnio jungties standumo eksperimentiniai tyrimai. Tyrimams buvo pagaminti kontroliniai bandiniai (3, 4 pav.) iš analogiškų plieninių lakštų ir to paties sunkiojo betono kaip plokščių P1, PF2, P3, PF4. Pirmą ir antrą kartą betonuojant pagaminta po aštuonis bandinius. Bandinių PF2 ir PF4 betonas armuotas plieniniu plaušu, o P1 ir P3 naudotas įprastas betonas.



3 pav. Bandinio sluoksnių jungties standumo nustatymo bendras vaizdas: 1 – betonas; 2 – plieninis profiliuotas lakštas; 3 – skersinės briaunelės

Fig. 3. General view of specimen for determination of rigidity in contact zone between layers: 1 – concrete; 2 – profiled steel sheeting; 3 – transverse rib



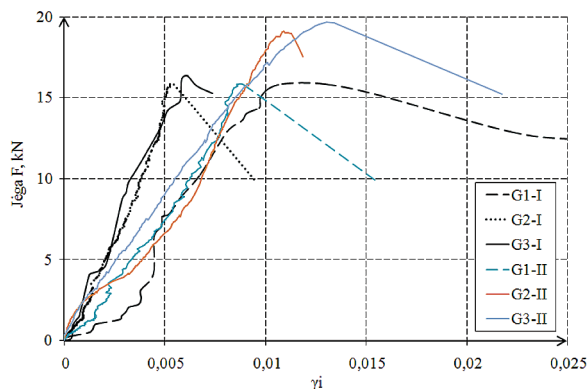
4 pav. Bandinys bandymo stende jungties tarp sluoksnių standumui nustatyti

Fig. 4. Specimen to determine the stiffness of contact zone between layers in test setup

Bandiniai buvo bandomi statine apkrova. Apkrova keliama pastoviu greičiu. Bandymo metu buvo matuojamas profiliuoto lakšto poslinkis betono atžvilgiu.

Pateiktos bandinių su įprastu betonu (5 pav.) ir plieniniu plaušu, armuotu betonu (6 pav.), sluoksnių jungties šlyties deformacijos, taip pat pateikti šlyties deformacijų vidurkių grafikai (7 pav.).

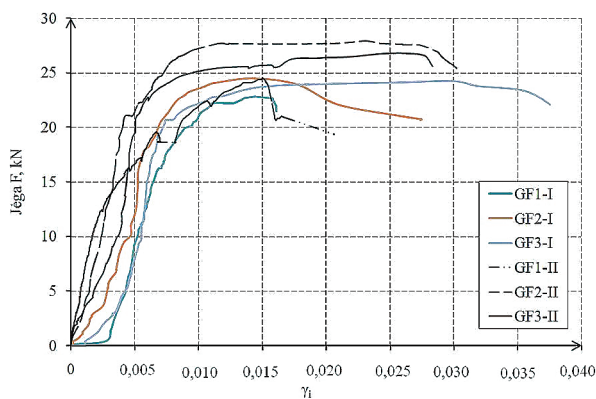
Kaip matyti iš pateiktų grafikų analizės (5 pav.), bandiniai (betonas be plieninio plaušo) dirba tampriai, kol pasiekia didžiausią atlaikomąją šlyties jėgą. Šioje stadijoje cheminė sukibtis ir skersinės briaunelės užtikrina betoninio sluoksnio ir plieninio lakšto jungties bendrą darbą. Cheminė sukibtis gali būti pažeidžiama, įvykus horizontaliam pasislinkimui nuo šlyties jėgos sukeltų tangentinių įtempių. Ties skersinėmis briaunelėmis susidaro sudėtingas įtempių būvis ir tempimo įtempiams viršijus betono tempiamąjį stiprį atsiveria plyšiai (7 pav.), tada betoninis sluoksnis atsiskiria nuo plieninio lakšto ir įvyksta suirimas.



5 pav. Šlyties jėgos ir šlyties deformacijų priklausomybės (bandiniai su įprastu betoniniu sluoksniu): I – bandiniai, pagaminti pirmojo betonavimo metu; II – bandiniai, pagaminti antrojo betonavimo metu

Fig. 5. Relationship between shear force and shear strains (specimens with usual concrete layer): I – specimens made during the first concrete pouring; II – specimens made during the second concrete pouring

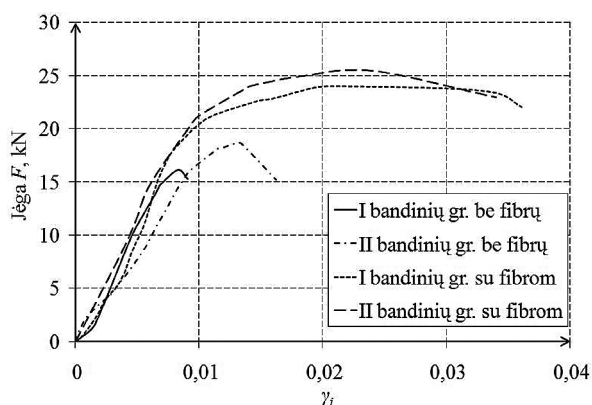
Bandinių su plieniniu plaušu armuotu betono sluoksniu (6 pav.) suirimas yra plastiškas. Iš bandymų rezultatų matyti, kad iki $\sim 0,05F_u$ (čia F_u – ardančioji šlyties jėga) suyra cheminė sukibtis ir prie skersinių briaunelių atsiranda vietinių gniuždymo įtempių. Dėl betono sluoksnio skersinių deformacijų suvaržymo plieniniu plaušu šlyties deformacijų augimo greitis, didėjant apkrovai, sumažėja. Pasiekus $\sim 0,8-0,9F_u$ šlyties deformacijų greitis ima sparčiai didėti, šioje stadijoje betono gniuždomieji įtempiai prie skersinių briaunelių artėja prie betono gniuždomojo stiprio



6 pav. Šlyties jėgos ir šlyties deformacijų priklausomybės (bandiniai su betoniniu sluoksniu armuotu plieniniu plaušu):

- I – bandiniai, pagaminti pirmojo betonavimo metu;
- II – bandiniai, pagaminti antrojo betonavimo metu

Fig. 6. Relationship between shear force and shear strains (specimens with steel fiber-reinforced concrete layer): I – specimens made during the first concrete pouring; II – specimens made during the second concrete pouring



7 pav. Šlyties jėgos ir šlyties deformacijų priklausomybės nuo vidurkių

Fig. 7. Average relationship between shear force and shear strains of all tested specimens

ribos. Viršijus betono gniuždomąjį stiprį prie briaunelių susidaro pleištas, tada veikiant šlyties jėgai betono sluoksnis bando atsiskirti nuo plieninio lakšto ir viršijus plieniniu plaušu armuoto betono tempiamąjį stiprį atsiveria plyšiai ir įvyksta suirimas. Bandiniai suyra plastiškai.

4. Eksperimentinis kompozitinių plokščių tyrimas

Tyrimams paruoštos keturios kompozitinės plienbetonio plokštės. Bandinių gamybai naudoti STE-EL-COMP firmos „kregždės uodegos“ CS48-36-750 ZN0.9 tipo plieniniai lakštai. Betono mišinio gamybai naudota granito skalda (5–11 mm), kvarcinis smėlis (0–5 mm) ir portlandcementis. Plieninis plaušas – TF HE 50/1,0 tipo, plaušo kiekis sudaro 20 kg/m³ betono.

Bandiniai buvo gaminti dviem etapais. Betonuojant pirmą ir antrąkart pagaminta po dvi plokštės. Kiekvieno betonavimo metu pagaminta viena kompozitinė plienbetoninė plokštė su įprastu betonu ir viena plokštė su plieniniu plaušu armuotu betonu (Petkevičius 2009). Geometrinės plokščių charakteristikos pateiktos 1 lentelėje.

Kiekvieno betonavimo metu medžiagų mechaninėms savybėms nustatyti pagaminti kontroliniai bandiniai. Gautos medžiagų mechaninių charakteristikų vidutinės reikšmės pateiktos 1 lentelėje. Bandyto schema parodyta 8 pav. Plokštės buvo bandomos statine trumpalaikė apkrova. Apkrova keliami pastoviu greičiu naudojant hidraulinį kėliklį. Bandant buvo matuojamos skersinės, išilginės, šlyties deformacijos ir įlinkiai. Išilginės tempimo (plokštės apačioje) ir gniuždymo (plokštės viršuje) deformacijos buvo matuojamos tarpatrio viduryje. Skersinės betono deformacijos matuotos prie atramų (plokštės viršuje) ties plieninio lakšto bangomis. Šlyties deformacijos matuotos plokštės galuose. Įlinkis buvo matuojamas tarpatrio viduryje.

Pagal 8 pav. parodytą schemą išbandytos dvi bandinių grupės, pagamintos pirmojo ir antrojo betonavimo metu (9 pav.). Bandant kompozitines plienbetonines plokštės gauti įlinkiai, plokščių gniuždomosios zonos betono ir tempiamosios zonos plieno deformacijos parodytos 10 ir 11 pav.

Kompozitinių plienbetoninių plokščių eksperimentiniai tyrimai parodė, kad plokštėse su plieniniu plaušu, armuotu betonu (PF2, PF4), lenkimo momentui viršijus $M \sim 0,5M_R$, išauga skersinės ir šlyties deformacijos, todėl sluoksniai pasislenka vienas kito atžvilgiu ir įlinkiai pradeda sparčiau didėti, tačiau lyginant su plokštėmis P1, P3 veikiant $M \sim 0,6M_R$ apkrovai jie yra 16–18 % mažesni.

Plokščių PF2, PF4 suirtis yra plastiškoji, išilginiai pasvirieji plyšiai, atsiveriantys prie atramų virš plieninio lakšto bangų, kur kas siauresni nei P1, P3 plokščių.

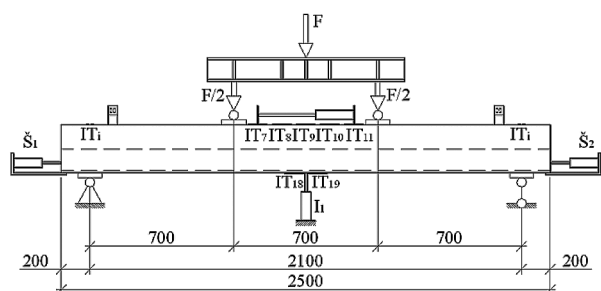
Kai apkrova nedidelė, išilginės tempimo (plieniniame lakšte) ir gniuždymo (betono sluoksnyje) deformacijos visose plokštėse (P1, P3, PF2, PF4) buvo panašios (11 pav.). Plieniniu plaušu armuotos plokštės PF4 tempimo deformacijos $\sim 0,25$ karto mažesnės už P3 plokštės.

Visų išbandytų kompozitinių plokščių P1, PF2, P3 ir PF4 suirimo charakteris buvo vienodas. Suirimas įvyko horizontaliajame pjūvyje. Suirties metu betone atsivėrė išilginiai plyšiai bei buvo užfiksuotas horizontalus lakšto poslinkis (0,5–4 mm). Skirtingų bandinių grupių yra skirtinga suirimo apkrova.

1 lentelė. Kompozitinių plienbetonio plokščių charakteristikos

Table 1. Characteristics of composite steel-concrete slabs

Bandinio Nr.	Plokštės plotis b , m	Šlyties charakteristika esant tampriajai stadijai G_{w1} , MPa	Šlyties charakteristika esant tampriai plastinei stadijai G_{w2} , MPa	Plokštės skerspjūvio aukštis h , m	Betono sluoksnio virš lakšto bangos aukštis h_c , m	Profiluoto plieninio lakšto skerspjūvio plotas A_p , m ²	Betono tamprumo modulis E_{cm} , GPa	Plieno tamprumo modulis E_s , GPa	Betono kubelinis stipris f_c , MPa	Plieno stipris pagal takumo ribą f_{yp} , MPa
P1	0,75	122	88	0,1017	0,0552	$1,01 \times 10^{-3}$	27,71	210	31,28	413,0
PF2	0,75	122	88	0,1023	0,0558	$1,01 \times 10^{-3}$	30,29	210	32,09	413,0
P3	0,75	106	83	0,1012	0,0547	$1,01 \times 10^{-3}$	33,46	210	33,79	413,0
PF4	0,75	106	83	0,1075	0,0610	$1,01 \times 10^{-3}$	31,23	210	34,32	413,0



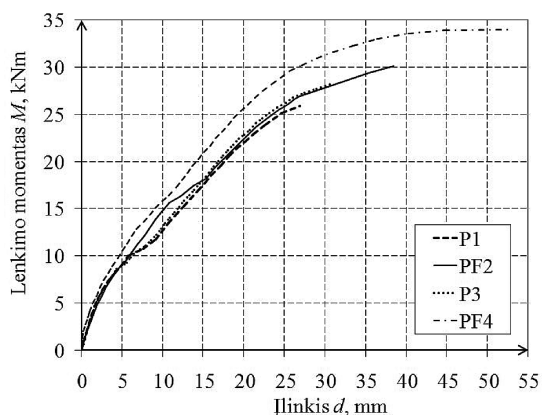
8 pav. Kompozitinių plienbetoninių plokščių bandymo schema

Fig. 8. Test arrangement scheme



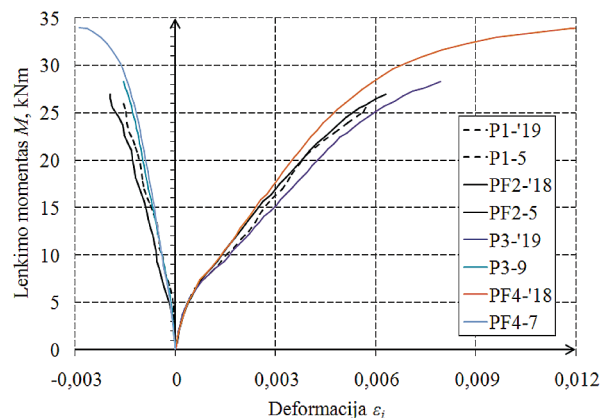
9 pav. Kompozitinė plienbetoninė plokštė bandymo stende

Fig. 9. Composite steel-concrete slab in test setup



10 pav. Plokščių P1, PF2, P3 ir PF4 įlinkių nuo lenkimo momentų priklausomybės

Fig. 10. Experimental relationship between the deflections and the bending moments of slabs P1, PF2, P3, PF4



11 pav. Plokščių P1, PF2, P3 ir PF4 gniuždomosios ir tempiamosios zonų deformacijų nuo lenkimo momento priklausomybės

Fig. 11. Relationship between longitudinal deformations in compression (tension) zone and the bending moments of slabs P1, PF2, P3 and PF4

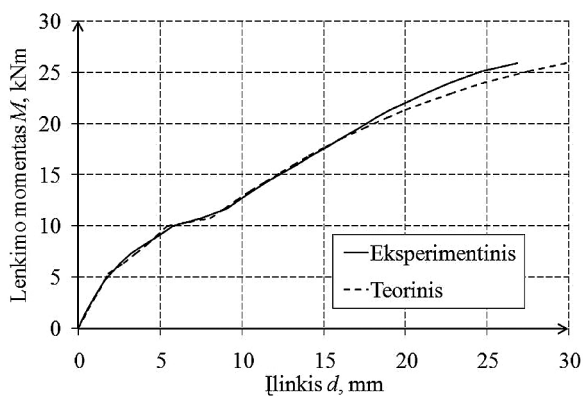
5. Lenkiamųjų kompozitinių plienbetoninių plokščių teorinių ir eksperimentinių įlinkių analizė

Visų eksperimentais išbandytų kompozitinių plienbetoninių plokščių įlinkiai, esant standžiai sluoksnių jungčiai, buvo skaičiuojami pagal (1) formulę. Plokščių įlinkiai, kai betoninis sluoksnis pradeda pleišėti, o jungtis tarp sluoksnių standi, apskaičiuoti pagal (2) formulę.

Kompozitinių plienbetoninių plokščių įlinkiai, esant iš dalies standžiai jungčiai, buvo skaičiuoti sudėtinių strypų teorijos (Ржаницин 1986) pagrindu pasiūlytu metodu (Marčiukaitis *et al.* 2006). Teoriniai įlinkiai buvo apskaičiuojami naudojant tikrąsias medžiagų mechanines charakteristikas ir tikruosius plokščių bandinių matmenis, pateiktus 1 lentelėje pagal (17) formulę. Betono efektyvusis tamprumo modulis apskaičiuotas pagal (14)–(15) formules, supleišėjusio betoninio sluoksnio inercijos momentas apskaičiuotas pagal (9)–(13) formules.

Lenkiamųjų kompozitinių plokščių su įprastu betoniniu sluoksniu koeficientas α , įvertinantis jungties tarp sluoksnių standumą, apskaičiuotas pagal (21) formulę, o plokščių su betoniniu sluoksniu armuotu plieniniu plaušu – naudojant (22) formulę.

Skaičiuota neįvertintus įlinkio, kuris atsirado dėl betono traukumo.



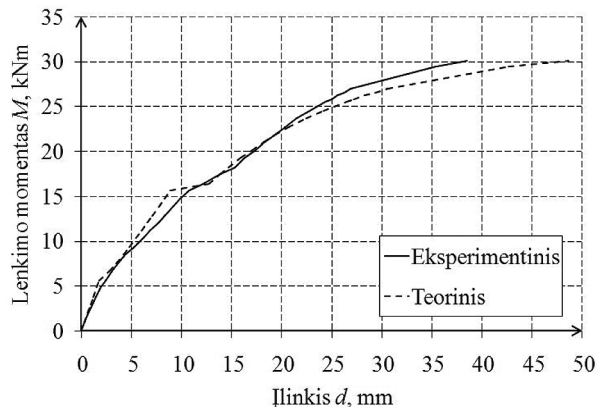
12 pav. Plokštės P1 eksperimentinių ir teorinių įlinkių palyginimas

Fig. 12. Comparison of experimental and theoretical deflections of slab P1

Atliekant skaičiavimus, jungties standumo šlyties charakteristika G_w buvo nustatyta iš eksperimentinių sluoksnių jungties standumo bandymo rezultatų (5, 6 pav.).

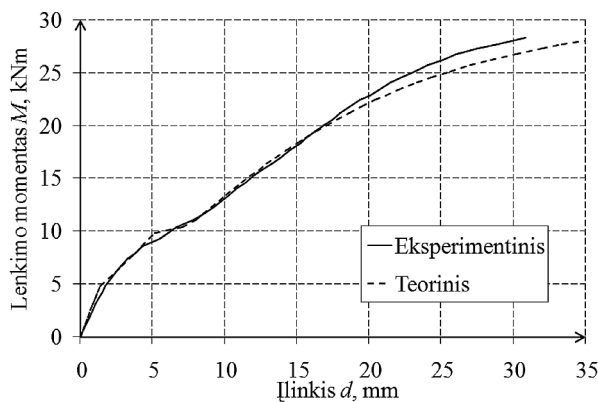
Pasiūlytasis metodas (Marčiukaitis *et al.* 2006) leido įvertinti tikrąjį kompozitinių plokščių sluoksnių jungties standumą, kuris, jungtyje tarp sluoksnių atsiradus plastinėms šlyties deformacijoms, daugiausia sukelia įlinkio didėjimą.

Eksperimentinių ir teorinių įlinkių palyginimas parodytas grafikuose (12–15 pav.). Gautos teorinės įlinkių reikšmės, veikiant $\sim 0,6M_R$ apkrovai (čia M_R – plokščių suirimo momentas), artimos eksperimentinėms. Gautos reikšmės parodytos 2 lentelėje.



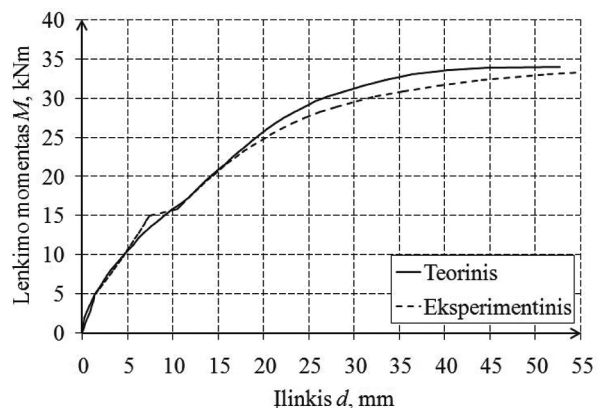
13 pav. Plokštės PF2 eksperimentinių ir teorinių įlinkių lyginimas

Fig. 13. Comparison of experimental and theoretical deflections of slab PF2



14 pav. Plokštės P3 eksperimentinių ir teorinių įlinkių lyginimas

Fig. 14. Comparison of experimental and theoretical deflections of slab P3



15 pav. Plokštės PF4 eksperimentinių ir teorinių įlinkių lyginimas

Fig. 15. Comparison of experimental and theoretical deflections of slab PF4

2 lentelė. Kompozitinių plokščių teorinių ir eksperimentinių įlinkių lyginimas, kai veikia $0,6M_R$ apkrova

Table 2. Comparison of theoretical with experimental deflections of composite slabs at a bending moment $0.6M$

Bandinio Nr.	Lenkimo momentas, $M \approx 0,6M_R$, kNm	Teorinis lenkiamosios kompozitinės plokštės stiprumas, kai jungtis tarp sluoksnių absoliučiai standi, M_{RC} , kNm	Eksperimentinis kompozitinės plokštės įlinkis ω_{obs} , mm	Teorinis įlinkis ω_{call} , mm	Eksperimentinio ir teorinio įlinkio santykis
				Pagal sudėtinių strypų teorijos pasiūlytą metodą (Marčiukaitis et al. 2006)	$\omega_{obs} / \omega_{call}$
P1	15,28	32,84	12,56	12,39	1,01
PF2	19,25	33,18	16,31	15,94	1,02
P3	16,98	32,90	13,90	13,55	1,03
PF4	20,23	35,58	14,40	14,50	0,99

6. Išvados

Skaičiuojant kompozitinių plienbetoninių plokščių įlinkį būtina imti jungties tarp sluoksnių dalinį standumą ir betoninio sluoksnio standumą veikiančius statmenuosius plyšius tempiamojoje bei ir plastines deformacijas gniuždomojoje zonoje. Tai gali būti įvertinta taikant pasiūlytą metodą (Marčiukaitis et al. 2006) pagal (9)–(22) formules. Skaičiuojant betoninio sluoksnio plastinių deformacijų kitimą gniuždomojoje zonoje nuo apkrovos įvertina (15) formulė. Statmenųjų plyšių įtaka betoninio sluoksnio tempiamojoje zonoje įvertinama (9)–(13), formulėmis.

Plieniniu plaušu armuoto betono ir plieninio lakšto jungties standumas bei jungties standumo charakteristika G_w , reikalinga įlinkiams skaičiuoti, buvo nustatyta pagal eksperimentinių tyrimų rezultatus.

Eksperimentinė ir teorinė analizė parodė, kad kai kompozitines plienbetonines plokštes veikia naudojimo apkrova, plieninio lakšto ir betono jungtis nėra standi, o betoninio sluoksnio tempiamojoje zonoje yra statmenųjų plyšių. Todėl plienbetoninių plokščių standumui įtaką daro plienbetonio jungties šlyjamasis standis.

Betoninį kompozitinių plokščių sluoksnį armavus plieniniu plaušu, padidėja plokštės standumas. Veikiant lenkimo momentui, lygiam $0,6 M_R$, plieniniu plaušu armuotose plokštėse įlinkis sumažėjo 16–18 %, palyginti su plokštėmis be plaušo. Plokščių su plaušu armuotu betoniniu sluoksniu suirimas plastiškas. Plokštėje atsivėrę plyšiai yra mažesnio pločio.

Taikant pasiūlytą skaičiavimo metodą gautos geros įlinkių teorinės reikšmės, lyginant su eksperimentų metu gautosiomis. Kai lenkimo momentas, sukeltas išorinių poveikių, yra panašus į konstrukcijos eksploataavimo metu atsiradusį lenkimo momentą

($M \approx 0,6M_R$), eksperimentinių ir teorinių įlinkių reikšmių santykis plokštėse be plieninio plaušo P1, P3 kinta nuo $\omega_{obs} / \omega_{call} = 1,01–1,03$, o plokštėse su plieniniu plaušu PF2, PF4 $\omega_{obs} / \omega_{call} = 0,99–1,02$.

Literatūra

- de Andrade, S. A. L.; da S. Vellasco, P. C. G.; da Silva, J. G. S.; Takey, T. H. 2004. Standardized composite slab systems for building constructions, *Journal of Constructional Steel Research* 60: 493–524. doi:10.1016/S0143-974X(03)00126-3
- Bode, H.; Minas, F.; Sauerborn, I. 1996. Partial connection design of composite slabs, *Journal of Structural Engineering International* 6(1): 6–53.
- Burnet, M. J.; Oehlers, D. J. 2004. Rib shear connectors in composite profiled slabs, *Journal of Constructional Steel Research* 57: 67–87.
- Dowling, P. J.; Burgan, B. A. 1997. Steel structures in the new millennium, *Statyba [Civil Engineering]* 4(12): 5–19.
- Marčiukaitis, G.; Jonaitis, B.; Valivonis, J. 2006. Analysis of deflections of composite slabs with profiled steel sheeting up to the ultimate moment, *Journal of Constructional Steel Research* 62: 820–830. doi:10.1016/j.jcsr.2005.11.022
- Mistakidis, S.; Dimitriadis, G. 2008. Bending resistance of composite slabs made with thin-walled steel sheeting with indentation or embossments, *Thin-walled Structures* 46: 192–206. doi:10.1016/j.tws.2007.08.001
- Motak, J.; Machacek, J. 2004. Experimental behaviour of composite girders with steel undulating web and thin-walled shear connector's hilti stripcon, *Journal of Civil Engineering and Management* 10(1): 9–45.
- Petkevičius, M. 2009. Kompozitinių plienbetoninių plokščių, armuotų plieniniu plaušu, savybių tyrimas [Analysis of behavior of composite steel and steel fiber reinforced concrete slabs], *Mokslas – Lietuvos ateitis* 1(5): 50–55.
- Šalna, R.; Marčiukaitis, G. 2007. The influence of shear span ratio on load capacity of fibre reinforced concrete elements with various steel fiber volumes, *Journal of Civil Engineering and Management* 13(3): 209–215.
- Tenhovuori, A.; Karkkainen, K.; Kanerva, P. 1996. Parameters and definitions for classifying the behaviour of composite slabs, in Buckner, C. D.; Shohrooz, B. M. (Eds.). *Proc. of on*

- Engineering Foundation Conference – Composite Construction in Steel and Concrete III*, Irsee, Germany, June 9–14, 1996, 752–765.
- Valivonis, J. 2006. Analysis of behaviour of contact between the profiled steel sheeting and the concrete, *Journal of Civil Engineering and Management* 12(3): 187–194.
- Zalesov, A. S.; Muchanediev, T. A.; Cistekov, E. A. 2002. Calculation of deflections reinforced concrete structures according new standarts, *Concrete and Reinforced Concrete* 6: 12–20.
- Рабинович, Ф. Н. 2004. *Композиты на основе дисперсно армированных бетонов: Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции*: монография [Rabinovich, F. N. *Composite materials based on fiber reinforced concretes. Theory, design and technology, structures*: Monography]. Москва: АСВ. 560 с.
- Ржаницин, А. 1986. *Составные стержни и пластинки* [Rzhanicin, A. *Build-up bars and panels*]. Москва: Стройиздат. 316 с.

ANALYSIS OF DEFLECTIONS UP TO FAILURE OF COMPOSITE STEEL FIBER-REINFORCED CONCRETE SLABS

M. Petkevičius, J. Valivonis

Abstract. Analysis of experimental and theoretical results of investigation into deflection of composite steel-concrete slabs is presented in the paper. Profiled steel sheeting (Holorib type) and steel fiber-reinforced concrete were used for specimens. For two slabs, the layer of concrete was reinforced with steel fiber, whereas the rest of them were not reinforced. Slabs were tested under static short-term load. The experimental investigation revealed that the use of steel fiber in composite slabs was effective. The meanings of deflections under the action of the bending moment $M \approx 0.6M_R$ (where M_R is the bending moment at failure of the slabs) were by 16–18% lower in the slabs with a steel fiber-reinforced concrete layer than in the slabs with a common concrete layer. The deflection of composite slabs directly depends on the rigidity of the shear bond between the profiled steel sheeting and the concrete layer. The method for the deflection analysis in composite slabs is based on the built-up bar theory. Influence of a cracked concrete layer on the deflection of the structure and plastic deformation in the compression zone of this layer are evaluated by this method. Furthermore, it evaluates the stiffness of separate layers and the stiffness of the shear bond between the profiled steel sheeting and the concrete layer. Experimental investigation was performed for determination of the shear characteristic for the bond between the steel sheeting and the concrete layer. Therefore, specimens were made of the same concrete mixture as that of the slabs. Theoretical analysis of deflection for the composite slabs was made. When the value of the bending moment is close to the service load $M \approx 0.6M_R$, agreement of the results of analysis with the experimental ones is sufficiently good. Ratio of the theoretical values to the experimental ones varies within the limits of $\omega_{obs} / \omega_{call} = 1.01–1.03$ for slabs with a usual concrete layer, and the ratio of $\omega_{obs} / \omega_{call} = 0.99–1.02$ for slabs with a concrete layer reinforced with steel fiber.

Keywords: stiffness, deflection, composite slab, steel fiber, concrete, profiled steel.

Mindaugas PETKEVIČIUS. Ph.D. student at the Dept of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Vilnius Gediminas Technical University (VGTU). Research interests: influence of steel fiber on the behaviour of flexural composite steel-concrete structures.

Juozas VALIVONIS. Prof. at the Dept of the Reinforced Concrete and Masonry Structures, Vilnius Gediminas Technical University (VGTU). Research interests: theory of reinforced concrete behaviour, composite materials and their calculation methods, reinforced concrete bridges.