

KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS

TADAS ZINGAILA

LENKIAMŪJŲ KOMPOZITINIŲ  
GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ SU YPAČ  
STIPRAUS BETONO SLUOKSNIU  
MECHANINIŲ SAVYBIŲ TYRIMAI

Daktaro disertacija  
Technologijos mokslai, statybos inžinerija (02T)

2018, Kaunas

Disertacija rengta 2013–2017 metais Kauno technologijos universiteto Statybos ir architektūros fakultete.

**Moksliniai vadovai:**

2016–2017 metais – doc. dr. Mindaugas AUGONIS (Kauno technologijos universitetas, technologijos mokslai, statybos inžinerija, 02T);

2013–2016 metais – dr. Raimondas BLIŪDŽIUS (Kauno technologijos universitetas, technologijos mokslai, statybos inžinerija, 02T).

Interneto svetainės, kurioje skelbiama disertacija, adresas:

<http://ktu.edu>

Redagavo:

Inga Nanartonytė (leidykla „Technologija“)

© T. Zingaila, 2018

ISBN 978-609-02-1456-5

Leidinio bibliografinė informacija pateikiama Lietuvos nacionalinės Martyno Mažvydo bibliotekos Nacionalinės bibliografijos duomenų banke (NBDB).

## TURINYS

|   |     |
|---|-----|
| PADĖKA.....   | 4   |
| SIMBOLIAI IR SANTRUMPOS.....  | 5   |
| ĮVADAS.....   | 10  |
| 1. LENKIAMŪJŲ KOMPOZITINIŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ TYRIMŲ APŽVALGA.....  | 12  |
| 1.1. Ypač stipraus betono naudojimo lenkiamosiose kompozitinėse gelžbetoninėse konstrukcijose poreikis ir iki šiol atlikti tyrimai.....   | 12  |
| 1.2. Ypač stipraus ir įprastinio betono elgsena ir mechaninės savybės.....  | 15  |
| 1.3. Kompozitinių elementų sandūros stiprumui įtakos turintys veiksniai.....  | 26  |
| 1.4. Lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų deformacijų analizė.....  | 29  |
| 1.5. Pirmojo skyriaus išvados.....  | 33  |
| 2. LENKIAMŪJŲ KOMPOZITINIŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ IR ĮVAIRIAUS STIPRUMO BETONŲ MECHANINIŲ SAVYBIŲ EKSPERIMENTINIAI TYRIMAI.....   | 34  |
| 2.1. Mažo mastelio lenkiamųjų kompozitinių elementų tyrimai.....  | 34  |
| 2.2. Terminio kietinimo įtakos betonų mechaninėms savybėms tyrimai.....   | 37  |
| 2.3. Lenkiamųjų kompozitinių elementų stiprumo ir deformatyvumo tyrimai.....  | 44  |
| 2.4. Antrojo skyriaus išvados.....  | 55  |
| 3. KOMBINUOTAI ARMUOTŲ LENKIAMŪJŲ KOMPOZITINIŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ DEFORMACIJŲ TYRIMAI.....  | 56  |
| 3.1. Lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų ypač stipraus betono sluoksnio optimalaus storio nustatymo metodika.....  | 56  |
| 3.2. Skaičiavimo metodas kombinuotai plieno plaušu ir armatūra armuotų tempiamųjų elementų įtempių pasiskirstymui plyšyje nustatyti.....  | 59  |
| 3.3. Skaičiavimai iteraciniu sluoksnių ir analitiniu metodais taikant empirinę metodiką, leidžiančią įvertinti liekamųjų tempimo įtempių kitimą supleišėjusiame skerspjuvyje..... | 63  |
| 3.4. Rezultatų palyginimas ir aptarimas.....  | 73  |
| 3.5. Trečiojo skyriaus išvados.....   | 82  |
| 4. LENKIAMŪJŲ KOMPOZITINIŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ SKAITINIS MODELIAVIMAS.....   | 83  |
| 4.1. Kompozitinės gelžbetoninės sijos baigtinių elementų modelio aprašymas.....   | 83  |
| 4.2. Medžiagų modeliai.....   | 84  |
| 4.3. Rezultatų palyginimas ir aptarimas.....  | 88  |
| 4.4. Ketvirtojo skyriaus išvados.....   | 90  |
| BENDROSIOS IŠVADOS.....   | 91  |
| LITERATŪRA.....   | 93  |
| MOKSLINIŲ PUBLIKACIJŲ DISERTACIJOS TEMA SĄRAŠAS.....  | 100 |

## **PADĖKA**

Disertacijos autorius reiškia padėką moksliniams vadovams – KTU Statybos ir architektūros fakulteto docentui dr. Mindaugui Augoniui ir KTU Architektūros ir statybos instituto direktoriui dr. Raimondui Bliūdžiui – už pagalbą ir rekomendacijas rengiant šį mokslinį darbą.

Už pagalbą atliekant eksperimentinius tyrimus, rengiant publikacijas ir už įdomias mokslines diskusijas disertacijos rengimo metu autorius dėkoja dr. Evaldai Šereliui, dr. Šarūnai Kelpšai, dr. Mário Rui Tiago Arruda, dr. Algirdui Augoniui, Deividui Martinavičiui bei Statybos ir architektūros fakulteto laboratorijų centro darbuotojams. Už draugiškumą ir įsimintinas akimirkas autorius dėkingas Statybos ir architektūros fakulteto darbuotojams ir doktorantams.

Už kantrybę ir nuolatinę paramą autorius nuoširdžiai dėkoja žmonai Silvijai ir visiems artimiesiems.

## SIMBOLIAI IR SANTRUMPOS

### Simboliai

- $A_c$  – plaušu armuoto betoninio elemento skerspjūvio plotas, mm<sup>2</sup>;  
 $A_{eff}$  – efektyvusis gelžbetoninio elemento skerspjūvio plotas, mm<sup>2</sup>;  
 $A_i$  – jungties plotas, mm<sup>2</sup>;  
 $A_s$  – armatūros skerspjūvio plotas, mm<sup>2</sup>;  
 $b$  – elemento skerspjūvio plotis, mm;  
 $c_a$  – koeficientas, kuriuo įvertinamas adhezinis betonų sukibimas;  
 $c_r$  – koeficientas, kuriuo įvertinami užpildų susikabinimo efektai esant šiurkščiam paviršiui;  
 $d$  – efektyvusis elemento skerspjūvio aukštis, mm;  
 $d_c$  – dydis, kuriuo apibūdinamas gniuždomojo betono pažeidimas esant cikliniam apkrovimui;  
 $d_f$  – plieno plaušo skersmuo, mm;  
 $d_{max}$  – didžiausiasis betono užpildo dydis, mm;  
 $E_0$  – nepažeisto betono tamprumo modulis, N/mm<sup>2</sup>;  
 $E_c, E_{ci}$  – betono tamprumo modulis, N/mm<sup>2</sup>;  
 $E_{cm}$  – kirstinis betono tamprumo modulis, N/mm<sup>2</sup>;  
 $E_{c,N}$  – įprastinio betono kirstinis tamprumo modulis, N/mm<sup>2</sup>;  
 $E_{c,U}$  – ypač stipraus betono kirstinis tamprumo modulis, N/mm<sup>2</sup>;  
 $E_f$  – plieno plaušo tamprumo modulis, N/mm<sup>2</sup>;  
 $E_s$  – armatūros tamprumo modulis, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{0,2k}$  – armatūros charakteristinė 0,2 % sąlyginė takumo riba, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_c$  – gniuždomasis betono stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{cd}$  – skaičiuotinis gniuždomasis betono stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{ck}$  – charakteristinis cilindrinis 28 dienų betono stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{cm}$  – vidutinis (cilindrinis) gniuždomojo betono stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{cm,50mm-cylindrical}$  – vidutinis (cilindrinis,  $h = d = 50$  mm) gniuždomojo betono stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{cm,cube100}$  – vidutinis (kubinis) gniuždomojo betono stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{cmo}$  – dydis, lygus 10 N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{ct}$  – ašinis tempiamasis betono stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{ctd}$  – skaičiuotinis ašinis tempiamasis betono stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{ct,fl}$  – plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono tempiamojo stiprio lenkiant tiesinės priklausomybės riba, nustatyta atlikus keturtaškio lenkimo bandymą (1.10 formulė), N/mm<sup>2</sup>; vidutinis tempiamasis betono stipris lenkiant, nustatytas pagal ISO 4013 (1.36 formulė), N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{ctfm}$  – didžiausių plieno plaušu armuoto betono liekamųjų tempimo įtempių vidutinė reikšmė, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{ctk}$  – charakteristinis ašinis tempiamasis betono stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{cm}$  – vidutinis ašinis tempiamasis betono stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{cm,fl}$  – vidutinis tempiamasis betono stipris lenkiant, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_{ct,N}$  – įprastinio betono ašinis tempiamasis stipris, N/mm<sup>2</sup>;

$f_{ct,U}$  – ypač stipraus betono ašinis tempiamasis stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_y$  – armatūros stipris pagal takumo ribą, N/mm<sup>2</sup>;  
 $f_t$  – tempiamasis armatūros stipris, N/mm<sup>2</sup>;  
 $F$  – išorinė jėga, veikianti elementą, N;  
 $F_{crc}$  – pleišėjimo jėga, kuriai veikiant betoninis (gelžbetoninis) elementas pradeda pleišėti, N;  
 $F_y$  – jėga, kuriai veikiant pasiekiamos gelžbetoninio elemento armatūros takumo deformacijos, N;  
 $g$  – koeficientas, kurį taikant įvertinamas plieno plaušo efektyvumas;  
 $G_f$  – plieno plaušu armuoto betono irimo energija atsivėrus plyšiams, N/mm;  
 $G_F$  – betono matricos irimo energija, nevertinant plieno plaušo įtakos N/mm;  
 $G_{Fo}$  – irimo energijos dydis, priklausantis nuo užpildo dydžio  $d_{max}$ , N/mm;  
 $h$  – elemento skerspjūvio aukštis, mm;  
 $h_o$  – dydis, lygus 100 mm;  
 $h_b$  – bandinio aukštis, mm;  
 $h_N$  – kompozitinio elemento įprastinio betono sluoksnio aukštis, mm;  
 $h_{tot}$  – kompozitinio elemento skerspjūvio aukštis, mm;  
 $h_U$  – kompozitinio elemento ypač stipraus betono sluoksnio aukštis, mm;  
 $k$  – koeficientas, kurį taikant įvertinamas lenkimo momentų pasiskirstymas per elemento ilgį;  
 $k_0$  – koeficientas, siejantis gniuždomojo betono stiprumą su kirstiniu tamprumo moduliui ir priklausantis nuo betono užpildų;  
 $k_{c,el}$  – koeficientas, kuriuo įvertinamos ribinės tampriosios gniuždomojo betono deformacijos;  
 $k_f$  – plaušu armuoto tempiamojo betoninio elemento jėgos ir plyšio pločio priklausomybės darnos koeficientas;  
 $k_s$  – tempiamojo gelžbetoninio elemento jėgos ir plyšio pločio priklausomybės darnos koeficientas;  
 $l$  – efektyvusis tarpatramio ilgis, mm;  
 $l_f$  – plieno plaušo ilgis, mm;  
 $1/r_x$  – pilnutinis elemento kreivis pjūvyje  $x$  nuo apkrovų, darančių įtaką lenkimui, 1/mm;  
 $L$  – elemento ilgis, mm;  
 $L_R$  – charakteristinis ilgis, mm;  
 $M$  – išorinės jėgos sukeltas lenkimo momentas, Nmm;  
 $M_{crc}$  – lenkiamojo betoninio (gelžbetoninio) elemento skerspjūvio pleišėjimo momentas, Nmm;  
 $M_y$  – lenkimo momentas, kai pasiekiamos armatūros takumo deformacijos, Nmm;  
 $M_u$  – suirimo momentas lenkiant, Nmm;  
 $\bar{M}_x$  – ieškomo poslinkio linkme vienetinės jėgos sukeltas lenkimo momentas tarpatramio pjūvyje atstumu  $x$ , kurio įlinkis apskaičiuojamas, Nmm;  
 $n$  – eksponentė;  
 $V_f$  – plieno plaušo kiekis ypač stipriame betone, %;

$V_x$  – ieškomo poslinkio linkme vienietinės jėgos sukelta skersinė jėga elemento tarpatramio pjūvyje, kurio įlinkis apskaičiuojamas, N;  
 $w$  – plyšio plotis, mm;  
 $w_0$  – plyšio plotis, kuriam esant pasiekama liekamųjų tempimo įtempių didžiausioji reikšmė, mm (1.7 formulė); įpjovos plotis, mm (3.3 pav.);  
 $w_1$  – plyšio plotis, kai  $\sigma_{ct} = 0,15f_{ctm}$  (1.23 formulė); plyšio plotis, kai  $\sigma_{ct} = 0,20f_{ctm}$  (1.30 formulė), mm;  
 $w_c$  – plyšio plotis, kai  $\sigma_{ct} = 0$ , mm;  
 $w_{Ut}$  – plyšio plotis, mm;  
 $w^*$  – plyšio plotis, kuriam esant pasiekiami menamieji plieno plaušu armuoto betono pleišėjimo įtempiai, mm;  
 $x$  – gniuždomosios zonos aukštis, mm;  
 $\alpha$  – koeficientas (1.10 formulė); kampas (1.38 formulė);  
 $\alpha_{fb}$  – koeficientas, kuriuo įvertinamas plieno plaušo liekamųjų tempimo įtempių kitimas ypač stipriame betone;  
 $\alpha_F$  – koeficientas, priklausantis nuo betono didžiausiojo užpildo dydžio  $d_{max}$ ;  
 $\alpha_{red}$  – liekamųjų tempimo įtempių redukcijos koeficiento mažiausioji reikšmė;  
 $\beta$  – koeficientas, kurį taikant atsižvelgiama į apkrovos trukmės arba kartotinės apkrovos įtaką vidutinei deformacijai;  
 $\beta_c$  – koeficientas, kuriuo įvertinamas gniuždomojo spyrio stiprumas;  
 $\beta_y$  – santykis, lygus  $M_y/M_{cre}$ ;  
 $\delta$  – įlinkis, mm (1.44 formulė); koeficientas, kuriuo įvertinamas deformacijų pasiskirstymas skerspjūvyje (3.15 formulė);  
 $\delta_m$  – įlinkis dėl lenkimo deformacijų, mm;  
 $\delta_V$  – įlinkis, lemiamas šlyties deformacijų, mm;  
 $\varepsilon$  – deformacija;  
 $\varepsilon_c$  – gniuždomoji betono deformacija;  
 $\varepsilon_{c1}$  – gniuždomoji betono deformacija, kai yra didžiausieji įtempiai  $f_c$ ;  
 $\varepsilon_{c1,f}$  – plieno plaušu armuoto betono gniuždomoji deformacija, kai yra didžiausieji įtempiai  $f_c$ ;  
 $\varepsilon_{c2}$  – gniuždomoji betono deformacija, kai  $\sigma_c = f_{cm}$  (1.17 formulė); gniuždomojo betono deformacija, kai įtempiai krintančioje priklausomybės dalyje pasiekia 0,7 didžiausiosios reikšmės, nevertinant plieno plaušo (1.13 formulė);  
 $\varepsilon_{c2,f}$  – gniuždomojo betono deformacija, kai įtempiai krintančioje priklausomybės dalyje pasiekia 0,7 didžiausiosios reikšmės, įvertinant plieno plaušą;  
 $\varepsilon_{c,el}$  – ribinė tamprioji gniuždomojo betono deformacija;  
 $\varepsilon_{c,lim}$  – gniuždomojo betono deformacijų ribinė reikšmė, kai įtempiai betone pasiekia didžiausiąsias reikšmes;  
 $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  – ekvivalentinė plastinė santykinė gniuždomojo betono deformacija;  
 $\varepsilon_{ct}$  – tempiamoji betono deformacija;  
 $\varepsilon_{ct,N}$  – įprastinio betono tempiamoji deformacija;  
 $\varepsilon_{ct,N,lim}$  – įprastinio betono ribinė tempiamoji deformacija;  
 $\varepsilon_{ct,U}$  – ypač stipraus betono tempiamoji deformacija;  
 $\varepsilon_{ct,U,lim}$  – ypač stipraus betono ribinė tempiamoji deformacija;  
 $\varepsilon_{ct1}$  – vardinė ribinė gniuždomoji betono deformacija;

$\varepsilon_{cu2}$  – vardinė ribinė gniuždomoji betono deformacija;  
 $\varepsilon_{c,upp}$  – labiausiai gniuždomo kraštinio sluoksnio deformacijos įprastiniame betone;  
 $\varepsilon_s$  – santykinė armatūros deformacija;  
 $\varepsilon_{s1}$  – santykinės deformacijos tempiamojoje armatūroje;  
 $\varepsilon_{s2}$  – santykinės deformacijos gniuždomojoje armatūroje;  
 $\varepsilon_{U,1}$  – labiausiai tempiamo kraštinio sluoksnio deformacijos ypač stipriame betone;  
 $\varepsilon_{U,max}$  – plieno plaušu armuoto tempiamojo betono santykinė deformacija esant didžiausiems įtempiams atsivėrus plyšiui;  
 $\varepsilon_x$  – šlyties deformacija;  
 $\zeta$  – pasiskirstymo koeficientas, kuriuo įvertinamas tempiamasis standinimas;  
 $\eta$  – koeficientas (1.16 formulė); koeficientas, kuriuo įvertinamos armatūros sukibimo sąlygos (3.15 formulė); koeficientas, kuriuo įvertinama plieno plaušo orientacija (1.6 formulė);  
 $\kappa$  – kreivis tam tikrame skerspjūvyje, 1/mm;  
 $\kappa_1$  – sąveikos koeficientas, kuriuo atsižvelgiama į tempimo jėgą, veikiančią armatūroje arba kaištyje;  
 $\kappa_2$  – sąveikos koeficientas, kuriuo atsižvelgiama į armatūros arba kaiščio lenkiamąjį stiprį;  
 $\kappa_{avg}$  – vidutinis skerspjūvio kreivis, 1/mm;  
 $\kappa_{cr}$  – kreivis supleišėjusiam skerspjūvyje, 1/mm;  
 $\kappa_{uc}$  – kreivis nesupleišėjusiam skerspjūvyje, 1/mm;  
 $\lambda_c$  – koeficientas, kuriuo įvertinamos tampriai plastinės gniuždomojo betono deformacijos;  
 $\lambda_{c,lim}$  – koeficiento, kuriuo įvertinamos tampriai plastinės gniuždomojo betono deformacijos, ribinė reikšmė;  
 $\lambda_{ct}$  – koeficientas, kuriuo įvertinamos tampriai plastinės tempiamojo betono deformacijos;  
 $\lambda_{ct,lim}$  – koeficiento, kuriuo įvertinamos tampriai plastinės tempiamojo betono deformacijos, ribinė reikšmė;  
 $\mu$  – trinties koeficientas;  
 $\nu$  – vertikalusis poslinkis, mm (2.2 formulė); gniuždomojo betono stiprio mažinamasis koeficientas (1.41 formulė);  
 $\nu_{Rdi}$  – kompozitinių elementų sandūros atsparumas šlyčiai;  
 $\rho_f$  – plieno plaušo armavimo koeficientas;  
 $\rho_l$  – išilginio armavimo koeficientas;  
 $\sigma_c$  – gniuždomieji betono įtempiai, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{cf0}$  – didžiausi plieno plaušu armuoto betono liekamieji tempimo įtempiai atsivėrus plyšiui, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{cf,cr}^j$  – menamieji plieno plaušu armuoto betono pleišėjimo įtempiai, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{ct}$  – tempiamieji betono įtempiai, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{ct,el}$  – ribiniai temprieji tempiamojo betono įtempiai, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{ct,N}$  – tempimo įtempiai kompozitinio elemento įprastinio betono sluoksnyje, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{ct,U}$  – tempimo įtempiai kompozitinio elemento ypač stipraus betono sluoksnyje, N/mm<sup>2</sup>;



$\sigma_{fb}$  – plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono liekamųjų tempimo įtempių didžiausioji reikšmė, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\sigma_n$  – vienetinio ploto įtempiai, kuriuos sukelia mažiausioji išorinė ašinė jėga skiriamajame paviršiuje, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{s1}$  – tempiamosios armatūros įtempiai, apskaičiuoti pagal supleišėjusį skerspjūvį, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{sr}$  – tempiamosios armatūros įtempiai, apskaičiuoti pagal supleišėjusį skerspjūvį taikant pleišėjimo momento reikšmę, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\tau$  – vidutinis atsparumas šlyčiai, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\tau_{fm}$  – vidutiniai plieno plaušo ir betono matricos sukibimo įtempiai, N/mm<sup>2</sup>;  
 $\tau_{Rdi}$  – kompozitinių elementų sandūros atsparumas šlyčiai (*fib* MC 2010), N/mm<sup>2</sup>;  
 $\varphi_l$  – koeficientas, kuriuo įvertinama apkrovos veikimo trukmė;  
 $\emptyset$  – armatūros skersmuo, mm.

### **Santrumpos**

*AFGC* – French association of civil engineering;  
*CEB-FIP MC* – Euro-international Committee for Concrete & International Federation for Prestressing, Model Code for Concrete Structures;  
*CV* – variacijos koeficientas;  
*fib MC* – Federation for Structural Concrete, Model Code for Concrete Structures;  
*YSB* – ypač stiprus betonas;  
*NSB* – normalaus stiprumo betonas;  
*V/C* – vandens ir cemento santykis.

## **ĮVADAS**

### **Mokslo problemos aktualumas**

Dėl išskirtinių mechaninių ir ilgaamžiškumą lemiančių savybių ypač stiprus betonas pranoko įprastinį, tačiau didelė šio betono kaina itin riboja konstrukcijų gamybos galimybes ir kol kas konstrukcijoms gaminti jis praktiškai pritaikomas tik labiau išsivysčiusiose šalyse. Idėja kombinuotai panaudoti įprastinį ir ypač stiprų betoną buvo pasiūlyta kitų mokslininkų, tačiau daugiausia dėmesio teko esamų gelžbetoninių konstrukcijų stiprinimui. Daugelis pasaulio valstybių susiduria su problema: seniau suprojektuotos gelžbetoninės konstrukcijos anksčiau, nei numatyta, tampa nebeatitinkančios esminių reikalavimų (atsiveria neleistini plyšiai, pažeidžiamas apsauginis betono sluoksnis, prasideda armatūros korozija, viršijami įlinkiai), todėl pradėta domėtis konstrukcijų sustiprinimo panaudojant pažangesnes medžiagas galimybėmis. Tačiau šių laikų mokslininkai gali pasiūlyti ir kitų būdų padidinti statomų naujų statinių ilgaamžiškumą. Vienas tokių sprendimų – naujų pažangesnių konstrukcijų kūrimas. Šiuo atveju daugiau dėmesio tikslinga skirti naujų lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų tyrimams, be kurių pramoninė gamyba išlieka neįmanoma, kol nėra parengti patikimi ir alternatyvūs gamybos technologijos ir skaičiavimo metodai. Šio tipo kompozitiniai elementai pasižymi geresnėmis stiprumo, standumo, atsparumo pleišėjimui savybėmis ir didesniu ilgaamžiškumu nei įprastos gelžbetoninės konstrukcijos, todėl galėtų būti efektyviai naudojami gelžbetoninio karkaso pastatuose, kurių laikančiosioms konstrukcijoms dėl agresyvosios aplinkos ir įvairių kitų veiksnių neigiamo poveikio keliami griežtesni tinkamumo ribinio būvio ar ilgaamžiškumo reikalavimai. Šiuo metu šioje srityje reikia didesnio mokslininkų indėlio kuriant naujus ir tobulinant esamus kompozitinių konstrukcijų skaičiavimo modelius ir gamybos technologijas. Kadangi ypač stipraus ir įprastinio betono mechaninės savybės ir elgsena gerokai skiriasi, gelžbetoninėms konstrukcijoms skirtos projektavimo normos ir standartai nėra tiesiogiai tinkami kompozitiniams elementams su ypač stipriu betonu, armuotu plieno plaušu ir armatūra, apskaičiuoti. Todėl svarbu papildyti esamus skaičiavimo modelius arba sukurti naujus.

### **Tyrimų objektas ir metodai**

Darbe nagrinėjami lenkiamieji kompozitiniai gelžbetoniniai elementai. Remiantis atliktais tyrimais kuriama metodika, skirta kompozitinių elementų deformacijoms nesupleišėjusiame ir supleišėjusiame pjūviuose apskaičiuoti įvertinant skirtingą įprastinio ir plieno plaušu bei armatūra armuoto ypač stipraus betono elgseną. Taip pat analizuojama terminio kietinimo ir kitų veiksnių įtaka kompozitinių elementų mechaninėms savybėms ir sandūros stiprumui. Darbe yra taikomi eksperimentiniai, analitiniai, iteraciniai ir skaitiniai tyrimų metodai.

### **Darbo tikslas**

Disertacijos tikslas – sukurti skaičiavimo metodą lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų su plieno plaušu ir armatūra armuoto ypač stipraus betono sluoksniu deformacijoms apskaičiuoti.

## **Darbo uždaviniai**

1. Atlikti lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų, kuriuose panaudotas ypač stiprus betonas, tyrimų analizę. Apžvelgti įvairių stiprių betonų mechanines bei fizines savybes ir skirtingų kompozitų sukibimo stiprumą lemiančius veiksnius.
2. Eksperimentiškai ištirti naujų lenkiamųjų kompozitinių elementų elgseną ir terminio kietinimo įtaką kompozitų mechaninėms savybėms ir sukibimo stiprumui.
3. Sukurti analitinį modelį, kurį taikant būtų galima apskaičiuoti lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų įtempius ir deformacijas nesupleišėjusiame ir supleišėjusiame pjūviuose.
4. Taikant analitiniu būdu gautus vidutinius skerspjūvių kreivius, pagal EC2 metodiką apskaičiuoti kompozitinių sijų įlinkius.
5. Apskaičiuoti lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų įlinkius naudojant baigtinių elementų metodo programą „Abaqus“.

## **Darbo mokslinis naujumas ir reikšmė**

Remiantis atliktų kombinuotai plieno plaušu ir armatūra armuotų lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų eksperimentinių tyrimų rezultatais, sukurtas metodas, kuriuo aprašomas redukuotųjų liekamųjų tempimo įtempių kitimas supleišėjusiame skerspjūvyje.

## **Darbo rezultatų praktinė reikšmė**

Sukurtas skaičiavimo modelis gali būti taikomas lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų su plieno plaušu ir armatūra armuotu ypač stipraus betono sluoksniu vidutiniam kreiviui ir įlinkiui apskaičiuoti.

## **Ginamieji teiginiai**

1. Pasiūlytas metodas, kuriuo aprašomas lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų redukuotųjų liekamųjų tempimo įtempių kitimas supleišėjusiame skerspjūvyje, leidžia įvertinti ypač stipraus betono sluoksnio storio ir armatūros kiekio įtaką kreiviui.
2. Taikant pasiūlytą skaičiavimo metodiką galima apskaičiuoti optimalius lenkiamojo kompozitinio elemento sluoksnių storius, atsižvelgiant į jų standumus.

## **Darbo rezultatų aprobavimas**

Disertacijos tema paskelbtos 6 mokslinės publikacijos: 1 straipsnis „Clarivate Analytics Web of Science“ duomenų bazės leidinyje, turinčiame citavimo indeksą, 2 straipsniai kitų tarptautinių duomenų bazių leidiniuose, 3 straipsniai – tarptautinių konferencijų pranešimų medžiagoje.

## **Disertacijos struktūra**

Disertaciją sudaro įvadas, keturi skyriai, bendrosios išvados, literatūros šaltinių ir autoriaus publikacijų disertacijos tema sąrašai. Darbo apimtis 102 puslapiai. Disertacijos tekste panaudotos 106 numeruotos formulės, pateikta 60 paveikslėlių, 22 lentelės ir pacituoti 87 literatūros šaltiniai.

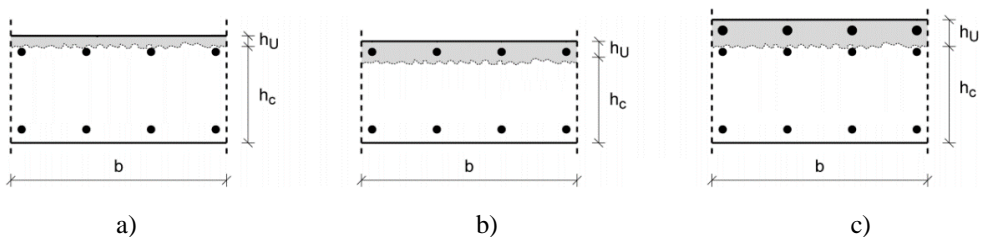
# 1. LENKIAMŪJŲ KOMPOZITINIŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ TYRIMŲ APŽVALGA

## 1.1. Ypač stipraus betono naudojimo lenkiamosiose kompozitinėse gelžbetoninėse konstrukcijose poreikis ir iki šiol atlikti tyrimai

Siūlomą skaičiuotinę pastatų ir kitų inžinerinių statinių konstrukcijų eksploataavimo trukmę apibrėžia statybos techniniai reglamentai ir standartai (STR 2.05.03:2003, EN 1990:2002). Konstrukcija turi būti suprojektuota taip, kad nusidėvėjimas nepakenktų jos eksploatacinėms savybėms per visą jos eksploataavimo trukmę, kuri gali siekti 50 ar net 100 metų. Deja, praktiškai susiduriama su rimta problema – daugeliu atvejų suprojektuotos gelžbetoninės konstrukcijos nebeatitinka joms keliamų esminių reikalavimų anksčiau, nei prognozuota. Agresyvi eksploatauojamų konstrukcijų aplinka ir įvairūs mechaniniai poveikiai silpnina gelžbetonines konstrukcijas – atsiranda neleistino dydžio plyšių, prasideda armatūros korozija, pažeidžiamas apsauginis betono sluoksnis ir t. t. Dėl šių ir kitų priežasčių atsirado poreikis sukurti pažangesnes medžiagas ir ieškoti naujų inžinerinių būdų sustiprinti silpniausias gelžbetoninių konstrukcijų vietas. Tempiamoji zona daugeliu atvejų tampa jautriausia lenkiamųjų gelžbetoninių elementų vieta. Galimos dvi naujų mokslinių tyrimų kompozitinių gelžbetoninių elementų srityje kryptys: pirma – esamų konstrukcijų stiprinimas, antra – naujų kompozitinių elementų gamyba.

Plieno plaušu armuotas ypač stiprus betonas apibrėžiamas kaip išskirtinių mechaninių ir ilgaamžiškumą lemiančių savybių turintis kompozitas, pasižymintis dideliu gniuždomuoju ( $\geq 150$  MPa) ir dideliu tempiamuoju ( $\geq 7$  MPa) stipriu, o dėl sudėtyje esančio didelio kiekio plieno plaušo – ir dideliu liekamuoju tempimo stipriu atsivėrus plyšiams (AFGC, 2013). Būtent dėl šių išskirtinių savybių plieno plaušu armuotas ypač stiprus betonas imtas naudoti esamoms gelžbetoninėms konstrukcijoms sustiprinti ir naujiems elementams gaminti.

Pirmieji išsamesni lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių konstrukcijų konstrukcinės elgsenos tyrimai, aprašyti Habel (2004) disertacijoje, tapo pagrindu tolesniems kompozitinių elementų tyrimams. Tyrimų metu eksperimentiškai ir teoriškai išnagrinėtos galimybės esamus gelžbetoninius elementus sustiprinti panaudojant plieno plaušu armuotą ypač stiprų betoną kartu su armatūra arba be jos. Be to, preliminariai teoriškai išnagrinėtos naujų kompozitinių elementų projektavimo galimybės. Mokslininkė Habel (2004) pasiūlė tris konstrukcijų sustiprinimo variantus (1.1 pav.).



1.1 pav. Kompozitinių gelžbetoninių elementų skerspjūvių konfigūracijos: a) 1 variantas –  $P$ ; b) 2 variantas –  $PR$ ; c) 3 variantas –  $R$  (Habel, 2004)

Paprasciausias variantas *P* (1.1 pav., *a*) rekomenduojamas rekonstrukcijai ir naujiems statybos projektams, kai plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono sluoksnis yra 10–30 mm storio ir atlieka tik apsauginę funkciją. Antras variantas *PR* (1.1 pav., *b*) gali būti taikomas rekonstrukcijos projektuose, kai siekiama sustiprinti esamą konstrukciją pakeičiant dėl korozijos ar kitų veiksnių gerokai pažeistą armatūrą ir padidinti apsauginę funkciją. Ši konfigūracija taip pat gali tikti naujiems statybos projektams. Rekomenduojamas sluoksnio storis – apytiksliai 50 mm. Trečias variantas *R* (1.1 pav., *c*) pritaikomas rekonstrukcijos projektuose, kai reikia padidinti elementų laikomąją galią įdedant papildomos armatūros. Kartu atliekama ir apsauginė funkcija.

Habel (2004), Habel, Denarié ir Brühwiler (2006) tyrimais nustatė, kad lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų laikomoji galia ir standumas yra didesni nei įprastinių gelžbetoninių elementų. Be to, sumažinami plyšių pločiai ir atstumas tarp jų, o dėl didelio betono tempiamojo stiprio ir plieno plaušo įtakos makroplyšiai formuojasi vėliau, t. y. esant didesnėms apkrovoms. Dėl nedidelio vandens pralaidumo ir mažų plyšių sustiprinimo sluoksnis puikiai atlieka apsauginę funkciją. Tyrimų metu nebuvo užfiksuotas reikšmingas sluoksnių sukibimo praradimas.

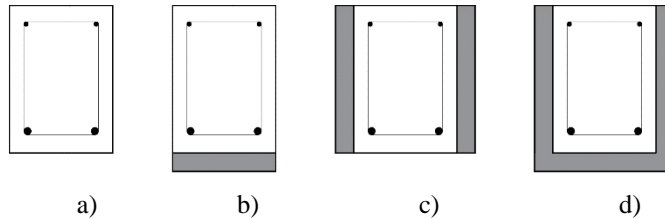
Tolesnius tyrimus atliko Wuest (2006, 2007). Mokslininkas nagrinėjo tempiamojo plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono elgseną, o vėliau, taikydamas nustatytus parametrus, tyrė plieno plaušo orientacijos įtaką kompozitinių elementų elgsenai. Atlikus kompozitinių elementų atvirkštinę analizę pastebėta, kad plieno plaušu armuotu ypač stipriu betonu sustiprintų plokščių ir sijų elgsena reikšmingai skiriasi. Kompozitinio sluoksnio elgsena plokštėse buvo panaši į tą, kuri nustatyta atlikus vienašio tempimo bandymą, o kompozitinio sluoksnio efektyvumas sijose buvo reikšmingai mažesnis. Tyrime apibendrinta, kad svarbiausi tam įtaką darantys veiksniai yra santykinis fibrų pasiskirstymas, paviršiaus šiurkštumas, vidiniai liekamieji įtempiai ir didžiausių įtempimų zonos dydis.

Lenkimo momento ir skersinių jėgų veikiamų kompozitinių gelžbetoninių sijų elgseną nagrinėjo Noshiravani ir Brühwiler (2010, 2013a, 2013b). Jie nuodugniai analizavo galimybes sustiprinti esamų gelžbetoninių elementų normalinį ir įstrižąjį pjūvį panaudojant plieno plaušu armuotą ypač stiprų betoną su jame esančia armatūra ir be jos. Eksperimentiniuose tyrimuose (Noshiravani, Brühwiler, 2013a), sustiprinimui kombinuotai panaudojus plieno plaušu armuotą ypač stiprų betoną ir armatūrą, konkrečiu atveju elemento laikomoji galia padidėjo iki 2,77 karto, palyginti su įprastiniais gelžbetoniniais elementais. Taip pat pastebėta, kad šis sustiprinimo būdas gali būti efektyviai taikomas įstrižajam pjūviui sustiprinti. Esant gana mažam įstrižojo pjūvio stiprumui, papildomas sustiprinimo sluoksnis gali pakeisti elemento suirimo pobūdį iš įstrižojo į suirimą normaliaame pjūvyje.

Išsamius sustiprintų kompozitinių plokščių praspaudimo tyrimus atliko Bastien-Masse ir Brühwiler (2013, 2014), Bastien-Masse ir kt. (2014) mokslininkai.

Al-Osta ir kt. (2016) taip pat atliko kelių tipų lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių konstrukcijų tyrimus panaudodami plieno plaušu armuotą ypač stiprų betoną. Šiuose tyrimuose išskiriamos dvi esamų gelžbetoninių konstrukcijų sustiprinimo technologijos: pirmuoju atveju esamų gelžbetoninių elementų paviršius

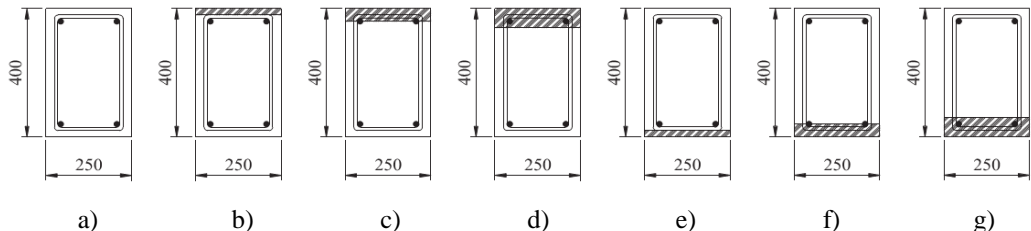
buvo specialiai paruošiamas apdorojant smėlio srautu ir užliejus ypač stipraus betono sluoksnį; antruoju atveju ypač stipraus betono sustiprinimo elementai buvo išbetonuoti atskirai, o tada priklijuoti prie esamų gelžbetoninių elementų panaudojant epoksidinius klijus. Kompozitinių gelžbetoninių elementų skerspjūvių konfigūracijos pateikiamos 1.2 pav.



**1.2 pav.** Kompozitinių gelžbetoninių elementų skerspjūvių konfigūracijos: a) kontrolinis bandinys; b) tempiamosios zonos sustiprinimas; c) dvipusis sustiprinimas; d) trijų pusių sustiprinimas (Al-Osta ir kt., 2016)

Tyrimų metu nustatyta, kad abi sustiprinimo technologijos buvo efektyvios siekiant pagerinti gelžbetoninių konstrukcijų elgseną, vis dėlto geresni šių konstrukcijų elgsenos rezultatai pasiekti paruošus betono paviršių ir užliejus naują ypač stipraus betono sluoksnį. Abiem atvejais papildomas sustiprinimas teigiamai veikė plyšių vystymąsi, elementų standumą ir laikomąją galią normaliniame ir įstrižajame pjūviuose, palyginti su kontroliniais įprastinio gelžbetonio bandiniais. Tyrimo išvadose taip pat akcentuojama, kad, sustiprinant esamų lenkiamųjų gelžbetoninių konstrukcijų tempiamąją zoną, svarbu užtikrinti plastišką kompozitinio gelžbetoninio elemento suirimą, t. y. ir sustiprintas elementas turi suirti tempiamajai armatūrai pasiekus takumo įtempius, kur kas anksčiau, negu suirs gelžbetoninio elemento gniuždomojoje zonoje esantis betonas. Dėl papildomo sustiprinimo ši plastiškojo suirimo riba sumažėja ir priklauso nuo naujo sluoksnio efektyvumo (plieno plaušo ir armatūros kiekio naujame sluoksnyje). Didžiausia laikomąją galią pasižymėjo sijos, kurios buvo sustiprintos iš trijų pusių, tačiau šiuo atveju užfiksuotas nepageidaujamas elemento suirimo pobūdis dėl gniuždomosios zonos betono suirimo.

Esamų lenkiamųjų gelžbetoninių elementų sustiprinimo tyrimus taip pat atliko Safdar, Matsumoto ir Kakuma (2016). Šiuose tyrimuose nagrinėtas elementų sustiprinimas tiek tempiamojoje, tiek gniuždomojoje zonoje (1.3 pav.).



**1.3 pav.** Kompozitinių gelžbetoninių elementų skerspjūvių konfigūracijos: a) kontrolinis bandinys; b) 20 mm GZ; c) 40 mm GZ; d) 60 mm GZ; e) 20 mm TZ; f) 40 mm TZ; g) 60 mm TZ (GZ – gniuždomoji zona, TZ – tempiamoji zona) (Safdar ir kt., 2016)

Kompozitų sandūros paviršius buvo paruošiamas po 24 valandų nuo gelžbetoninių sijų išbetonavimo panaudojant aukšto slėgio vandens srovę. Prieš tai iškart po betonavimo ant sandūros paviršiaus buvo užpurkšta betono rišimosi lėtiklio. Po 186 dienų gelžbetoninės sijos buvo sustiprinamos papildomai užliejant plieno plaušu ir plieno vilna armuoto ypač stipraus betono sluoksnį. Mažiausias 20 mm sluoksnis atlieka apsauginę, o 40 mm ir 60 mm sluoksnis – ir sustiprinimo funkciją. Šie tyrimai taip pat parodė didesnę kompozitinių elementų standumą, laikomąją galią lenkiant ir atsparumą pleišėjimui, palyginti su kontrolinėmis įprasto gelžbetonio sijomis.

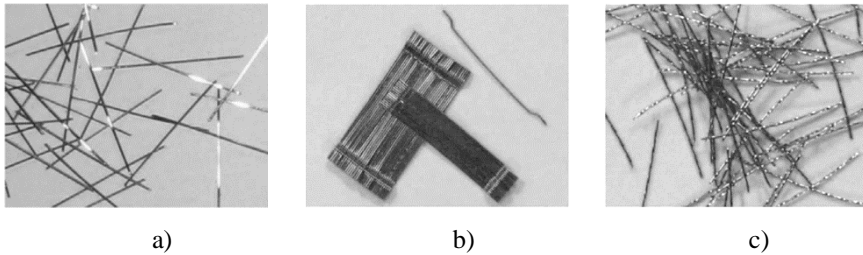
Esamų lenkiamųjų gelžbetoninių elementų sustiprinimo panaudojant ypač stiprų betoną tyrimus atliko ir daugiau mokslininkų (Brühwiler, 2012; Brühwiler, Denarié, 2008, 2013; Denarié, Habel ir Brühwiler, 2003; Lampropoulos ir kt., 2016; Martinola ir kt., 2007, 2010; Tsioulou, Lampropoulos ir Dritsos, 2012). Taip pat yra atlikta mokslinių tyrimų (Kheder, Al Kafaji ir Dhiab, 2010; Lapko, Sadowska-Buraczewska ir Tomaszewicz, 2005; Sadowska-Buraczewska, Lapko, 2007) gelžbetoninėms konstrukcijoms sustiprinti panaudojus stiprųjį betoną.

Lyginant mokslinių darbų, kuriuose nagrinėjama naujų kompozitinių gelžbetoninių elementų gamyba bei projektavimas, ir esamų gelžbetoninių konstrukcijų sustiprinimo tyrimų skaičių matomas ryškus skirtumas. Naujų kompozitinių gelžbetoninių elementų projektavimo ir gamybos panaudojant įprastinį ir ypač stiprų betoną tyrimai gerokai atsilieka nuo esamų gelžbetoninių konstrukcijų stiprinimo tyrimų. Autoriui pradėjus rengti daktaro disertaciją 2013 metais ir vėliau atliekant literatūros analizę neteko rasti daug išsamių pagamintų naujų kompozitinių gelžbetoninių elementų tyrimų. Išsamesnė naujų kompozitinių gelžbetoninių elementų, kuriems gaminti naudotas ypač stiprus betonas, analizė atlikta Hussein (2015), Hussein ir Amleh (2015). Šiuose tyrimuose dėmesys buvo sutelktas į naujų kompozitinių gelžbetoninių elementų gamybos procesą, atliekant tolesnius bandymus buvo nagrinėjamas kompozitinių elementų be skersinės armatūros įstrižojo pjūvio stiprumas.

## **1.2. Ypač stipraus ir įprastinio betono elgsena ir mechaninės savybės**

Ypač stiprus betonas – santykinai nauja betono rūšis, atsiradusi prieš kelis dešimtmečius. Tai išskirtinių mechaninių ir ilgaamžiškumą lemiančių savybių turintis kompozitas, pasižymintis dideliu gniuždomuoju ( $\geq 150$  MPa) ir dideliu tempiamuoju ( $\geq 7$  MPa) stipriu, o dėl sudėtyje esančio didelio plieno plaušo kiekio – ir dideliu liekamuoju tempimo stipriu atsivėrus plyšiams (AFGC, 2013).

Praktinis ypač stipraus betono panaudojimas būtų sunkiai įmanomas, jei mišinio sudėtyje nebūtų plieno plaušo. Nors ir pasiekiami dideli gniuždomasis ir tempiamasis stipriai, šio betono suirimo pobūdis yra trapus ir konstrukcijoms pavojingas. Plieno plaušo panaudojimas lemia plastiškesnį betono suirimo pobūdį, kuris yra tinkamas ir projektuojamose konstrukcijose. Didelis gniuždomasis betono stipris svarbus gniuždomuosiuose gelžbetoniniuose elementuose, tačiau lenkiamuosiuose gelžbetoniniuose elementuose didesnę reikšmę turi tempiamasis betono stipris. Keletas plieno plaušo tipų, kurie galimi naudoti ypač stipraus betono gamyboje, yra pateikiami 1.4 pav.



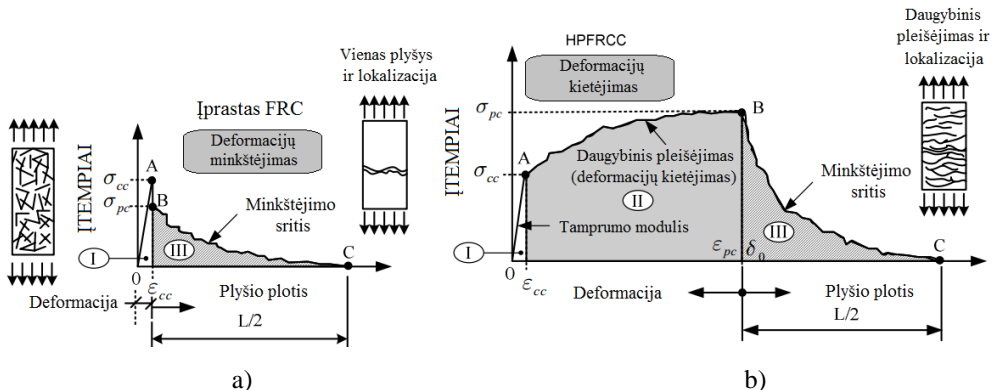
1.4 pav. Plieno plaušo tipai: a) tiesus (S); b) lenktais galais (H); c) susuktas (T) (Xu, Wille, 2015)

Skirtingai nuo plieno plaušo, kuriuo armuojamas įprastinis betonas, ypač stipriam betonui naudojamas plaušas yra smulkus, turi didelį tempiamąjį stiprį. 1.1 lent. pateikiamos 1.4 pav. pavaizduotų plieno plaušo tipų charakteristikos.

1.1 lentelė. Plieno plaušo tipų charakteristikos (Xu, Wille, 2015)

| Žymuo | Forma           | Skersmuo $d_f$ , mm | Ilgis $l_f$ , mm | Santykis $l_f/d_f$ | Tempiamasis stipris, MPa |
|-------|-----------------|---------------------|------------------|--------------------|--------------------------|
| S     | Tiesus          | 0,20                | 13               | 65                 | ≈2600                    |
| H     | Lenktais galais | 0,38                | 30               | 79                 | ≈2900                    |
| T     | Susuktas        | 0,30                | 18               | 60                 | ≈2100                    |

Palyginti su įprastiniu betonu, ypač stipraus betono stipris tempiant gali būti iki kelių kartų didesnis. Tačiau šių betonų darbas atsivėrus plyšiams skiriasi iš esmės. Tempiamasis įprastinio betono bandinys suyra iškart, kai tik įtempiai betone pasiekia tempiamojo stiprio reikšmę. O ypač stipraus betono sudėtyje esantis didelis kiekis smulkaus plieno plaušo atsivėrus plyšiams atlieka itin svarbų vaidmenį ir gali sukelti deformacijų kietėjimą (angl. *strain-hardening*), po kurio toliau vyksta deformacijų minkštėjimo (angl. *strain-softening*) procesas (1.5 pav., b, Naaman, 2008).



1.5 pav. Įtempių ir deformacijų (plyšio pločio) priklausomybės: a) deformacijų minkštėjimo atvejis; b) deformacijų kietėjimo atvejis (Naaman, 2008)

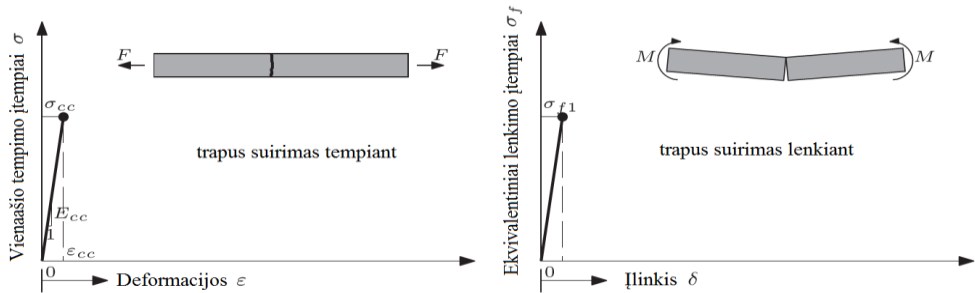
I stadijoje pasireiškia tik tampriosios deformacijos ir galioja tiesinė įtempių ir deformacijų priklausomybė. Tamprus elemento darbas baigiasi atsivėrus pirmajam plyšiui ir prasideda II stadija. Šioje stadijoje energijos atsiverti naujam plyšiui reikia mažiau negu jau atsivėrusiam plyšiui lokalizuoti ir jam staigiai augti. Dėl šios



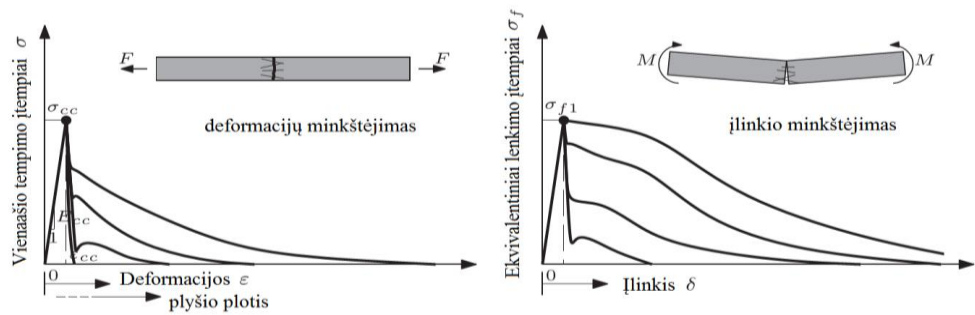
priežasties deformacijų kietėjimo stadijoje atsiranda vis naujų plyšių – prasideda daugybinis pleišėjimas (angl. *multiple cracking*), o elementas geba atlaikyti vis didesnę jėgą. Galiausiai III stadijoje lokalizuojasi vienas plyšys ir jame prasideda deformacijų minkštėjimo procesas. Kadangi ypač stipriam betonui naudojamas didelio stiprumo smulkus plieno plaušas, šiam procesui įtaką daro nebepakankamas plaušo inkaravimo ilgis, plaušas atlaiko vis mažesnę jėgą, kol galiausiai elementas suyra (Naaman, 2008). Vis dėlto deformacijų kietėjimo stadija gali ir nepasireikšti, nes ji iš esmės priklauso nuo plaušo efektyvumo, t. y. jo tipo, kiekio ir orientacijos. Šiuo atveju atsivėręs plyšys lokalizuojasi ir jame prasideda deformacijų minkštėjimo procesas (1.5 pav., a).

Plieno plaušo įtaka lenkiamiesiems betoniniams elementams aprašoma kitais terminais, nei yra vartojami aprašant plieno plaušo įtaką tempiamiesiems betoniniams elementams. Tempiamųjų ir lenkiamųjų betoninių bandinių be plieno plaušo suirimas yra trapus (1.6 pav., a). Kaip pavaizduota 1.6 pav. b ir c dalyse, kai plaušo kiekis arba efektyvumas yra mažas, pasireiškia įlinkio minkštėjimo procesas (angl. *deflection-softening*), o kai plaušo kiekis arba efektyvumas didelis (1.6 pav., c–e), atsiranda įlinkio kietėjimo stadija (angl. *deflection-hardening*). Įlinkio kietėjimas, užfiksuotas atliekant lenkimo bandymą, negarantuoja, kad tos pačios sudėties tempiamiesiems betono bandiniams pasireikš deformacijų kietėjimas (1.6 pav., c).

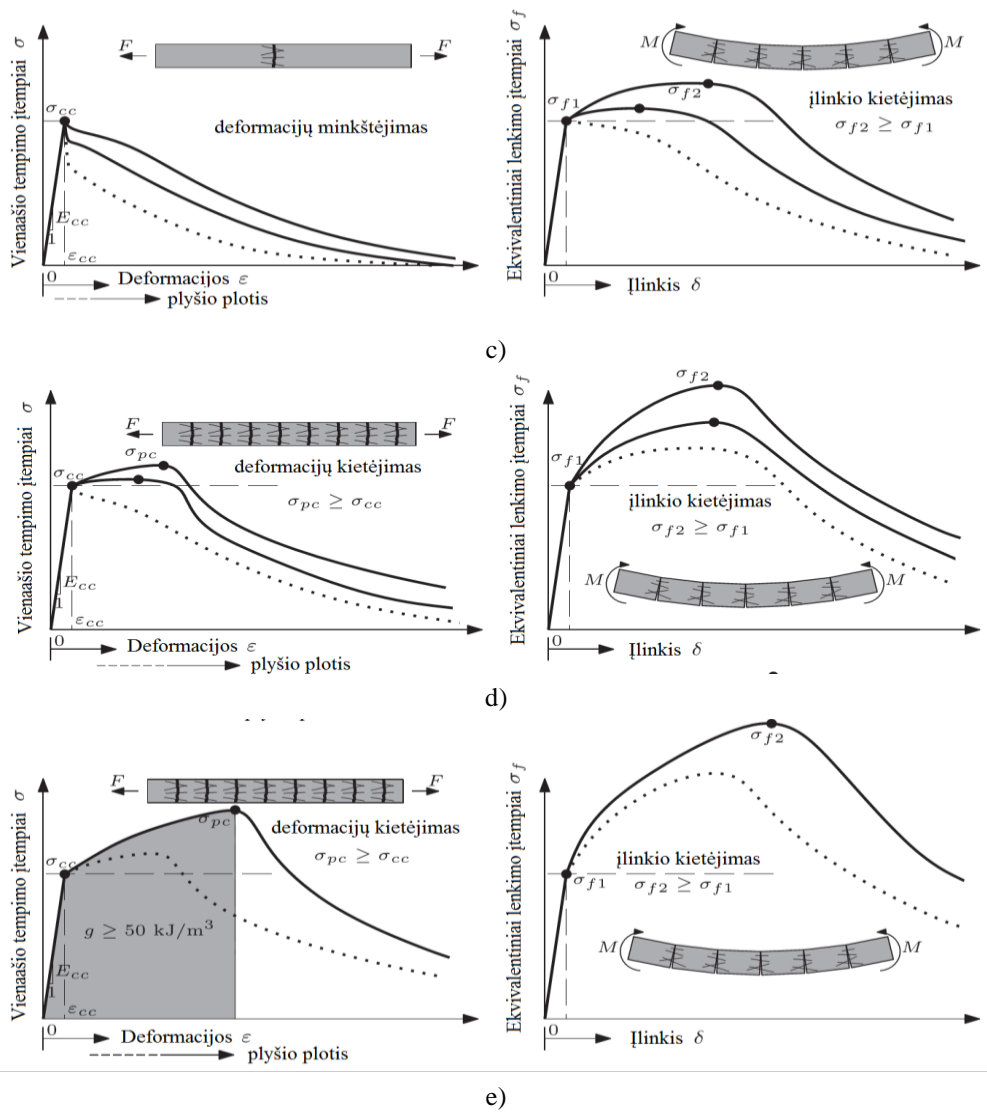
Siekiant išsiaiškinti tikrąją plieno plaušu armuotų betoninių tempiamųjų ir lenkiamųjų elementų elgseną, reikia atlikti eksperimentinius tyrimus arba apskaičiuoti taikant atvirkštinės analizės metodus (López ir kt., 2015).



a)



b)



**1.6 pav.** Betono ir plaušu armuoto betono elgsenos tempiant ir lenkiant tipai (Wille, El-Tawil ir Naaman, 2014)

Fehling ir kt. (2013) teigia, kad standarte EN 1992 pateikiama vidutinio tempiamojo betono stiprio apskaičiavimo formulė (1.1), taikytina normalaus stiprumo betonui ( $<C50/60$ ), yra tinkamesnė ypač stipraus betono tempiamajam stipriui apskaičiuoti nei formulė (1.2), kuri yra skirta betono klasėms, aukštesnėms nei  $C50/60$ .

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60; \quad (1.1)$$

čia  $f_{ck}$  – charakteristinis cilindrinis gniuždomasis 28 dienų betono stipris.

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln[1 + (f_{cm} / 10)] > C50/60; \quad (1.2)$$

čia  $f_{cm}$  – vidutinis (cilindrinis) gniuždomojo betono stipris.

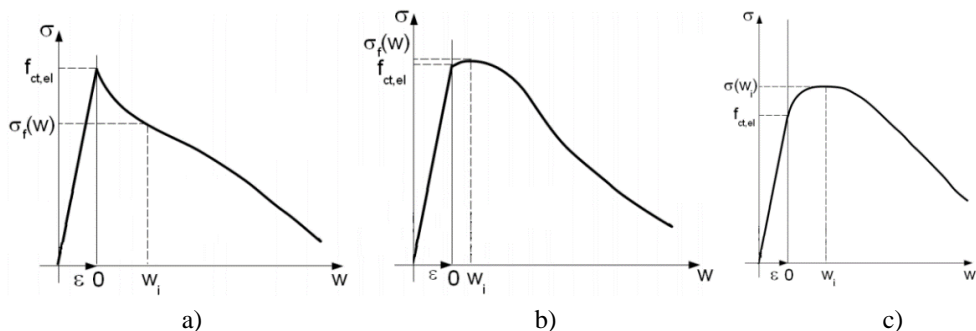
Betono tempiamojo stiprio charakteristinė reikšmė gali būti apskaičiuojama pagal (1.3) formulę:

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}; \quad (1.3)$$

čia  $f_{ctm}$  – vidutinis ašinis tempiamasis betono stipris.

Šiuo būdu nustatomas betono tempiamasis stipris, tačiau jei ypač stiprus betonas yra armuotas gana dideliu kiekiu plieno plaušo, tada dėl plaušo efektyvumo didžiausi liekamieji tempimo įtempiai gali viršyti tempiamąjį betono stiprį.

Plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono rekomendacijose (AFGC, 2013) išskiriami trys tempiamojo betono elgsenos tipai (1.7 pav.): a) deformacijų minkštėjimas; b) silpnas deformacijų kietėjimas; c) deformacijų kietėjimas. Ypač stipraus betono elgsenos tipas labai priklauso nuo plaušo kiekio, ilgio, ilgio ir skersmens santykio.



**1.7 pav.** Įtempių ir deformacijų (plyšio pločio) priklausomybės: a) deformacijų minkštėjimo atvejis; b) silpno deformacijų kietėjimo atvejis; c) deformacijų kietėjimo atvejis (AFGC, 2013)

Kaip teigiama AFGC (2013), plieno plaušu armuotas ypač stiprus betonas, kuriame pasireiškia silpnas deformacijų kietėjimas, yra labiausiai paplitęs šio tipo betono rinkoje. Be to, projektuojant gelžbetonines konstrukcijas iš plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono, svarbu atsižvelgti ir į jų skerspjūvio geometrinius parametrus ir įvertinti galimą palankesnę plaušo orientaciją šalia klojinio paviršiaus. Tempimo bandymus atliekant su mažais bandiniais, rezultatai, gauti laboratorinėmis sąlygomis, gali būti kur kas geresni nei gauti betonuojant gamyklinėmis sąlygomis.

Leutbecher (2008) pratęsė ankstesnius mokslininkų tyrimus ir taip pat aprašė plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono tempimo įtempių ir plyšio pločio priklausomybės apskaičiavimo teorinį modelį, kuris gali būti taikomas ir įprastinio plieno plaušu armuoto betono tyrimams.

Menamieji plieno plaušu armuoto betono pleišėjimo įtempiai, kurių didžiausioji reikšmė priklauso nuo plaušo kiekio, apskaičiuojami pagal (1.4) formulę:

$$\sigma_{cf,cr}^i = f_{ct} \left( 1 - \frac{w^* f_{ct}}{2G_F} \right) + \sigma_{cf} \left( 2 \sqrt{\frac{w^*}{w_0}} - \frac{w^*}{w_0} \right); \quad (1.4)$$

čia  $f_{ct}$  – ašinis tempiamasis betono stipris;  $G_F$  – betono matricos irimo energija, nevertinant plieno plaušo įtakos;  $w_0$  – plyšio plotis, kuriam esant pasiekama didžiausioji liekamųjų tempimo įtempių reikšmė;  $w^*$  – plyšio plotis, kuriam esant pasiekiami menamieji plieno plaušu armuoto betono pleišėjimo įtempiai.

Plyšio plotis, kuriam esant pagal (1.4) formulę apskaičiuoti didžiausi įtempiai:

$$w^* = \frac{w_0}{\left(1 + \frac{w_0 f_{ct}^2 g}{2\sigma_{cf0} G_F}\right)^2}; \quad (1.5)$$

čia  $\sigma_{cf0}$  – didžiausi plieno plaušu armuoto betono liekamieji tempimo įtempiai atsivėrus plyšiams;  $g$  – koeficientas, kuriuo įvertinamas plieno plaušo efektyvumas.

Didžiausi plieno plaušu armuoto betono liekamieji tempimo įtempiai atsivėrus plyšiams, kai plieno plaušo orientacija yra žinoma, apskaičiuojami pagal (1.6) formulę:

$$\sigma_{cf0} = \eta \cdot g \cdot \rho_f \cdot \tau_{fm} \cdot l_f / d_f; \quad (1.6)$$

čia  $\eta$  – koeficientas, kuriuo įvertinama plieno plaušo orientacija;  $\rho_f$  – plieno plaušo armavimo koeficientas;  $\tau_{fm}$  – vidutiniai plieno plaušo ir betono matricos sukibimo įtempiai;  $l_f$  – plieno plaušo ilgis;  $d_f$  – plieno plaušo skersmuo.

Plyšio plotis, kuriam esant plieno plaušu armuoto betono liekamieji tempimo įtempiai pasiekia maksimumą, apskaičiuojamas taip:

$$w_0 = \tau_{fm} l_f^2 / (E_f d_f); \quad (1.7)$$

čia  $E_f$  – plieno plaušo tamprumo modulis.

Leutbecher (2008), Leutbecher ir Fehling (2012) išskiria zoną, kurioje plieno plaušas aktyvuojasi, intervale, kai plyšio plotis  $w \leq w_0$ . Liekamųjų tempimo įtempių kitimas šioje zonoje išreiškiamas taip:

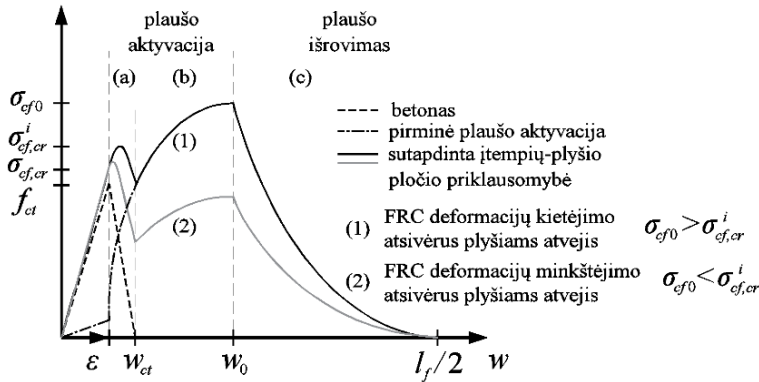
$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf0} \left(2 \sqrt{\frac{w}{w_0}} - \frac{w}{w_0}\right); \quad (1.8)$$

čia  $w$  – plyšio plotis.

Plaušo išrovimo stadija apibūdinama, kai plyšio plotis  $w > w_0$ :

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf0} (1 - 2 \cdot w / l_f)^2. \quad (1.9)$$

Pagal pateiktas (1.4)–(1.9) formules apskaičiuojama plieno plaušu armuoto tempiamojo betono įtempių ir plyšio pločio priklausomybė pateikiama 1.8 pav.



**1.8 pav.** Teorinė plieno plaušu armuoto betono įtempių ir plyšio pločio priklausomybė (Leutbecher, 2008)

Eksperimentiškai nustatčius plieno plaušu armuoto betono tempiamąjį stiprį lenkiant, pagal AFGC (2013) rekomendacijas galima apskaičiuoti jo stiprį tempiant ((1.10) formulė). Priklausomai nuo plaušo kiekio, gali būti atliekamas tritaškis lenkimo bandymas lenkiant bandinį su įpjova arba keturtaškis lenkimo bandymas su bandiniu be įpjovos. Kadangi atsivėrus plyšiui į darbą įsijungia plaušas, o įtempių ir plyšio pločio arba įtempių ir įlinkio priklausomybėje atsiranda netiesinė priklausomybė, tempiamasis betono stipris lenkiant, kuris taikomas tempiamajam stipriui apskaičiuoti, fiksuojamas toje vietoje, kur baigiasi tiesinė priklausomybė.

$$f_{ct,el} = f_{ct,fl} \frac{\alpha \cdot a^{0.7}}{1 + \alpha \cdot a^{0.7}}; \quad (1.10)$$

čia  $f_{ct,fl}$  – tempiamojo stiprio lenkiant tiesinės priklausomybės riba, nustatyta atliekant keturtaškį lenkimo bandymą;  $a$  – bandinio aukštis (mm);  $\alpha$  – koeficientas.

Kaip teigiama AFGC (2013) rekomendacijose, koeficientas  $\alpha = 0,08$  nėra tinkamas tuo atveju, kai pasireiškia žymus deformacijų kietėjimas. Tada koeficientas  $\alpha$  turėtų būti suderinamas remiantis atliktų bandymų rezultatais.

Dėl didelio gniuždomojo stiprio ir didesnio nei įprastinio betono tamprumo modulio ypač stiprus betonas deformuojasi tampriai beveik iki stiprumo ribos, o plieno plaušas lemia plastiškesnį jo suirimo pobūdį. Projektuojant skerspjūvius saugos ribiniam būviui galima taikyti abipusio tiesiškumo įtempių ir deformacijų priklausomybę, o norint patikrinti tinkamumo ribinį būvį atliekant skaičiavimus galima priimti prielaidą, kad betonas deformuojasi tampriai. Vis dėlto netiesinė gniuždomojo ypač stipraus betono įtempių ir deformacijų priklausomybė gali būti apskaičiuojama pagal AFGC (2013) rekomendacijose pateikiamą metodiką, įvertinant dėl plieno plaušo įtakos atsirandantį betono suvaržymą arba jo nevertinant.

Ypač stipraus betono be plieno plaušo deformacija, kai pasiekti didžiausi įtempiai, apskaičiuojama taip:

$$\epsilon_{c1} = \left[ 1 + 0,16 \frac{k_0}{f_{cm}^2 + 800} \right] \frac{f_{cm}^{2/3}}{k_0}; \quad (1.11)$$

čia  $k_0$  – koeficientas, siejantis gniuždomojo betono stiprį su kirstiniu tamprumo moduli ir priklausantis nuo betono užpildų.

Kirstinis betono tamprumo modulis apskaičiuojamas taip:

$$E_{cm} = k_0 f_{cm}^{1/3}. \quad (1.12)$$

Krintančios kreivės dalies gniuždomojo betono deformacija, kai įtempiai pasiekia 0,7 didžiausiosios reikšmės, nevertinant plieno plaušo, randama pagal lygtį:

$$\varepsilon_{c2} = \left[ 1 + \frac{20}{f_{cm}} \right] \varepsilon_{c1}. \quad (1.13)$$

Gniuždomojo betono deformacija, kai įtempiai didžiausi, įvertinant plieno plaušo įtaką, apskaičiuojama taip:

$$\varepsilon_{c1,f} = \left[ 1 + 4 \frac{f_{ctfm}}{f_{cm}} \right] \varepsilon_{c1}; \quad (1.14)$$

čia  $f_{ctfm}$  – didžiausių plieno plaušu armuoto betono liekamųjų tempimo įtempių vidutinė reikšmė.

Kai įtempiai pasiekia 0,7 didžiausiosios reikšmės, įvertinus plieno plaušo įtaką, deformacijos yra apskaičiuojamos pagal (1.15) formulę:

$$\varepsilon_{c2,f} = \left[ 1 + 15 \frac{f_{ctfm}}{f_{cm}} \right] \varepsilon_{c2}. \quad (1.15)$$

Žinant visus betono parametrus, išvardytus (1.11)–(1.15) formulėse, pagal AFGC (2013) rekomendacijose pateikiamą metodiką apskaičiuojama netiesinė įtempių ir deformacijų priklausomybė.

Išsamius ypač stipraus betono mechaninių savybių ir ilgaamžiškumo tyrimus atliko ir daug kitų mokslininkų (Graybeal, 2007, 2014a, 2014b; Graybeal, Davis, 2008; Graybeal, Tanesi, 2007; Máca, Sovják ir Vavřiník, 2013; Voit, Kirnbauer, 2014; Wille, Naaman, 2010), kurie reikšmingai prisidėjo prie šio tipo betono vystymo.

Projektavimo standarte LST EN 1992 pateikiamos kelios gniuždomojo normalaus ir stipriojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybės, kurios gali būti taikomos konstrukcijų analizei. Standarte betono klasės nurodomos nuo C8/10 iki C90/105. Pagal netiesinį modelį gniuždomojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė apskaičiuojama naudojant (1.16) formulę:

$$\sigma_c = \frac{(k\eta - \eta^2) f_{cm}}{1 + (k - 2)\eta}, \text{ kai } 0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|; \quad (1.16)$$

čia  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ ;  $k = 1,05 E_{cm} / \varepsilon_{c1} / f_{cm}$ ;  $\varepsilon_c$  – gniuždomoji betono deformacija;  $\varepsilon_{c1}$  – gniuždomoji betono deformacija, kai  $\sigma_c = f_{cm}$ ;  $\varepsilon_{cu1}$  – vardinė ribinė gniuždomoji betono deformacija.

Gelžbetoninių konstrukcijų reglamente STR 2.05.05:2005 pateikiama tokia pati įtempių ir deformacijų priklausomybė, tačiau šiek tiek skiriasi betono plastiškumą apibūdinantis dydis  $k$ , kuris šiuo atveju lygus  $1,1E_{cm}/\varepsilon_{c1}/f_{cm}$ .

Pagal abu reglamentuojančius dokumentus apskaičiuojant gelžbetoninių konstrukcijų normalinio pjūvio stiprumą galima taikyti įtempių ir deformacijų priklausomybę, nustatomą pagal (1.17) ir (1.18) formules:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \text{ kai } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}, \quad (1.17)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ kai } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}; \quad (1.18)$$

čia  $f_{cd}$  – skaičiuotinis gniuždomasis betono stipris;  $\varepsilon_c$  – gniuždomoji betono deformacija;  $\varepsilon_{c2}$  – gniuždomoji betono deformacija, kai  $\sigma_c = f_{cm}$ ;  $\varepsilon_{cu2}$  – ribinė gniuždomoji betono deformacija;  $n$  – eksponentė pagal LST EN 1992-1-1 3.1 lent.

Taip pat galima abipusio tiesiškumo gniuždomojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybę, kai daroma prielaida, kad betonas iki didžiausių įtempių deformuojasi tampriai, o toliau – plastiškai.

Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimą reglamentuojančiuose dokumentuose STR 2.05.05:2005 ir LST EN 1992 nepateikiama tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė, o vidutinis ašinis tempiamojo betono stipris susietas su charakteristiniu arba vidutiniu gniuždomuoju betono stipriu, priklausomai nuo betono klasės. Remiantis abiem dokumentais, vidutinis tempiamasis betono stipris gali būti apskaičiuojamas naudojant (1.19) ir (1.20) formules:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60, \quad (1.19)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln[1 + (f_{cm}/10)] > C50/60. \quad (1.20)$$

Analogiškos vidutinio tempiamojo betono stiprio apskaičiavimo formulės nurodomos ir projektavimo rekomendacijose CEB–FIP MC 1990, tačiau čia pateikiama ir tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė prieš atsiveriant plyšiui bei įtempių ir plyšio pločio priklausomybė. Dvilinijinė diagramos dalis iki plyšio atsivėrimo apskaičiuojama pagal (1.21) ir (1.22) formules ir pateikiama 1.9 pav.

$$\sigma_{ct} = E_{ct} \varepsilon_{ct}, \text{ kai } \sigma_{ct} \leq 0,9 f_{ctm}; \quad (1.21)$$

čia  $E_{ct}$  – betono tamprumo modulis;  $\varepsilon_{ct}$  – tempiamojo betono deformacija.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} - \frac{0,1 f_{ctm}}{0,00015 - 0,9 f_{ctm}/E_{ct}} (0,00015 - \varepsilon_{ct}), \text{ kai } 0,9 f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm}. \quad (1.22)$$

Dvilinijinė tempiamojo betono įtempių ir plyšio pločio diagramos dalis po plyšio atsivėrimo apskaičiuojama pagal (1.23)–(1.26) formules ir pateikiama 1.9 pav.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left( 1 - 0,85 \cdot \frac{w}{w_1} \right), \text{ kai } 0,15f_{ctm} \leq \sigma_{ct} \leq f_{ctm}; \quad (1.23)$$

čia  $w_1$  – plyšio plotis (mm), kai  $\sigma_{ct} = 0,15f_{ctm}$ .

$$\sigma_{ct} = \frac{0,15f_{ctm}}{w_c - w_1} (w_c - w), \text{ kai } 0 \leq \sigma_{ct} < 0,15f_{ctm}; \quad (1.24)$$

čia  $w_c$  – plyšio plotis (mm), kai  $\sigma_{ct} = 0$ .

Plyšių pločių charakteristinės reikšmės apskaičiuojamos pagal (1.25) ir (1.26) formules:

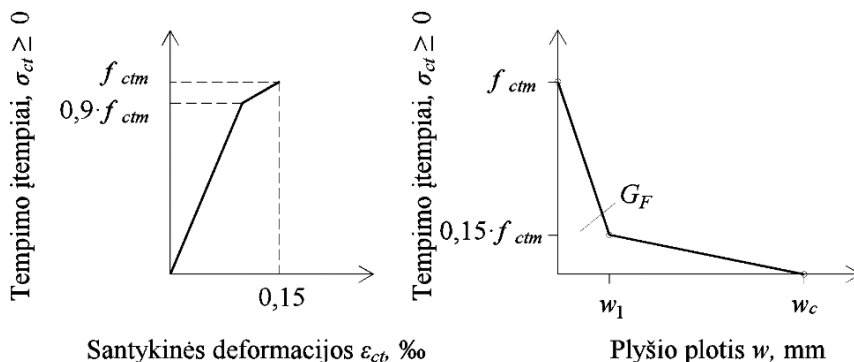
$$w_1 = 2 \frac{G_F}{f_{ctm}} - 0,15w_c, \quad (1.25)$$

$$w_c = \alpha_F \frac{G_F}{f_{ctm}}. \quad (1.26)$$

Tempiamojo betono irimo energija apskaičiuojama pagal (1.27) formulę:

$$G_F = G_{Fo} \left( f_{cm} / f_{cmo} \right)^{0,7}; \quad (1.27)$$

čia  $\alpha_F$  – koeficientas, priklausantis nuo didžiausiojo užpildo dydžio  $d_{max}$ : 8 mm – 8, 16 mm – 7, 32 mm – 5;  $f_{cmo} = 10$  MPa;  $G_{Fo}$  – irimo energijos dydis, priklausantis nuo užpildo dydžio  $d_{max}$ : 8 mm – 0,025 Nmm/mm<sup>2</sup>, 16 mm – 0,030 Nmm/mm<sup>2</sup>, 32 mm – 0,058 Nmm/mm<sup>2</sup> (CEB–FIP MC 1990).



**1.9 pav.** Betono vienašio tempimo įtempių ir deformacijų bei įtempių ir plyšio pločio priklausomybė (CEB–FIP MC 1990)

Atnaujintose projektavimo rekomendacijose *fib* MC 2010 pateikiama patikslinta tempiamojo betono įtempių ir plyšio pločio priklausomybė atsivėrus plyšiui. Šiuo atveju tempiamojo betono irimo energija  $G_F$  susieta su vidutiniu gniuždomuoju betono stipriu  $f_{cm}$ , nevertinant didžiausiojo užpildo dydžio  $d_{max}$ . Dvilinejinė diagramos dalis iki plyšio atsivėrimo apskaičiuojama pagal (1.28) ir (1.29) formules ir pateikiama 1.10 pav.



$$\sigma_{ct} = E_{ci} \varepsilon_{ct}, \text{ kai } \sigma_{ct} \leq 0,9 f_{ctm}, \quad (1.28)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left( 1 - 0,1 \frac{0,00015 - \varepsilon_{ct}}{0,00015 - 0,9 f_{ctm} / E_{ci}} \right), \text{ kai } 0,9 f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm}. \quad (1.29)$$

Dvilinijinė tempiamojo betono įtempių ir plyšio pločio diagramos dalis po plyšio atsivėrimo apskaičiuojama pagal (1.30)–(1.34) formules ir pateikiama 1.10 pav.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left( 1 - 0,8 \frac{w}{w_1} \right), \text{ kai } w \leq w_1; \quad (1.30)$$

čia  $w_1$  – plyšio plotis (mm), kai  $\sigma_{ct} = 0,20 f_{ctm}$ .

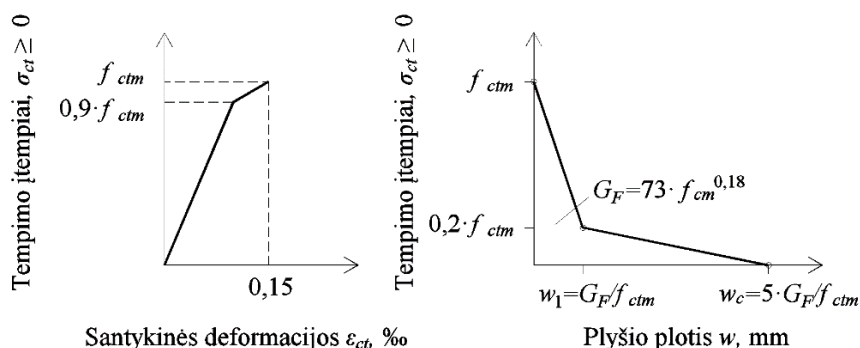
$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left( 0,25 - 0,05 \frac{w}{w_1} \right), \text{ kai } w_1 < w \leq w_c, \quad (1.31)$$

$$w_1 = G_F / f_{ctm}, \quad (1.32)$$

$$w_c = 5 G_F / f_{ctm}. \quad (1.33)$$

Tempiamojo betono irimo energija apskaičiuojama pagal (1.34) formulę:

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18}. \quad (1.34)$$



**1.10 pav.** Betono vienašio tempimo įtempių ir deformacijų bei įtempių ir plyšio pločio priklausomybė (*fib* MC 2010)

Tiesioginiai betono tempimo bandymai dažnai nėra atliekami dėl jų sudėtingumo ir aukšto lygio laboratorinės įrangos trūkumo, todėl paprasčiausiu atveju tempiamasis betono stipris apskaičiuojamas pagal projektavimo normose pateikiamas formules, susietas su gniuždomuoju betono stipriu. Tačiau, remiantis projektavimo standartu LST EN 1992 bei CEB–FIP MC 1990 ir *fib* MC 2010 rekomendacijomis, tempiamąjį betono stiprį galima apskaičiuoti žinant tempiamąjį stiprį lenkiant, kurio nustatymo bandymas kur kas paprastesnis nei tempimo bandymas.

Remiantis projektavimo standartu LST EN 1992, tempiamasis betono stipris, žinant tempiamąjį stiprį lenkiant, išreiškiamas naudojant  $100 \times 100$  mm skerspjūvio prizmeles pagal (1.35) formulę:

$$f_{ctm} = \frac{f_{ctm,fl}}{1,5}; \quad (1.35)$$

čia  $f_{ctm,fl}$  – vidutinis tempiamasis betono stipris lenkiant.

CEB–FIP MC 1990 pateikiama formulė (1.36) tinkama naudoti, kai bandinio aukštis  $h_b > 50$  mm ir skaičiuojant nėra įvertinamas efektas, atsirandantis dėl didžiausiojo užpildo dydžio:

$$f_{ctm} = f_{ct,fl} \frac{1,5(h_b/h_o)^{0,7}}{1+1,5(h_b/h_o)^{0,7}}; \quad (1.36)$$

čia  $f_{ct,fl}$  – vidutinis tempiamasis betono stipris lenkiant, nustatytas pagal ISO 4013;  $h_b$  – bandinio aukštis, mm;  $h_o = 100$  mm.

*fib* MC 2010 buvo pakoreguota CEB–FIP MC 1990 pateikta pirminė tempiamojo stiprio apskaičiavimo formulė (1.36), kuri skirta normalaus stiprumo betonui. Pagal naują formulę (1.37) siūloma atsižvelgti į betono trapumą. Skaičius 0,06 kinta didėjant betono trapumui. Stipriajam bei lengvųjų užpildų betonui šis skaičius turėtų būti sumažintas remiantis eksperimentiniais tyrimais.

$$f_{ctm} = f_{ctm,fl} \frac{0,06 \cdot h_b^{0,7}}{1+0,06 \cdot h_b^{0,7}}; \quad (1.37)$$

čia  $h_b$  – bandinio aukštis, mm.

### 1.3. Kompozitinių elementų sandūros stiprumui įtakos turintys veiksniai

Lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų skirtingų betonų sandūros zonos tyrimai atliekami jau daug metų, tačiau naujų medžiagų kūrimas ir panaudojimas kompozitinių elementų gamyboje reikalauja papildomų sandūros zonos tyrimų. Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo standarte LST EN 1992-1-1 pateikiama metodika, pagal kurią galima apskaičiuoti kompozitinių gelžbetoninių elementų sandūros atsparumą šlyties jėgų poveikiui, kai vienas iš betono sluoksnių jau yra sukietėjęs. Nurodytoje metodikoje remtasi šlyties-trinties teorijos (angl. *shear-friction theory*) principais (Birkeland, Birkeland, 1966), tačiau standarte pateikiama modifikuota formulė (1.38). Vadovaujantis LST EN 1992-1-1, sandūros atsparumas šlyties jėgų poveikiui gali būti apskaičiuojamas pagal formulę:

$$v_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\rho \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v_{fd}; \quad (1.38)$$

čia  $c$  ir  $\mu$  – nuo skiriamųjų paviršių šiurkštumo priklausantys koeficientai;  $f_{ctd}$  – skaičiuotinis ašinis tempiamasis betono stipris;  $\sigma_n$  – vienetinio ploto įtempiai, kuriuos sukelia mažiausioji išorinė ašinė jėga skiriamajame paviršiuje, galinti veikti vienu metu su skersine jėga;  $\rho = A_s/A_i$ , kur  $A_s$  – skiriamąjį paviršių kertančios armatūros, įskaitant įprastą skersinę armatūrą (jei ji yra), tinkamai inkaruotos abiejose skiriamąjo

paviršiaus pusėse, skerspjūvio plotas, o  $A_i$  – jungties plotas;  $\alpha$  – kampas tarp skersinės armatūros ir betonų sandūros paviršiaus;  $\nu$  – gniuždomojo betono stiprio mažinamasis koeficientas.

Kaip pastebima (1.38) formulėje, metodikoje atsižvelgiama į normalinių įtempių dydį sandūros paviršiuje, paviršiaus šiurkštumą, sandūrą kertančios armatūros kiekį ir kompozitinio elemento silpniausio sluoksnio betono gniuždomąjį stiprį.

*fib* MC 2010 išskiriami du skaičiavimo atvejai. Pirmuoju atveju daroma prielaida, kad betonavimo metu paviršius bus atitinkamai paruoštas ir švarus, t. y. užtikrinamas labai geras adhezinis paviršių sukibimas, taip pat garantuojama, kad neveiks sandūros paviršiui statmenos tempimo jėgos. Tada sandūros atsparumas šlyčiai apskaičiuojamas taip:

$$\tau_{Rdi} = c_a f_{ctd} + \mu \sigma_n \leq 0,5 \nu f_{cd}; \quad (1.39)$$

čia  $c_a$  – koeficientas, kuriuo įvertinamas adhezinis betonų sukibimas;  $\mu$  – trinties koeficientas;  $\sigma_n$  – (mažiausi tikėtini) gniuždymo įtempiai, kuriuos sukelia galima išorinė ašinė jėga skiriamajame paviršiuje;  $\nu$  – gniuždomojo betono stiprio mažinamasis koeficientas.

Antruoju skaičiavimo atveju, kai negali būti užtikrinamas didelis adhezinis paviršių sukibimas, arba tais atvejais, kai šlyties įtempiai sandūroje yra didesni nei apskaičiuoti pagal (1.39) formulę, sandūros atsparumas šlyčiai apskaičiuojamas įvertinant paviršių kertančios armatūros įtaką pagal (1.40) formulę:

$$\tau_{Rdi} = c_r f_{ck}^{1/3} + \mu \sigma_n + \kappa_1 \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \kappa_2 \rho \sqrt{f_{yd} f_{cd}} \leq \beta_c \nu f_{cd}; \quad (1.40)$$

čia  $c_r$  – koeficientas, kuriuo įvertinami užpildų susikabinimo efektai esant šiurkščiam paviršiui;  $\kappa_1$  – sąveikos koeficientas, kuriuo atsižvelgiama į tempimo jėgą, veikiančią armatūroje arba kaištyje;  $\kappa_2$  – sąveikos koeficientas, kuriuo atsižvelgiama į armatūros arba kaiščio lenkiamąjį stiprį;  $\beta_c$  – koeficientas, kuriuo įvertinamas gniuždomojo stiprio stiprumas.

Gniuždomojo betono stiprio mažinamasis koeficientas apskaičiuojamas taip:

$$\nu = 0,55 \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} < 0,55. \quad (1.41)$$

Literatūroje teigiama, kad sandūros zonos sukibimo stiprumas priklauso nuo daugybės veiksnių: paviršiaus drėgmės lygio ir šiurkštumo, pažeidimo laipsnio ir mikroplyšių kiekio, dulkių pašalinimo, kompozitų tankinimo metodo taikymo betonuojant ir kietinimo sąlygų, betono mechaninių savybių ir konstrukcijos amžiaus, panaudojamų priedų ar medžiagų kompozitų sukibimui padidinti ir t. t. (Momayez ir kt., 2005). Taip pat kol kas nėra sukurta standartų, apibrėžiančių kompozitinių elementų, pagamintų iš įprastinio ir ypač stipraus betono, bandymo paviršių sukibimo stiprumui įvertinti sąlygas (Harris ir kt., 2014).

Santos (2009) nagrinėjo kompozitinių elementų iš įprastinio betono paviršių sukibimą ir nustatė, kad kietinimo sąlygos turi reikšmingos įtakos kompozitinių konstrukcijų paviršių sukibimui. Tirtų bandinių, kietintų lauko sąlygomis, atsparumo šlyčiai reikšmės buvo vidutiniškai 20 % mažesnės nei bandinių, kurie buvo kietinti

laboratorijoje. Abiem atvejais bandinių paviršiaus paruošimas, atskirų sluoksnių amžius ir vidutinė aplinkos temperatūra buvo vienodi. Tačiau, kaip teigiama autoriaus išvadose, rezultatams įtakos turėjo nemažas santykinės oro drėgmės svyravimas, kuris svarbus ankstyvojoje betono kietėjimo stadijoje.

Muñoz (2012), Muñoz ir kt. (2014) nustatė, kad betono paviršiaus drėgmės lygis yra kritinis veiksnys norint užtikrinti tinkamą paviršių sukibimą. Tyrimų metu daugelis kompozitinių bandinių, kurių paviršius prieš betonuojant buvo sausas, prarado paviršių sukibimą neveikiant išorinėms jėgoms. O bandinių, kurie prieš betonuojant buvo prisotinti drėgmės, paviršių sukibimas buvo priimtino lygio.

Mousa (2015) tyrimų metu pastebėjo, kad kompozitinių elementų sluoksnių standumas turi įtakos suirimo pobūdžiui. Tie kompozitiniai bandiniai, kurių abu sluoksniai buvo pagaminti iš vienodos klasės betono, suiro sandūros zonoje, o tie, kurių sluoksnių standumas skyrėsi, suiro per silpnesnįjį sluoksnį arba buvo fiksuojamas kombinuotasis suirimas.

Tayeh ir kt. (2013) tyrimais nustatė, kad norint sustiprinti esamus gelžbetoninius elementus reikia atitinkamai paruošti įprastinio betono paviršių. Be to, autoriai nagrinėjo terminio kietinimo įtaką kompozitų sandūros stiprumui. Įprasto betono bandiniai iki sustiprinimo dienos buvo laikomi 3 mėnesius. Tada užlietas ypač stipraus betono sluoksnis ir taikytas 48 valandų trukmės 90 °C terminis kietinimas garuose. Tyrimas parodė, kad pritaikius terminį kietinimą sustiprintos konstrukcijos gali pasiekti didelį ankstyvąjį stiprumą, tačiau terminis kietinimas statybvietės sąlygomis kai kuriais atvejais gali būti sunkiai įmanomas arba ne toks efektyvus kaip bandymus atliekant laboratorijoje.

Harris ir kt. (2015), remdamiesi kompozitų sandūros tyrimų rezultatais, teigia, kad esamus gelžbetoninius elementus sustiprinant ypač stipraus betono sluoksniu geras sukibimas gali būti pasiekiamas taikant ribotą paviršiaus paruošimą, nenaudojant jokių papildomų sukibimą gerinančių medžiagų (epoksidų, latekso emulsijų ir t. t.).

Pagrindiniai bandymų metodai, taikomi kompozitų sukibimo stiprumui nustatyti, priklausomai nuo įtempių būvio sandūroje, yra pateikiami 1.11 pav.

| Nagrinėjamas įtempių būvis |  | Bandymo apibūdinimas ir schema |
|----------------------------|--|--------------------------------|
| Tempimas                   | Traukimas (a)                                  |                                |
|                            | Skėlimas (b, c)                                |                                |
|                            | Tiesioginis tempimas (d)                       |                                |
|                            | Šlytis   |                                |
| Šlytis                     | Sukamoji šlytis (e)                            |                                |
|                            | Tiesioginė šlytis (f)                          |                                |
|                            | Ištūmimas (g)                                  |                                |
|                            | Dviejų plokštumų šlytis (h)                    |                                |
| Šlytis ir gniuždymas       | Modifikuotas vertikališios šlyties metodas (i) |                                |
|                            | Giljotina (j, k, l)                            |                                |
|                            | Šlytis ir gniuždymas (m)                       |                                |
|                            | Nuožulnisis šlyties metodas (n)                |                                |

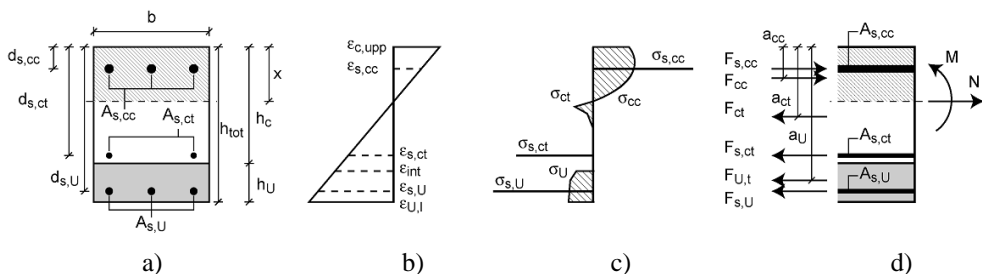
**1.11 pav.** Bandymų metodai, kuriais nustatomas kompozitų sukibimo stiprumas (Harris ir kt., 2015)

Vis dėlto atliekant kompozitinių gelžbetoninių elementų sandūros šlyties tyrimus yra sudėtinga įvertinti atskiro veiksnio įtaką sukibimo stiprumui, o nustatytiems stiprumo reikšmėms įtakos turi ir bandinio dydis, ir taikomas bandymo metodas. Taip pat svarbu akcentuoti tai, kad (1.38)–(1.40) formulės sandūros skaičiavimams naudojamos tais atvejais, kai naujas betono sluoksnis užliejamas ant seno betono paviršiaus. Tačiau minėtuose dokumentuose nėra pateikiama metodų ar prielaidų, kuriomis būtų galima vadovautis skaičiuojant naujų kompozitinių gelžbetoninių konstrukcijų sandūros atsparumą veikiant šlyties jėgoms.

#### 1.4. Lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų deformacijų analizė

Lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų stiprumo ir deformacijų analizė atliekama taikant įvairius skaičiavimo metodus. Mokslinėje literatūroje dažnai nagrinėjama, kaip seniai paplitusius skaičiavimo metodus (analitinius ir skaitinius) pritaikyti kompozitiniams elementams apskaičiuoti, priimant papildomas skaičiavimo prielaidas. Kompozitų skaičiavimus apsunkina chaotiškas plieno plaušo pasiskirstymas ypač stipraus betono sluoksnyje, taip pat bendro plaušo ir armatūros darbo atsivėrus plyšiams įvertinimas. Taip pat kai kuriais atvejais reikia įvertinti skirtingų betonų sandūros zonos praslydimą nuo šlyties jėgų. Lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų kreivis nesupleišėjusiame skerspjūvyje iš esmės priklauso nuo skerspjūvio geometrinių parametrų, taip pat nuo betono ir armatūros tamprumo modulių ir gali būti apskaičiuojamas kaip vientiso kūno. Tačiau supleišėjusiame skerspjūvyje kreivio dydis priklauso ir nuo plieno plaušo efektyvumo. Kadangi plieno plaušo pasiskirstymas skerspjūvyje yra chaotiškas, todėl sudėtinga įvertinti tikslią plieno plaušo įtaką atsivėrus plyšiams, o skirtinguose plyšiuose plaušo pasiskirstymas taip pat gali skirtis. Dėl šios priežasties tikslinga skaičiuoti vidutinį supleišėjusio ruožo kreivį ir jį taikyti skaičiuojant įlinkį.

Habel (2004) atliko didelius lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų, kuriuose buvo panaudotas plieno plaušu armuotas ypač stiprus betonas, tyrimus ir pateikė analitinį modelį įtempiams ir deformacijoms kompozitinio elemento skerspjūvyje apskaičiuoti (1.12 pav.).



**1.12 pav.** Analitinio modelio apibūdinimas: a) skerspjūvio konfiguracija; b) deformacijų pasiskirstymas skerspjūvyje; c) įtempių pasiskirstymas skerspjūvyje; d) jėgų, veikiančių skerspjūvyje, atstojamosios (Habel, 2004)

Skaičiuojant kompozitinio elemento skerspjūvio įtempius, deformacijas ir kreivį, svarbu žinoti tikslius medžiagų elgsenos modelius. Pagrindinės prielaidos,

taikytos skaičiuojant lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų įtempius ir deformacijas normaliniame pjūvyje:

- galioja plokščiųjų pjūvių hipotezė, t. y. daroma prielaida, kad sukibimas tarp įprastinio ir ypač stipraus betono, taip pat šių betonų sukibimas su armatūra yra idealūs;
- betonų ir armatūros elgsena aprašoma taikant šių medžiagų deformavimąsi ir irimą apibūdinančius modelius;
- skerspjūvyje galioja jėgų ir momentų pusiausvyra.

Pagal 1.12 pav. pateikiamas įtempių ir deformacijų diagramas rašomos vidinių jėgų ir momentų pusiausvyros lygtys ir iteraciniais skaičiavimais surandamos sluoksnių deformacijos ir įtempiai. Žinant sluoksnių deformacijas, pagal (1.42) formulę apskaičiuojamas supleišėjusio skerspjūvio kreivis:

$$\kappa_{cr} = \frac{\varepsilon_{U,1} - \varepsilon_{c,upp}}{h_{tot}}; \quad (1.42)$$

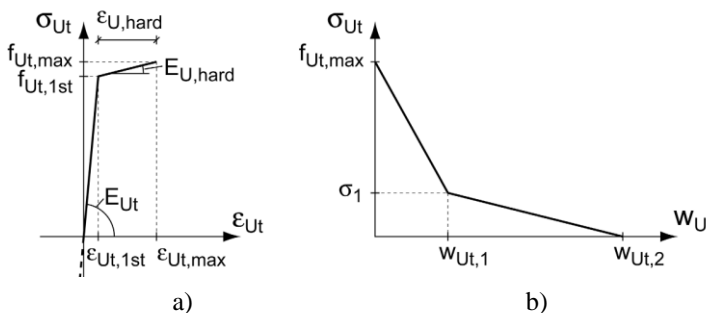
čia  $\varepsilon_{U,1}$  – labiausiai tempiamo kraštinio sluoksnio deformacijos ypač stipriame betone;  $\varepsilon_{c,upp}$  – labiausiai gniuždomo kraštinio sluoksnio deformacijos įprastiniame betone;  $h_{tot}$  – kompozitinio elemento skerspjūvio aukštis.

Nors plaušo efektyvumas pasireiškia tik atsivėrus plyšiui, norint pagal pasiūlytą metodą gauti vidinių jėgų ir momentų pusiausvyrą skerspjūvyje, tempiamo plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono įtempių ir plyšio pločio priklausomybė (1.13 pav.) turi būti perskaičiuojama į įtempių ir deformacijų priklausomybę.

Taigi, žinant tempiamojo betono įtempių ir plyšio pločio priklausomybę ir charakteristinį ilgį  $L_R$ , pagal (1.43) formulę galima apskaičiuoti įtempių ir deformacijų priklausomybę, kuri bus taikoma skaičiuojant pagal analitinį modelį:

$$\varepsilon = \varepsilon_{Ut,max} + \frac{w_{Ut}}{L_R}; \quad (1.43)$$

čia  $\varepsilon_{Ut,max}$  – plieno plaušu armuoto tempiamojo betono santykinė deformacija esant didžiausiems įtempiams atsivėrus plyšiui;  $w_{Ut}$  – plyšio plotis, mm;  $L_R$  – charakteristinis ilgis, mm.



**1.13 pav.** Tempiamo plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono: a) įtempių ir deformacijų priklausomybė; b) įtempių ir plyšio pločio priklausomybė (Habel, 2004)

Charakteristinis ilgis  $L_R$  apibūdinamas kaip modeliavimo parametras, priklausantis nuo medžiagų savybių, sijos geometrinių parametru ir statinės sistemos parinkimo. Kadangi yra daug veiksnių, lemiančių dydį  $L_R$ , atliekant kompozitinių elementų tyrimus, Habel (2004) nepavyko nustatyti aiškios analitinės charakteristinio ilgio priklausomybės plieno plaušu armuotam ypač stipriam betonui. Vis dėlto autorės atlikti išsamūs kompozitinių elementų ir plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono elgsenos tyrimai sudarė esminį pagrindą tolesniems kitų mokslininkų eksperimentiniams ir teoriniams tyrimams. AFGC (2013) rekomendacijose teigiama, kad plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono charakteristinis ilgis  $l_c$  priklauso nuo elemento skerspjūvio formos. Esant stačiakampiam ir tėjiniam skerspjūviams, kai pasireiškia deformacijų minkštėjimas arba silpnas kietėjimas, charakteristinis ilgis yra lygus  $2/3h$ .

Lenkiamųjų gelžbetoninių elementų įlinkio apskaičiavimo metodika pateikiama STR 2.05.05:2005. Pagal ją įlinkis gali būti apskaičiuojamas įvertinant lenkimo momento ir skersinių jėgų sukeltą poveikį. Taikant šią metodiką, elemento tempiamojoje zonoje, kurioje nėra atsivėrusių normalinių plyšių, kreivis apskaičiuojamas kaip vientiso kūno, o išilginiame elemento ruože, kurio tempiamojoje zonoje yra atsivėrę normaliniai plyšiai, apskaičiuojamas vidutinis kreivis. Suradus nesupleišėjusio ruožo kreivį ir vidutinį supleišėjusio ruožo kreivį, įlinkis apskaičiuojamas integruojant per elemento ilgį pagal (1.44) formulę:

$$\delta = \delta_m + \delta_v = \int_0^L \bar{M}_x \left( \frac{1}{r_x} \right) dx + \int_0^L V_x \varepsilon_x dx; \quad (1.44)$$

čia  $\delta_m$  – įlinkis dėl lenkimo deformacijų;  $\delta_v$  – įlinkis, lemiamas šlyties deformacijų;

$\bar{M}_x$  – ieškomo poslinkio linkme vienetinės jėgos sukeltas lenkimo momentas tarpatriamio pjūvyje atstumu  $x$ , kurio įlinkis apskaičiuojamas;  $1/r_x$  – pilnutinis elemento kreivis pjūvyje atstumu  $x$  nuo apkrovų, darančių įtaką lenkimui;  $V_x$  – ieškomo poslinkio linkme vienetinės jėgos sukelta skersinė jėga elemento tarpatriamio pjūvyje, kurio įlinkis apskaičiuojamas;  $\varepsilon_x$  – šlyties deformacija.

(1.44) formulėje pateikiama skersinių jėgų dedamoji įvertinama tuo atveju, kai lenkiamąjį gelžbetoninio elemento ilgį ir aukščio santykis ( $l/h$ ) < 10.

Vadovaujantis projektavimo normose „Eurokodas 2“ pateikiama įlinkio skaičiavimo metodika, gelžbetoninių elementų įlinkis apskaičiuojamas įvertinus vidutinį elemento kreivį. Atskirai nagrinėjami pjūviai, kai elementas yra nesupleišėjęs ir kai visiškai supleišėjęs. Taikant pasiskirstymo koeficientą yra atsižvelgiama į tempiamąjį standinimą. Vidutinis kreivis apskaičiuojamas pagal (1.45) formulę:

$$\kappa = \zeta \kappa_{cr} + (1 - \zeta) \kappa_{uc}; \quad (1.45)$$

čia  $\kappa_{cr}$  – kreivis supleišėjusiame skerspjūvyje;  $\kappa_{uc}$  – kreivis nesupleišėjusiame skerspjūvyje;  $\zeta$  – pasiskirstymo koeficientas, kuriuo įvertinamas tempiamasis standinimas.

Pasiskirstymo koeficientas apskaičiuojamas įvertinus tempimo įtempių armatūroje santykį pagal (1.46) formulę arba pleišėjimo momento ir veikiančio

išorinio lenkimo momento santykį pagal (1.47) formulę, taip pat apkrovos trukmės arba kartotinės apkrovos įtaką vidutinei deformacijai:

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s1}} \right)^2; \quad (1.46)$$

čia  $\sigma_{sr}$  – tempiamosios armatūros įtempiai, apskaičiuoti pagal supleišėjusį skerspjūvį taikant pleišėjimo momento reikšmę;  $\sigma_{s1}$  – tempiamosios armatūros įtempiai, apskaičiuoti pagal supleišėjusį skerspjūvį;  $\beta$  – koeficientas, kurį taikant atsižvelgiama į apkrovos trukmės arba kartotinės apkrovos įtaką vidutinei deformacijai.

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{M_{crc}}{M} \right)^2; \quad (1.47)$$

čia  $M_{crc}$  – pleišėjimo momentas;  $M$  – išorinės jėgos sukeltas lenkimo momentas.

Lenkiamojo gelžbetoninio elemento įlinkis apskaičiuojamas pagal (1.48) formulę:

$$\delta = k \cdot \kappa_{avg} \cdot l^2; \quad (1.48)$$

čia  $k$  – koeficientas, kurį taikant įvertinamas lenkimo momentų pasiskirstymas per elemento ilgį;  $\kappa_{avg}$  – vidutinis skerspjūvio kreivis;  $l$  – efektyvusis tarpatramio ilgis.



## 1.5. Pirmojo skyriaus išvados

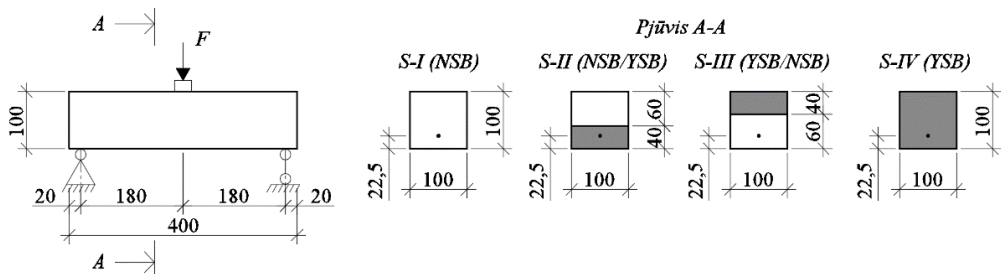
1. Išanalizavus literatūrą nustatyta, kad iki šiol atliktuose lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų stiprumo, standumo ir pleišėjimo tyrimuose dažniau buvo nagrinėjamos esamų lenkiamųjų gelžbetoninių konstrukcijų sustiprinimo galimybės ir trūksta tyrimų, kuriuose išsamiai analizuojamos naujų kompozitinių elementų projektavimo ir gamybos panaudojant įprastinį ir ypač stiprų betoną galimybės.
2. Plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono liekamieji tempimo įtempiai yra nustatomi tempimo bandymais arba atliekant lenkimo bandymų rezultatų atvirkštinę analizę. Abiem atvejais būtini bandymai, kuriems atlikti reikia itin kokybiškos įrangos, kvalifikuotų specialistų, nemažai laiko ir pinigų. Dėl šių priežasčių svarbu tobulinti esamus arba sukurti naujus liekamųjų tempimo įtempių apskaičiavimo metodus.
3. Taikant projektavimo normose ir rekomendacijose pateikiamą šlyties tarp skirtingų kompozitų skaičiavimo metodiką, atsižvelgiama į betono stiprį gniuždant, normalinius įtempius sandūroje, armatūros strypus, kertančius dviejų paviršių sandūrą, taip pat į sandūros paviršiaus šiurkštumą. Tačiau nėra atsižvelgiama į tokius esminius parametrus, kaip skirtingos betonų susitraukimo deformacijos, kietinimo sąlygos ir skirtingi tamprumo moduliai. Mokslinėje literatūroje teigiama, kad ypač stipraus betono terminis kietinimas aukštoje temperatūroje teigiamai veikia jo mechanines savybes, tačiau trūksta tyrimų, atskleidžiančių, kokią įtaką šio tipo kietinimas daro kompozitinių elementų mechaninėms savybėms ir sukibimo stiprumui.
4. Atlikus literatūros analizę pastebėta, kad nustatant lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų supleišėjusio pjūvio kreivį nuo momento, kada atsiveria pirmieji plyšiai, iki momento, kai prasideda plastinės armatūros deformacijos, esminę įtaką kreivio dydžiui turi plieno plaušo efektyvumo kitimas plyšyje.

## 2. LENKIAMŪJŲ KOMPOZITINIŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ IR ĮVAIRIAUS STIPRUMO BETONŲ MECHANINIŲ SAVYBIŲ EKSPERIMENTINIAI TYRIMAI

Dalis šiame skyriuje pateiktos medžiagos buvo paskelbta mokslinėse publikacijose (Zingaila, Augonis, 2015; Zingaila ir kt., 2016a, 2016b, 2017).

### 2.1. Mažo mastelio lenkiamųjų kompozitinių elementų tyrimai

Siekiant nustatyti lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių konstrukcijų efektyvumo tendencijas ir tokių elementų gamybos principus, pirminiai tyrimai atlikti su mažo mastelio bandiniais, analizuojant skirtingas skerspjūvių konfiguracijas (2.1 pav.). Eksperimentinių tyrimų metu buvo išbetonuotos dviejų tipų kompozitinės sijelės atskirai sustiprinant tempiamąją ir gniuždomąją lenkiamojo elemento zoną, kontroliniai bandiniai iš įprastinio betono ir sijelės iš ypač stipraus betono. Visos sijelės lengvai armuotos vienu armatūros strypu  $\varnothing 5$  B500NA tempiamąjoje zonoje ( $A_s = 19,6 \text{ mm}^2$ ,  $E_s = 193 \text{ GPa}$ ,  $f_{0,2k} = 605 \text{ MPa}$ ,  $f_t = 627 \text{ MPa}$ ). Bandiniai nebuvo armuojami skersine armatūra ir plieno plaušu. Bandymo schema ir visų tipų sijelių skerspjūvių konfiguracijos pateikiamos 2.1 pav.



2.1 pav. Bandymo schema ir sijelių skerspjūvių konfiguracijos

Normalaus stiprumo betono ir ypač stipraus betono mišinių, naudotų šiuose eksperimentiniuose tyrimuose, sudėtis pateikiama 2.1 ir 2.2 lent.

#### 2.1 lentelė. Betono mišinio sudėtis (V/C santykis 0,53)

| Betono mišinio sudedamoji medžiaga | Medžiagos kiekis, $\text{kg/m}^3$ |
|------------------------------------|-----------------------------------|
| Cementas CEM I 42.5 R              | 318                               |
| Vanduo                             | 168                               |
| Žvirgždas, frakcija 4/16           | 960                               |
| Smėlis, frakcija 0/4               | 945                               |

#### 2.2 lentelė. Ypač stipraus betono mišinio sudėtis (V/C santykis 0,27)

| Betono mišinio sudedamoji medžiaga | Medžiagos kiekis, $\text{kg/m}^3$ |
|------------------------------------|-----------------------------------|
| Cementas CEM I 52.5 R              | 735                               |
| Vanduo                             | 200                               |
| Silicinės mikrodulkės              | 99                                |
| Maltas stiklas                     | 412                               |
| Kvarcinis smėlis, frakcija 0/2     | 962                               |
| Superplastiklis                    | 36,76                             |

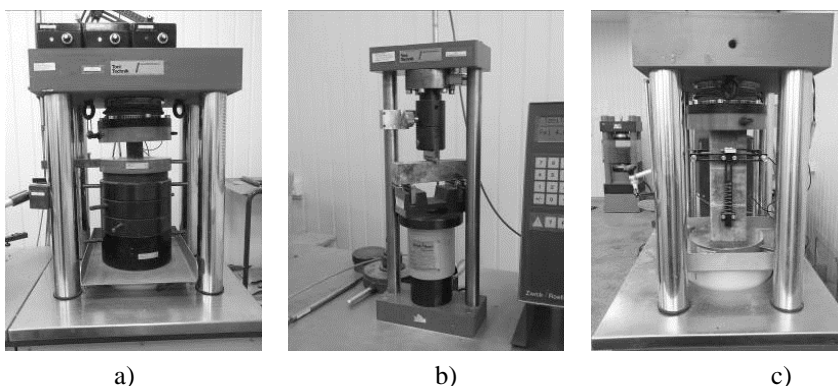
Be pagrindinių sijelių, mechaninėms savybėms ištirti išbetonuoti papildomi bandiniai. Visi bandinių tipai ir skaičiai nurodyti 2.3 lent. Gniuždomasis betono stipris nustatytas remiantis standartu EN 12390-3:2009, tempiamasis stipris lenkiant – EN 12390-5:2009, o kirstinis tamprumo modulis – pagal standartą EN 12390-13:2013.

Siekiant parinkti tinkamą betonavimo procedūrą eiliškumą, pirminiuose eksperimentuose buvo nuspręsta kompozitinius bandinius pradėti betonuoti nuo ypač stipraus betono sluoksnio, tačiau atlikus išsamesnę analizę tolesniuose disertacijos etapuose betonavimo technologija buvo keičiama (2.2 ir 2.3 poskyriuose aprašyti bandymai). Taigi, išliejus pirmąjį sluoksnį, dėl galimo vandens išgaravimo bandiniai buvo uždengti polietileno plėvele, o po paros ant jų viršaus užlietas įprastinio betono sluoksnis. Kitą parą bandiniai buvo išimti iš formelių ir sudėti į terminio kietinimo kamerą. Jie buvo kietinami 24 valandas  $80 \pm 2$  °C temperatūroje, esant  $95 \pm 5$  % santykiniam oro drėgniui, paskui mažinant temperatūrą buvo palikti natūraliai atvėsti per 24 valandas. Bandiniai iki bandymų dienos buvo laikomi 20 °C temperatūros vandenyje ir išbandyti po 14 dienų nuo išbetonavimo.

### 2.3 lentelė. Sijelių ir papildomų bandinių duomenys

| Bandinio pavadinimas    | Bandinio geometriniai duomenys, $h \times b \times l$ , mm | Bandinių skaičius, vnt. |
|-------------------------|--|-------------------------|
| <i>S-I (NSB)</i>        | 100×100×400  | 3                       |
| <i>S-II (NSB/YSB)</i>   | 60/40×100×400  | 3                       |
| <i>S-III (YSB/NSB)</i>  | 40/60×100×400  | 3                       |
| <i>S-IV (YSB)</i>       | 100×100×400  | 3                       |
| <i>NSB kubeliai</i>     | 100×100×100  | 3                       |
| <i>NSB prizmelės-I</i>  | 40×40×160  | 3                       |
| <i>NSB prizmelės-II</i> | 100×100×300  | 3                       |
| <i>YSB cilindrai</i>    | 50( <i>h</i> )×50( <i>d</i> )                              | 10                      |
| <i>YSB prizmelės-I</i>  | 40×40×160  | 3                       |
| <i>YSB prizmelės-II</i> | 100×100×300  | 3                       |

Ypač stipraus betono mechaninių savybių nustatymo bandymų vaizdai pateikti 2.2 pav. Ištirtos įprastinio ir ypač stipraus betono mechaninės savybės apibūdintos 2.4 lent.



2.2 pav. YSB bandinių bandymų vaizdai: a) gniuždymo bandymo; b) lenkimo bandymo ir c) kirstinio tamprumo modulio nustatymo

## 2.4 lentelė. Bandinių mechaninės savybės

| Betono tipas | Gniuždomasis stipris, $f_{cm}$<br>MPa | Tempiamasis stipris<br>lenkiant, $f_{cm,fl}$ , MPa | Kirstinis tamprumo<br>modulis, $E_{cm}$ , MPa |
|--------------|---------------------------------------|--|---|
| <i>NSB</i>   | 32,30 ( $f_{cm,100mm-cube}$ )         | 4,54   | 25813   |
| <i>YSB</i>   | 135,63 ( $f_{cm,50mm-cylindrical}$ )  | 21,40  | 40474   |

*S-I (NSB)* tipo sijelės buvo laikomos kontroliniais bandiniais, o kitų sijelių bandymų rezultatai buvo lyginami su jų parametrų reikšmėmis. Analizuojant *S-II (NSB/YSB)* tipo sijelių bandymų rezultatus pastebėta, kad rezultatų kokybei didelę įtaką turėjo pasirinkta betonavimo technologija, terminio kietinimo sąlygos. Tai galėjo nulemti prastą kai kurių elementų sandūros sukibimą, o dėl šios priežasties ir didelę rezultatų sklaidą. Tyrimų metu pastebėta, kad *S-II (NSB/YSB)-2* bandinio sluoksniai atsiskyrę, tačiau elementas buvo išbandytas siekiant nustatyti, kokią jėgą atlaikys, kai sukibimas prarastas. Lyginant pavienius kompozitinių *S-II (NSB/YSB)* tipo sijelių rezultatus su vidutinėmis kontrolinių bandinių reikšmėmis, kompozitinių elementų pleišėjimo momentas buvo didesnis nuo 2,36 iki 3,58 karto.

Elemento gniuždomojoje zonoje sustiprintų bandinių (*S-III (NSB/YSB)*) ir kontrolinių bandinių efektyvumas pleišėjimo momento atžvilgiu gana panašus. Šiuo atveju lyginant abiejų tipų vidutinės pleišėjimo momento reikšmes rezultatai skyrėsi 1,18 karto.

Tyrimai parodė, kad didžiausiu efektyvumu pleišėjimo momento atžvilgiu pasižymi sijelės, pagamintos iš ypač stipraus betono (*S-IV (YSB)*), tačiau didelė kaina lemia mažą šio betono pritaikomumą. Palyginti su kontroliniais bandiniais, vidutinės pleišėjimo momento reikšmės 3,78 karto didesnės. Būtina paminėti, kad visais nagrinėtais atvejais bandant mažo mastelio bandinius svarbų vaidmenį atlieka bandinio dydžio veiksnys, todėl bandant didesnio mastelio sijas efektyvumas būtų santykinai mažesnis.

Visų tipų sijelių pleišėjimo ir suirimo momentų reikšmės pateikiamos 2.5 lent.

## 2.5 lentelė. Mažo mastelio sijelių bandymo rezultatai

| Bandinio pavadinimas     | Pleišėjimo momentas $M_{cr}$ , kNm | Suirimo momentas $M_u$ , kNm |
|--------------------------|------------------------------------|------------------------------|
| <i>S-I (NSB)-1</i>       | 0,792                              | 1,096                        |
| <i>S-I (NSB)-2</i>       | 0,927                              | 1,096                        |
| <i>S-I (NSB)-3</i>       | 0,909                              | 1,136                        |
| <i>S-II (NSB/YSB)-1</i>  | 2,070                              | 2,233                        |
| <i>S-II (NSB/YSB)-2</i>  | 0,936                              | 0,968                        |
| <i>S-II (NSB/YSB)-3</i>  | 3,139                              | 3,153                        |
| <i>S-III (YSB/NSB)-1</i> | 1,125                              | 1,149                        |
| <i>S-III (YSB/NSB)-2</i> | 0,995                              | 1,050                        |
| <i>S-III (YSB/NSB)-3</i> | 0,981                              | 1,025                        |
| <i>S-IV (YSB)-1</i>      | 3,493                              | 3,493                        |
| <i>S-IV (YSB)-2</i>      | 3,102                              | 3,102                        |
| <i>S-IV (YSB)-3</i>      | 3,344                              | 3,344                        |

Kadangi visos sijelės buvo armuotos mažu kiekiu armatūros, tai nulėmė, kad suirimo momentų reikšmės, palyginti su pleišėjimo momentų reikšmėmis, skyrėsi labai nedaug, o *S-IV (YSB)* sijelių atveju buvo vienodos. Prieš atsiveriant plyšiumi tempimo įtempius elemento tempiamojoje zonoje perima betonas ir armatūra, o

atsivėrus plyšiui – tik armatūra. Taigi tais atvejais, kai elementai atlaikė didesnę jėgą iki plyšio atsivėrimo, staiga jam atsivėrus, armatūros kiekis buvo nepakankamas tempimo jėgoms atlaikyti.

Santykinai didelis ypač stipraus betono tempiamasis stipris ir betono kirstinis tamprumo modulis leidžia pagerinti lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų atsparumą pleišėjimui, padidinti standumą ir stiprumą. Tačiau atliktų tyrimų rezultatai leido patvirtinti, kad ypač stiprus betonas yra trapi medžiaga ir, esant mažam armatūros kiekiui, tokio tipo betono naudojimas lenkiamuosiuose elementuose gali lemti staigų suirimą. Todėl tolesniuose lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų tyrimuose ypač stiprus betonas bus armuojamas kombinuotai plieno plaušu ir armatūra, analizuojant atvejį, kai ypač stipriu betonu sustiprinta kompozitinio elemento tempiamoji zona.

## **2.2. Terminio kietinimo įtakos betonų mechaninėms savybėms tyrimai**

Terminis betono kietinimas aukštoje temperatūroje esant atmosferiniam garų slėgiui ypač svarbus iš anksto įtempto gelžbetonio gamyboje. Gelžbetoninių elementų pirminio stiprio padidinimas lemia didesnį klojinių apyvartumą, o tai paspartina gamybos procesą (Tikalsky, Jonassen, 2016). Nors terminis kietinimas aukštoje temperatūroje padidina ankstyvąjį betono stiprumą, tačiau per aukšta (apytiksliai didesnė nei 65 °C) temperatūra gali ir pabloginti galutinį stiprumą (Shetty, 2013). Kaip apibrėžta ypač stipraus betono rekomendacijose AFGC (2013), terminis kietinimas aukštoje temperatūroje pagerina ypač stipraus betono mechanines savybes, tačiau reikia išskirti du terminio kietinimo tipus, kurie yra nepriklausomi vienas nuo kito ir gali būti taikomi atskirai. I terminio kietinimo tipas taikomas per pirmas valandas nuo išbetonavimo, siekiant paspartinti betono pirminio stiprio augimą. Šiuo atveju temperatūra turėtų būti ne didesnė kaip 65 °C (tai galioja ir įprastiniam betonui) dėl galimo vėlyvojo etringito formavimosi betono struktūroje. II tipo terminis kietinimas yra taikomas, kai betonas sukietėja. Šio kietinimo tipo tikslas – paskatinti naujų hidratų formavimąsi. Taip siekiama padidinti cemento matricos stiprumą ir sumažinti vėlyvasias deformacijas. Tačiau šiuo atveju bandiniai kietinami apytiksliai 90 °C temperatūroje, esant santykiniam oro drėgniui, kuris artimas 100 %. Taikant II tipo kietinimą itin padidinamas betono stiprumas ir ilgaamžiškumas.

Nagrinėjant terminį kompozitinių elementų kietinimą, tampa problemiška parinkti optimalią temperatūrą įprastiniam ir ypač stipriam betonui. 2.6 lent. pateikiami II tipo terminio kietinimo taikymo ypač stipriam betonui ir terminio kietinimo netaikymo įprastiniam betonui privalumai ir trūkumai.

Svarbu akcentuoti tai, kad terminio kietinimo sąlygos, tokios kaip terminio kietinimo pradžia, temperatūros kėlimo greitis, didžiausios temperatūros išlaikymas, temperatūros mažinimo greitis ir t. t., gali turėti esminę įtaką galutiniam rezultatui, o 2.6 lent. pateikta informacija yra bendrojo pobūdžio ir konkrečiais atvejais gali būti papildomų veiksnių, darančių įtaką betono kokybei.

**2.6 lentelė.** Terminio kietinimo įtaka normalaus stiprumo ir ypač stipriam betonui (AFGC, 2013; Shetty, 2013; Skripkiūnas, 2007; Tikalsky, Jonassen, 2016)

| Aukštoje temperatūroje termiškai kietintas ypač stiprus betonai  |   |
|--|---|
| Privalumai   | Trūkumai  |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ sumažinamas valkšnumo efektas;</li> <li>➤ sumažinamas susitraukimo deformacijos po terminio kietinimo lygis nuliui;</li> <li>➤ betonai pasiekia lygiavertį 28 parų stiprumą, todėl bandiniai gali būti išbandyti iškart po terminio kietinimo;</li> <li>➤ apie 10 % didesnis betono stipris gniuždant ir tempiant;</li> <li>➤ geresnės ilgaamžiškumą lemiančios savybės;</li> <li>➤ didesnis ankstyvasis betono stiprumas.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ didesnės energijos sąnaudos;</li> <li>➤ sudėtinga atlikti ir kontroliuoti terminio kietinimo procesą;</li> <li>➤ reikia daug patirties ir žinių siekiant užtikrinti kokybišką terminį kietinimą.</li> </ul>  |
| Normalaus stiprumo betonai netaikius terminio kietinimo  |   |
| Privalumai   | Trūkumai  |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ didesnis galutinis betono stiprumas, palyginti su betonu, termiškai kietintu ankstyvojoje kietėjimo stadijoje;</li> <li>➤ išvengiama vėlyvojo etringitų formavimosi;</li> <li>➤ išvengiama vidinio betono struktūros pleišėjimo;</li> <li>➤ mažesnės energijos sąnaudos.</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ mažesnis betono stiprumas ankstyvojoje kietėjimo stadijoje;</li> <li>➤ didesnis valkšnumo efektas;</li> <li>➤ didesnės sumažinamos susitraukimo deformacijos;</li> <li>➤ standartinis 28 parų kietinimas iki bandymų;</li> <li>➤ prastesnės ilgaamžiškumą lemiančios savybės.</li> </ul> |

Siekiant nustatyti, kokios yra galimybės terminį kietinimą aukštoje temperatūroje pritaikyti betonuojant naujus kompozitinius gelžbetoninius elementus, pagamintus iš įprastinio ir ypač stipraus betono, buvo nuspręsta išanalizuoti tris galimus bandinių kietinimo atvejus, kiekvienu atveju išnagrinėjant įprastinio betono, ypač stipraus betono ir kompozitinių elementų mechanines savybes. Skirtinga betonų mišinių, naudotų eksperimente, sudėtis pateikiama 2.7 ir 2.8 lent.

**2.7 lentelė.** Betono mišinio sudėtis (V/C santykis 0,47)

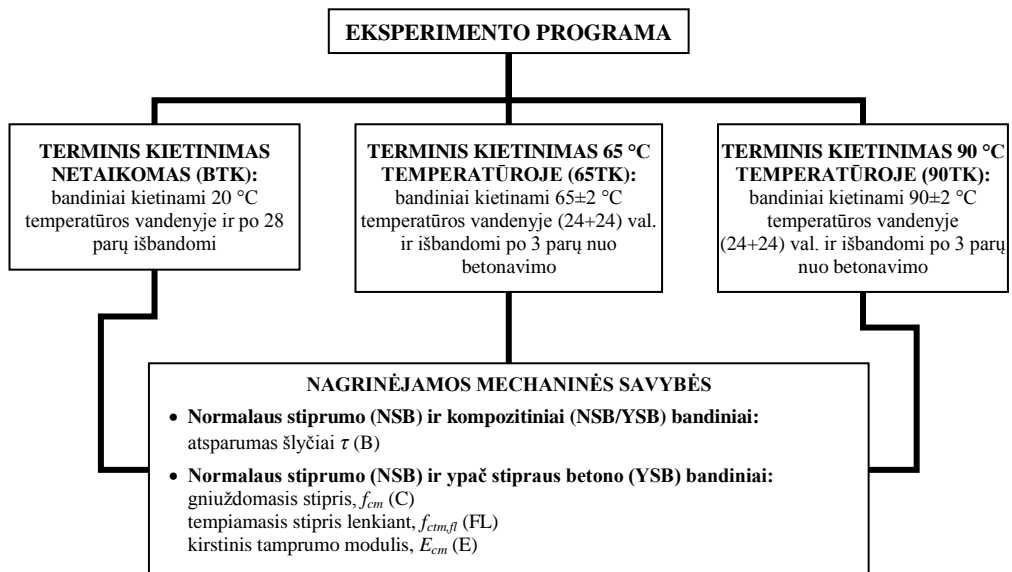
| Betono mišinio sudedamoji medžiaga | Medžiagos kiekis, kg/m <sup>3</sup> |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| Cementas CEM I 42.5 R              | 318                                 |
| Vanduo                             | 150                                 |
| Žvirgždas, frakcija 4/16           | 960                                 |
| Smėlis, frakcija 0/4               | 945                                 |
| Superplastiklis                    | 1,91                                |

**2.8 lentelė.** Ypač stipraus betono mišinio sudėtis (V/C santykis 0,21)

| Betono mišinio sudedamoji medžiaga | Medžiagos kiekis, kg/m <sup>3</sup> |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| Cementas CEM I 52.5 R              | 735                                 |
| Vanduo                             | 158                                 |
| Silicinės mikrodulkės              | 99                                  |
| Maltas stiklas                     | 412                                 |
| Kvarcinis smėlis, frakcija 0/2     | 962                                 |
| Superplastiklis                    | 36,76                               |

Atsižvelgiant į kitus disertacijoje atliktus tyrimus ir remiantis kitų mokslininkų (Hussein, 2015; Hussein, Amleh, 2015) sukaupta patirtimi, nauji kompozitiniai betoniniai elementai buvo pradėti lieti nuo įprastinio betono mišinio sluoksnio, tada ant jo viršaus buvo užliejamas ypač stipraus betono sluoksnis. Betonuojama buvo abiejų kompozitų rišimosi stadijos pradžioje. Kompozitinių elementų paviršius nebuvo specialiai ruošiamas sukibimui pagerinti. Po pirmo išbetonuoto sluoksnio vibravimo susiformavo nelygumų turintis paviršius. Tam tikrais atvejais, esant gausiai armuotoms kompozitinėms gelžbetoninėms konstrukcijoms, paviršiaus paruošimas gali būti sunkiai įmanomas arba neįmanomas.

Siekiant išvengti staigaus drėgmės pasišalinimo, visi bandiniai buvo uždengti polietileno plėvele ir išimti iš metalinių formų praėjus 24 valandoms nuo betonavimo pradžios. I grupės bandiniai, kuriems nebuvo taikomas terminis kietinimas, buvo sudėti į 20 °C temperatūros vandenį ir laikomi 28 paras iki bandymų. II ir III grupės bandiniai buvo termiškai kietinami atitinkamai 65±2 ir 90±2 °C temperatūros vandenyje. Įprastu atveju yra taikomas terminis kietinimas aukštoje temperatūroje, kai santykinis oro drėgnis artimas 100 %, tačiau, norint išgauti geresnes savybes, šiuo atveju bandiniai buvo kietinami vandenyje. Termiškai kietinami bandiniai įjungtoje kameroje esant nurodytai temperatūrai buvo laikomi 24 valandas, tada išjungus įrenginį buvo laikomi dar 24 valandas, kol vandens temperatūra natūraliai nukrito. Kadangi šis procesas reikalauja didelių energijos išteklių, buvo pasirinktas geresnis variantas. Praėjus 3 paroms nuo betonavimo pradžios, termiškai kietinti bandiniai buvo išbandyti ir iširtos jų mechaninės savybės. Šio eksperimento programa pateikiama 2.3 pav.



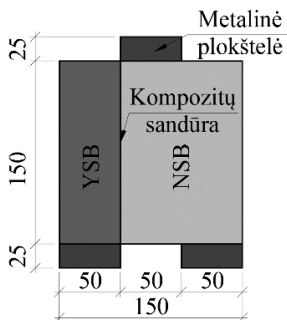
2.3 pav. Eksperimento programos schema

Bandinių pavadinimai, geometriniai duomenys ir skaičiai pateikiami 2.9 lent. Ką žymi atitinkamos santrumpos, matyti 2.3 pav.

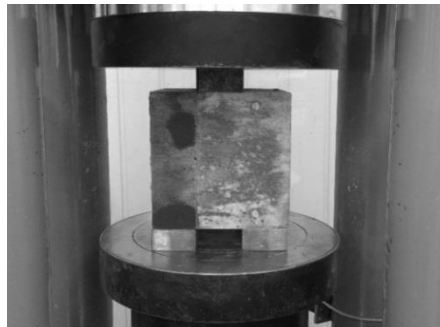
## 2.9 lentelė. Bandinių duomenys

| Bandinio pavadinimas | Bandinio geometriniai duomenys, $h \times b \times l$ , mm | Bandinių skaičius, vnt. | Bandinio pavadinimas  | Bandinio geometriniai duomenys, $h \times b \times l$ , mm | Bandinių skaičius, vnt. |
|----------------------|--|-------------------------|-----------------------|--|-------------------------|
| <i>C-NSB-BTK</i>     | 100×100×100  | 6                       | <i>C-YSB-BTK</i>      | 100×100×100  | 3                       |
| <i>C-NSB-65TK</i>    |  | 4                       | <i>C-YSB-65TK</i>     |  | 3                       |
| <i>C-NSB-90TK</i>    |  | 4                       | <i>C-YSB-90TK</i>     |  | 3                       |
| <i>FL-NSB-BTK</i>    | 100×100×400  | 4                       | <i>FL-YSB-BTK</i>     | 100×100×400  | 4                       |
| <i>FL-NSB-65TK</i>   |  | 2                       | <i>FL-YSB-65TK</i>    |  | 2                       |
| <i>FL-NSB-90TK</i>   |  | 2                       | <i>FL-YSB-90TK</i>    |  | 2                       |
| <i>E-NSB-BTK</i>     | 100×100×300  | 4                       | <i>E-YSB-BTK</i>      | 100×100×300  | 4                       |
| <i>E-NSB-65TK</i>    |  | 2                       | <i>E-YSB-65TK</i>     |  | 2                       |
| <i>E-NSB-90TK</i>    |  | 2                       | <i>E-YSB-90TK</i>     |  | 2                       |
| <i>B-NSB-BTK</i>     | 150×150×150  | 3                       | <i>B-NSB/YSB-BTK</i>  | 100/50×150<br>×150   | 3                       |
| <i>B-NSB-65TK</i>    |  | 3                       | <i>B-NSB/YSB-65TK</i> |  | 3                       |
| <i>B-NSB-90TK</i>    |  | 3                       | <i>B-NSB/YSB-90TK</i> |  | 3                       |

Siekiant nustatyti terminio kietinimo daromą įtaką skirtingų kompozitų sukibimui veikiant šlyties jėgoms, buvo atlikti tyrimai taikant Momayez ir kt. (2002) pasiūlytą metodą. Remiantis kitų mokslininkų (Momayez ir kt., 2002, 2004, 2005; Mousa, 2015) tyrimais, bandymo metodas ir bandinių dydis taip pat turi įtakos nustatytoms stiprumo reikšmėms, tačiau santykiniam palyginimui nagrinėjant tik terminio kietinimo įtaką buvo pasirinktas nesudėtingas Momayez ir kt. (2002) metodas. Šiuo atveju gali būti naudojamos standartinės 150×150×150 mm formos, kurių 2/3 užpildomos įprastiniu betonu, o likusi dalis užliejama ypač stipriu betonu. Būtina pabrėžti, kad šiuo metodu yra išmatuojamos vidutinės stiprio reikšmės. Papildomų rezultatų netikslumų gali atsirasti ir dėl to, kad yra ne viena, o dvi plokštumos, veikiamos šlyties jėgų. Bandiniai apkraunami per tris 150×50×25 mm metalines plokšteles. Remiantis kitų mokslininkų patirtimi (Santos, Santos ir Dias-da-Costa, 2012), bandiniai apkrauti išlaikant pastovų 2 kN/s jėgos apkrovimo greitį. Užfiksuotas šlyties bandymo vaizdas ir bandymo schema pateikiami 2.4 pav.



a)

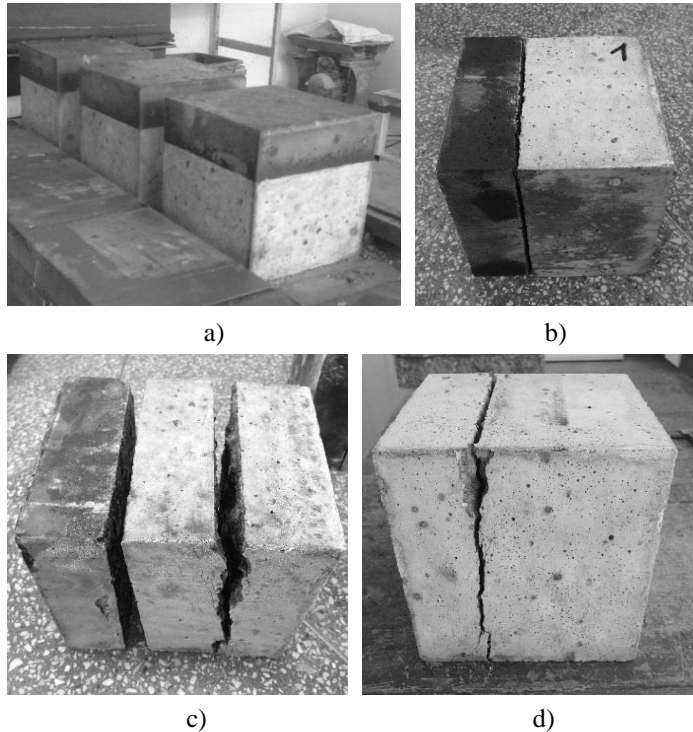


b)

**2.4 pav.** Šlyties bandymai: a) dviejų plokštumų šlyties bandymo schema; b) užfiksuotas bandymo vaizdas



2.5 pav. parodyti kompozitiniai elementai prieš bandymą (a) ir po bandymo (b ir c), o rezultatams palyginti buvo pagaminti ištisiniai bandiniai (d) iš įprastinio betono.



**2.5 pav.** Kompozitiniai ir ištisiniai betoniniai bandiniai: a) kompozitiniai bandiniai prieš suirimą; b) ir c) suirę kompozitiniai bandiniai; d) suiręs ištisinis betoninis bandinys

Naujų konstrukcijų gamyboje nepakankamas sluoksnių sukibimas tam tikrais atvejais gali lemti staigų kompozitinio elemento stiprumo sumažėjimą ar net suirimą. Be terminio kietinimo įtakos, yra daug kitų veiksnių, kurie nulemia sandūros zonos stiprumą, todėl sudėtinga tiksliai įvertinti terminio kietinimo įtaką.

Analizuojant kompozitinių elementų sandūros zoną, sudėtinga vertinti rezultatus (2.10 lent.). Moksliniuose straipsniuose (Momayez ir kt., 2002, 2004, 2005; Mousa, 2015; Nagaonkar, Bhusari, 2014; Santos, Júlio, 2010; Santos ir kt., 2012; Tayeh ir kt., 2012, 2013) teigiama, kad sandūros stiprumui įtakos turi paviršių šiurkštumas, kietinimo sąlygos, skirtingos betono susitraukimo deformacijos, skirtingi betonų tamprumo moduliai, laikas tarp betonavimo etapų, silicinių mikrodulkių kiekis betono mišinio sudėtyje, sandūrą kertanti armatūra ir t. t. Iš atlikto eksperimentinio tyrimo rezultatų matyti, kad didžiausiu sandūros stiprumu pasižymėjo kontroliniai bandiniai (*B-NSB/YSB-BTK*), kurie buvo kietinami natūraliomis sąlygomis. Termiškai kietintų bandinių vidutinis stiprumas mažesnis atitinkamai 62,87 % ir 60,48 %. Tačiau būtina pabrėžti, kad rezultatų sklaida šiuo atveju labai didelė ir siekia 38,30 %, 43,40 % ir 27,62 % priklausomai nuo atvejo. Nepaisant to, matoma akivaizdi terminio kietinimo įtaka sukibimo stiprumui. Po terminio kietinimo aukštoje temperatūroje susitraukimo deformacijos ypač stipriame

betone tampa artimos nuliui (AFGC, 2013), todėl, be kitų veiksnių įtakos, santykinai staigus šio betono susitraukimas terminio kietinimo metu galėjo lemti sukibimo stiprumo sumažėjimą.

**2.10 lentelė.** Terminio kietinimo įtaka *NSB/YSB* elementų vidutiniam atsparumui šlyčiai

| Terminio kietinimo tipas | Vidutinis atsparumas šlyčiai $\tau$ , MPa | Standartinis nuokrypis, MPa | CV, % | Suirimo pobūdis                                    |
|--------------------------|---|-----------------------------|-------|--|
| <i>B-NSB/YSB-BTK</i>     | 5,01<br>(100 %)                           | 1,92                        | 38,30 | Šalyčio zonoje<br>2 plokštumose<br>Šalyčio zonoje  |
| <i>B-NSB/YSB-65TK</i>    | 1,86<br>(37,13 %)                         | 0,81                        | 43,40 | Šalyčio zonoje<br>Šalyčio zonoje<br>Šalyčio zonoje |
| <i>B-NSB/YSB-90TK</i>    | 1,98<br>(39,52 %)                         | 0,55                        | 27,62 | Šalyčio zonoje<br>Šalyčio zonoje<br>Šalyčio zonoje |

Ištisinių bandinių iš įprastinio betono (2.5 pav., *d*) vidutinio atsparumo šlyčiai vertės pateikiamos 2.11 lent. Visais kietinimo atvejais ištisinių bandinių stiprumas buvo atitinkamai 51,4 %, 76,5 % ir 76,8 % didesnis nei kompozitinių (2.10 lent.). Tai parodo, kad kompozitų sandūra tam tikrais atvejais (elementams be skersinės armatūros) gali tapti kritine konstrukcijos vieta. Ištisinių bandinių stiprumas mažėjo didėjant kietinimo temperatūrai, tačiau kai kuriais atvejais gauta didelė rezultatų sklaida.

**2.11 lentelė.** Terminio kietinimo įtaka *NS* betono vidutiniam atsparumui šlyčiai

| Terminio kietinimo tipas | Vidutinis atsparumas šlyčiai $\tau$ , MPa | Standartinis nuokrypis, MPa | CV, % | Suirimo pobūdis                                 |
|--------------------------|---|-----------------------------|-------|---|
| <i>B-NSB-BTK</i>         | 10,30<br>(100 %)                          | 0,83                        | 8,05  | 2 plokštumose<br>1 plokštumoje<br>1 plokštumoje |
| <i>B-NSB-65TK</i>        | 7,91<br>(76,80 %)                         | 1,43                        | 18,06 | 2 plokštumose<br>1 plokštumoje<br>2 plokštumose |
| <i>B-NSB-90TK</i>        | 8,52<br>(82,72 %)                         | 0,51                        | 6,00  | 1 plokštumoje<br>1 plokštumoje<br>1 plokštumoje |

Atskirai išnagrinėtos įprastinio ir ypač stipraus betono mechaninės savybės (gniuždomasis stiprumas, kirstinis tamprumo modulis, tempiamasis stipris lenkiant) esant skirtingoms bandinių kietinimo sąlygoms. 2.12 lent. pateikiamos įprastinio ir ypač stipraus betono vidutinės gniuždomojo stiprio reikšmės, nustatytos po to, kai bandiniai buvo kietinami skirtingomis sąlygomis. Geriausi rezultatai užfiksuoti, kai įprastinio betono bandiniai buvo kietinami normaliomis sąlygomis, t. y. laikomi 20 °C temperatūros vandenyje 28 paras iki bandymų dienos. Kitais dviem atvejais, kai bandiniai buvo termiškai kietinami 65±2 ir 90±2 °C temperatūros vandenyje ir išbandomi po 3 parų nuo betonavimo, buvo gauti prastesni rezultatai. Lyginant su kontroliniais bandiniais, didinant temperatūrą gniuždomasis betono stipris gautas

atitinkamai 25,92 % ir 33,14 % mažesnis. Kai bandymų sąlygos vienodos, 7,22 % rezultatų skirtumas esant skirtingai temperatūrai iš dalies parodo terminio kietinimo temperatūros įtaką mechaninių savybių kitimui.

**2.12 lentelė.** Terminio kietinimo įtaka *NS* ir *YS* betono gniuždomajam stipriui  $f_{cm}$

| Terminio kietinimo tipas | $f_{cm}$ , MPa     | Standartinis nuokrypis, MPa | CV, % | Terminio kietinimo tipas | $f_{cm}$ , MPa       | Standartinis nuokrypis, MPa | CV, % |
|--------------------------|--------------------|-----------------------------|-------|--------------------------|----------------------|-----------------------------|-------|
| <i>C-NSB BTK</i>         | 52,27<br>(100 %)   | 3,143                       | 6,014 | <i>C-YSB BTK</i>         | 145,33<br>(100 %)    | 3,71                        | 2,55  |
| <i>C-NSB 65TK</i>        | 38,72<br>(74,08 %) | 0,79                        | 2,03  | <i>C-YSB 65TK</i>        | 146,97<br>(101,14 %) | 10,21                       | 6,95  |
| <i>C-NSB 90TK</i>        | 34,95<br>(66,86 %) | 0,43                        | 1,24  | <i>C-YSB 90TK</i>        | 146,73<br>(100,96 %) | 7,97                        | 5,43  |

Gauti rezultatai gali būti interpretuojami dvejopai. Pirmu atveju traktuojama, kad aukšta temperatūra ankstyvojoje betono kietėjimo stadijoje neigiamai paveikė betono struktūrą ir dėl joje atsiradusių pažeidimų sumažėjo gniuždomasis betono stipris. Antru atveju gali būti aiškinama, jog bandinių stipris siekė 60–75 % kontrolinių bandinių stiprio dėl to, kad jie buvo išbandomi iškart po terminio kietinimo, t. y. po 3 parų nuo betonavimo, o išlaikius 28 paras vidutinis gniuždomasis stipris būtų panašus į kontrolinių bandinių. Tačiau skirtinguose literatūros šaltiniuose (Shetty, 2013; Skripkiūnas, 2007; Tikalsky, Jonassen, 2016) teigiama, kad nors terminis kietinimas ir padidina ankstyvąjį betono stiprumą, tačiau gali sumažinti galutinį stiprumą, palyginti su bandiniais, kurie buvo kietinami normaliomis sąlygomis, išlaikant 28 paras. Žinoma, galimas ir abiejų veiksnių derinys.

Analizuojant kompozitinius elementus, pagamintus iš įprastinio ir ypač stipraus betono, svarbu pabrėžti, kad esant tokiems rezultatams, kokie buvo gauti šių eksperimentų metu, iš dalies apribojamas greitas kompozitinių elementų gamybos procesas. Kaip apibrėžta AFGC (2013) rekomendacijose, ypač stiprus betonas po terminio kietinimo apytiksliai 90 °C temperatūroje esant beveik 100 % santykiniam oro drėgniui pasiekia tokias galutines mechaninių savybių reikšmes, kokios būtų pasiektos bandinius išlaikant normaliomis sąlygomis 28 paras. Tačiau tokiu atveju kai kurios bandinių, kuriems netaikytas terminis kietinimas, mechaninės savybės būtų prastesnės nei termiškai kietintų bandinių (betono susitraukimas, valkšnumas ir t. t.). Eksperimentų metu nustatytus ypač stipraus betono gniuždomąjį stiprį, didelių skirtumų nepastebėta. Lyginant kontrolinių ir termiškai kietintų bandinių stiprumą, pastebėtas nežymus termiškai kietintų bandinių stiprio padidėjimas, atitinkamai 1,14 % ir 0,96 %. Tačiau būtina paminėti, kad terminis kietinimas 90 °C temperatūroje padidina ilgaamžiškumą, maksimaliai sumažina betono susitraukimą ir susilpnina valkšnumo efektą (AFGC, 2013).

Įprastinio ir ypač stipraus betono kirstinio tamprumo modulio reikšmės, nustatytos visais nagrinėjamais atvejais, pateikiamos 2.13 lent. Analizuojant rezultatus, pastebima, kad jų sklaida panaši kaip ir gniuždomojo stiprio nustatymo atveju. Didėjant temperatūrai, nustatytas mažesnis įprastinio betono kirstinis tamprumo modulis, o ypač stipraus betono kirstinio tamprumo modulio reikšmės, gautos kietinant natūraliomis ir terminio kietinimo sąlygomis, yra panašios.

**2.13 lentelė.** Terminio kietinimo įtaka *NS* ir *YS* betono kirstiniam tamprumo moduliui  $E_{cm}$

| Terminio kietinimo tipas | $E_{cm}$ , MPa     | Standartinis nuokrypis, MPa | CV, % | Terminio kietinimo tipas | $E_{cm}$ , MPa      | Standartinis nuokrypis, MPa | CV, % |
|--------------------------|--------------------|-----------------------------|-------|--------------------------|---------------------|-----------------------------|-------|
| <i>E-NSB BTK</i>         | 29,85<br>(100 %)   | 0,79                        | 2,65  | <i>E-YSB BTK</i>         | 41,31<br>(100 %)    | 0,82                        | 1,97  |
| <i>E-NSB 65TK</i>        | 29,28<br>(98,09 %) | 0,63                        | 2,14  | <i>E-YSB 65TK</i>        | 42,52<br>(102,93 %) | 0,08                        | 0,18  |
| <i>E-NSB 90TK</i>        | 26,07<br>(87,33 %) | 0,23                        | 0,87  | <i>E-YSB 90TK</i>        | 41,26<br>(99,88 %)  | 0,02                        | 0,05  |

Lyginant skirtingomis sąlygomis kietinto įprastinio betono tempiamojo stiprio lenkiant  $f_{ctm,fl}$  reikšmes (2.14 lent.), kurios buvo nustatytos atlikus lenkimo bandymus, pastebima tokia pati tendencija, kaip ir lyginant kitas nagrinėtas mechanines savybes. Palyginti su kontroliniais bandiniais, termiškai kietintų ( $65\pm 2$  ir  $90\pm 2$  °C temperatūroje) bandinių stipris mažesnis atitinkamai 19,47 % ir 28,6 %. Priešingi rezultatai gauti tiriant terminio kietinimo įtaką ypač stipraus betono tempiamajam stipriui lenkiant (2.14 lent.).

**2.14 lentelė.** Terminio kietinimo įtaka *NS* ir *YS* betono tempiamajam stipriui lenkiant  $f_{ctm,fl}$

| Terminio kietinimo tipas | $f_{ctm,fl}$ , MPa | Standartinis nuokrypis, MPa | CV, % | Terminio kietinimo tipas | $f_{ctm,fl}$ , MPa | Standartinis nuokrypis, MPa | CV, % |
|--------------------------|--------------------|-----------------------------|-------|--------------------------|--------------------|-----------------------------|-------|
| <i>FL-NSB BTK</i>        | 5,70<br>(100 %)    | 0,38                        | 6,62  | <i>FL-YSB BTK</i>        | 16,71<br>(100 %)   | 1,40                        | 8,35  |
| <i>FL-NSB 65TK</i>       | 4,59<br>(80,53 %)  | 0,17                        | 3,70  | <i>FL-YSB 65TK</i>       | 14,46<br>(86,54 %) | 0,33                        | 2,25  |
| <i>FL-NSB 90TK</i>       | 4,07<br>(71,40 %)  | 0,16                        | 4,05  | <i>FL-YSB 90TK</i>       | 16,66<br>(99,70 %) | 0,90                        | 5,43  |

Šiuo atveju mažiausia vidutinio stiprio reikšmė buvo bandinių, termiškai kietintų  $65\pm 2$  °C temperatūroje. Palyginti su kontroliniais bandiniais, stiprumas mažesnis 13,46 %. Kaip jau anksčiau minėta, AFGC (2013) rekomendacijose nurodomas terminis kietinimas  $90\pm 2$  °C temperatūroje prilygsta ypač stipraus betono 28 parų kietinimui normaliomis sąlygomis. Šio eksperimento tikslas buvo surasti optimalias kompozitinių elementų kietinimo sąlygas, todėl buvo išbandyta ir  $65\pm 2$  °C temperatūra. Vis dėlto tikėtina, kad šiuo atveju, esant žemesnei terminio kietinimo temperatūrai, nebuvo pasiektos lygiavertės tempiamojo stiprio lenkiant reikšmės, palyginti su kontroliniais bandiniais. O bandinius, kietintus  $90\pm 2$  °C temperatūroje, lyginant su kontroliniais bandiniais buvo gautas nereikšmingas 0,3 % rezultatų skirtumas.

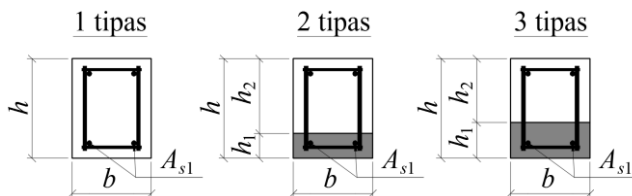
### 2.3. Lenkiamųjų kompozitinių elementų stiprumo ir deformatyvumo tyrimai

Įprastinio gelžbetonio konstrukcijų eksperimentiniai tyrimai intensyviai atliekami pastarąjį šimtmetį, o sukaupta didžiulė patirtis leido patobulinti pirminius skaičiavimo modelius ir tiksliau įvertinti įvairių veiksnių įtaką gelžbetoninių konstrukcijų elgsenai. Ypač stiprus betonas yra santykinai nauja medžiaga, o ją

naudoti konstrukcijoms pradėta dar vėliau, maždaug prieš 20 metų, todėl, norint patikimai prognozuoti elementų, pagamintų iš šio betono, elgseną, taip pat reikia atlikti daugybę tyrimų. Kompozitinių gelžbetoninių konstrukcijų, pagamintų iš įprastinio betono ir ypač stipraus betono, armuoto plieno plaušu ir armatūra, elgsena yra tarpinė lyginant minėtus atvejus, o atliktų tyrimų skaičius mažiausias. Daugelis esamų eksploatuojamų gelžbetoninių konstrukcijų dėl atsiradusių pažaidų nebetenkina tinkamumo ribinio būvio reikalavimų, jų būklė kritinė, todėl įvairių mokslinių tyrimų metu dėmesys sutelkiamas į tempiamosios zonos sustiprinimą panaudojant efektyvias medžiagas, tarp jų ir plieno plaušu armuotą ypač stiprų betoną. Tačiau šios kartos mokslininkai ir inžinieriai gali imtis prevencinių priemonių ir projektuoti ilgaamžiškesnes konstrukcijas. Sustiprinant lenkiamųjų gelžbetoninių elementų tempiamąją zoną iš esmės orientuojamasi į gelžbetoninių konstrukcijų ilgaamžiškumo užtikrinimą.

Rengiant disertaciją atlikti naujų lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų stiprumo, standumo ir pleišėjimo eksperimentiniai tyrimai, ypač stipraus betono sluoksniui armuoti panaudojant plieno plaušą ir armatūrą. Technologiniai kompozitinių konstrukcijų aspektai išsamiau nenagrinėjami, tačiau gamybos metu siekta išvengti galimo gamybos technologijos poveikio nagrinėjamiems mechaniniams parametrams.

Eksperimentinių tyrimų metu iš viso buvo pagaminta ir išbandyta 12 vidutinio dydžio sijų, kurių matmenys –  $1300(l) \times 160(b) \times 200(h)$  mm. Iš jų 8 kompozitinės sijos pagamintos iš stipriojo ir ypač stipraus betono, o rezultatams palyginti ir kompozitinių sijų efektyvumui nustatyti papildomai pagamintos 4 sijos iš stipriojo betono. Sijų tipai pateikti 2.6 pav.



**2.6 pav.** Gelžbetoninių ir kompozitinių gelžbetoninių sijų tipai: 1 – gelžbetoninė sija; 2 – kompozitinė gelžbetoninė sija su 50 mm ypač stipraus betono sluoksniu; 3 – kompozitinė gelžbetoninė sija su 70 mm ypač stipraus betono sluoksniu

Sijas galima sugrupuoti į tris tipus pagal ypač stipraus betono sluoksnio storį ir į du tipus pagal armavimo strypine armatūra procentą. Ypač stipraus betono sluoksnio storis iš esmės pasirinktas atsižvelgiant į poreikį apsaugoti išilginę armatūrą, esančią elemento tempiamosioje zonoje. 1 tipo sijos pagamintos iš stipriojo betono, armuoto tik strypine armatūra ( $h = 200$  mm), 2 tipo sijos sustiprintos 50 mm storio ( $h_1$ ) sluoksniu iš ypač stipraus betono, armuoto plieno plaušu ir armatūra, ir 3 tipo sijos sustiprintos 70 mm ( $h_1$ ) storio sluoksniu iš ypač stipraus betono, armuoto plieno plaušu ir armatūra. Išilginės armatūros armavimo procentas  $\rho_l$  vienu atveju buvo 0,577 %, kitu – 1,132 %. Sijų geometriniai duomenys pateikti 2.15 lent.

Pateikiamas bandinių žymėjimo pavyzdys: S3-50/150-2d10, kur S3 – sijos numeris; 50/150 – atitinkamai ypač stipraus ir stipriojo betono sluoksnių storiai, mm

(tuo atveju, kai sija nėra kompozitinė, pateikiamas visas sijos aukštis, mm); 2d10 – tempiamosios armatūros strypų skaičius (vnt.) ir skersmuo (mm).

## 2.15 lentelė. Sijų geometriniai duomenys

| Nr. | Bandinys        | $h$ ,<br>mm | $h_1/h_2$ ,<br>mm | $b$ ,<br>mm | $l$ ,<br>mm | $A_{s1}$ ,<br>mm <sup>2</sup> | $\rho_l$ ,<br>% |
|-----|-----------------|-------------|-------------------|-------------|-------------|-------------------------------|-----------------|
| 1   | S1-199-2d10     | 199         | –                 | 159         | 1300        | 157                           | 0,577           |
| 2   | S2-198-2d10     | 198         | –                 | 161         |             |                               |                 |
| 3   | S3-49/152-2d10  | 201         | 49/152            | 160         |             |                               |                 |
| 4   | S4-50/150-2d10  | 200         | 50/150            | 160         |             |                               |                 |
| 5   | S5-65/137-2d10  | 202         | 65/137            | 160         |             |                               |                 |
| 6   | S6-55/147-2d10  | 202         | 55/147            | 162         |             |                               |                 |
| 7   | S7-198-2d14     | 198         | –                 | 159         |             | 308                           | 1,132           |
| 8   | S8-199-2d14     | 199         | –                 | 160         |             |                               |                 |
| 9   | S9-47/152-2d14  | 199         | 47/152            | 159         |             |                               |                 |
| 10  | S10-48/150-2d14 | 198         | 48/150            | 160         |             |                               |                 |
| 11  | S11-70/129-2d14 | 199         | 70/129            | 159         |             |                               |                 |
| 12  | S12-68/131-2d14 | 199         | 68/131            | 161         |             |                               |                 |

Papildomi bandiniai buvo pagaminti betono mechaninėms savybėms nustatyti: kubeliai (100×100×100 mm) ir prizmelės (300×100×100 mm ir 400×100×100 mm). Kadangi sijų betonavimas buvo išskirtas į du etapus, bandinių mechaninės savybės nustatytos abiem atvejams.

Pirmuoju etapu pagamintos sijos, kurių armavimo procentas  $\rho_l = 0,577\%$ . Šiuo atveju nustatytos vidutinės mechaninių savybių reikšmės:

- stiprusis betonas: cilindrinis (150( $d$ )×300( $h$ )) stipris gniuždant  $f_{cm} = 60,1$  MPa; tempiamasis stipris (apskaičiuotas žinant tempiamąjį stiprį lenkiant)  $f_{ctm} = 3,89$  MPa; kirstinis tamprumo modulis  $E_{cm} = 33,86$  GPa.
- plieno plaušu armuotas ypač stiprus betonas: kubinis stipris gniuždant  $f_{cm,cube100} = 135,7$  MPa; tempiamasis stipris lenkiant  $f_{ctm,fl} = 10,6$  MPa; kirstinis tamprumo modulis  $E_{cm} = 44,33$  GPa.

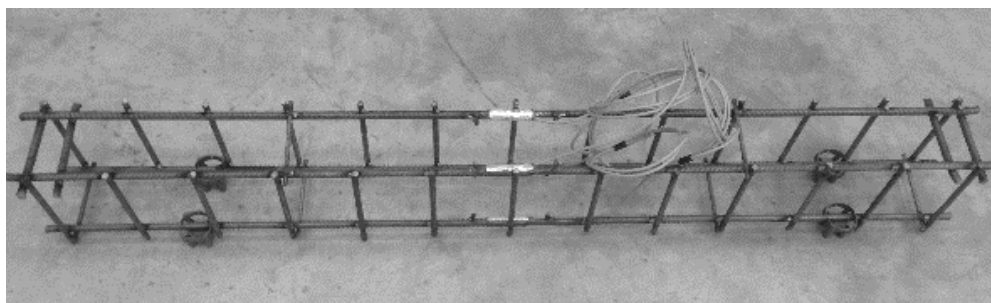
Antruoju etapu pagamintos sijos, kurių armavimo procentas  $\rho_l = 1,132\%$ , o jų mechaninės savybės:

- stiprusis betonas: cilindrinis stipris gniuždant  $f_{cm} = 51,8$  MPa; tempiamasis stipris (apskaičiuotas žinant tempiamąjį stiprį lenkiant)  $f_{ctm} = 3,84$  MPa; kirstinis tamprumo modulis  $E_{cm} = 33,38$  GPa.
- plieno plaušu armuotas ypač stiprus betonas: kubinis stipris gniuždant  $f_{cm,cube100} = 138,2$  MPa; tempiamasis stipris lenkiant  $f_{ctm,fl} = 11,59$  MPa; kirstinis tamprumo modulis  $E_{cm} = 44,39$  GPa.

Netinkama gamybos technologija gali turėti esminę įtaką kompozitinių elementų mechaninėms savybėms konstrukcijų eksploatavimo stadijoje. Kompozitinių elementų skirtingų betonų sukibimo stiprumą lemia skirtingos medžiagų savybės, sandūros paviršiaus šiurkštumas ir betonavimo procedūrų eiliškumas, laikas tarp betonavimo etapų, kietinimo sąlygos, o praradus sukibimą – ir skersinės armatūros, kertančios skirtingų kompozitų sandūrą, kiekis. Atsižvelgiant į išvardytus veiksnius, buvo betonuojama siekiant kiek įmanoma išvengti neigiamos

technologinių ir konstrukcinių veiksnių įtakos kompozitinių elementų mechaninėms savybėms.

Visoms gelžbetoninėms ir kompozitinėms gelžbetoninėms sijoms armuoti naudoti erdviniai, virintiniai karkasai, pagaminti iš B500B stiprumo klasės rumbuotosios armatūros. Išilginės armatūros strypų inkaravimas atraminėse zonose buvo užtikrinamas privirinant po du inkarinius strypus kiekviename sijos gale. Armatūros karkasas, parodytas 2.7 pav., yra apverstas 180° kampu, nes sijos buvo betonuojamos tokioje padėtyje (inkariniai strypai matomi karkaso viršuje).



2.7 pav. Armatūros karkasas

Armatūros mechaninės savybės pateikiamos 2.16 lent.

#### 2.16 lentelė. B500B armatūros mechaninės savybės

| Parametras                       | Parametro reikšmė, MPa |
|----------------------------------|------------------------|
| Stipris tempiant, $f_t$          | 652                    |
| Stipris pagal takumo ribą, $f_y$ | 565                    |
| Tamprumo modulis, $E_s$          | 200 000                |

Bandinių gamybai betonas buvo ruošiamas laboratorinėmis sąlygomis. Stipriojo ir ypač stipraus betono mišinių sudėtis pateikiama 2.17 ir 2.18 lent.

#### 2.17 lentelė. Stipriojo betono mišinio sudėtis (V/C santykis 0,42)

| Betono mišinio sudedamoji medžiaga | Medžiagos kiekis, kg/m <sup>3</sup> |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| Cementas CEM I 42.5 R              | 360                                 |
| Vanduo                             | 150                                 |
| Žvirgždas, frakcija 4/16           | 922                                 |
| Smėlis, frakcija 0/4               | 907                                 |
| Superplastiklis                    | 2,16                                |

#### 2.18 lentelė. Ypač stipraus betono mišinio sudėtis (V/C santykis 0,21)

| Betono mišinio sudedamoji medžiaga          | Medžiagos kiekis, kg/m <sup>3</sup> |
|---|-------------------------------------|
| Cementas CEM I 52.5 R                       | 735                                 |
| Vanduo                                      | 158                                 |
| Silicinės mikrodulkės                       | 99                                  |
| Maltas stiklas                              | 412                                 |
| Kvarcinis smėlis, frakcija 0/2              | 962                                 |
| Superplastiklis                             | 36,76                               |
| Plieno plaušas tiesiais galais 13/0,2 (2 %) | 157                                 |

Prieš betonuojant kompozitines sijas buvo atlikti atskiri tyrimai su mažais bandiniais. Ištirta terminio kietinimo aukštoje temperatūroje ( $65\pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$  ir  $90\pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) įtaka kompozitų sukibimui. Kaip pastebėta tyrimų metu, kompozitinių elementų terminis kietinimas gali neigiamai paveikti įprastinio ir ypač stipraus betono sukibimą.

Betonuojant mažo mastelio kompozitines prizmes, taip pat pastebėta, kad betonavimo procedūrų seka ir laikas tarp betonavimo etapų turi esminę įtaką kompozitinių sluoksnių sukibimui. Sumaišius ypač stipraus betono mišinį, jo paviršius gana greitai pasidengia slidžia kieta plėvele, o suformuotas paviršius lygus, nėra stambių užpildų ar nelygumų. Todėl eksperimento metu betonuojant kompozitines sijas buvo nuspręsta pradžioje išlieti įprastinį betoną (2.8 pav.), tada ant jo užlieti ypač stipraus betono sluoksnį ir, atsisakius terminio kietinimo aukštoje temperatūroje, sijas 28 paras kietinti  $20\pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$  temperatūroje, esant apytiksliai 100 % santykiniam oro drėgmeniui.



**2.8 pav.** Kompozitinių gelžbetoninių sijų betonavimas: a) pirmas kompozitinės gelžbetoninės sijos betonavimo etapas; b) kompozitinė gelžbetoninė sija nuėmus klojinius, betonavimo pozicijoje

Kompozitinėms sijoms betonuoti naudoti klojiniai, pagaminti iš drėgmei atsparios laminuotos faneros. Sijos buvo betonuojamos apverstos  $180^{\circ}$  kampu dviem etapais. Įdėjus armatūros karkasą ir išvedus laidus armatūros santykinėms deformacijoms matuoti, pirmu etapu buvo išliejamas reikiamo storio sluoksnis iš įprastinio betono, tada sutankinamas ant vibracinio stalo ir užliejamas plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono sluoksnis, paskui vėl sutankinama visa kompozitinė sija. Skersinė sijos armatūra visais atvejais kirtu skirtingų kompozitų sluoksnių sandūrą. Išlieto pirmojo sluoksnio iš įprastinio betono paviršius nebuvo papildomai ruošiamas sukibimui pagerinti, nes eksperimentinių tyrimų metu dėmesys buvo sutelktas ne į esamų konstrukcijų stiprinimą, o į naujų konstrukcijų gamybą, kol abu betono mišiniai yra rišimosi stadijoje. Specialus paviršiaus ruošimas taip pat lemtų papildomas išlaidas kompozitinių sijų gamyboje.

Sijų bandymo metu buvo matuojamos tempiamosios ir gniuždomosios armatūros santykinės deformacijos viduriniame elemento pjūvyje, o vėliau, žinant armatūros tamprumo modulį, apskaičiuojami įtempiai armatūroje.



Elemento kreiviai buvo apskaičiuojami pagal (2.1) formulę, naudojant absoliučiasis santykinų deformacijų reikšmes:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_{s2}}{d - a_{s2}}; \quad (2.1)$$

čia  $\varepsilon_{s1}$  – santykinės deformacijos tempiamojoje armatūroje;  $\varepsilon_{s2}$  – santykinės deformacijos gniuždomojoje armatūroje;  $d$  – efektyvusis sijos aukštis;  $a_{s2}$  – apsauginis viršutinės skerspjūvio armatūros betono sluoksnis.

Deformacijoms matuoti skirti vienkartiniai SG 1-LY11-6/120 tipo jutikliai buvo priklijuoti prie specialiai paruošto lygaus ir švaraus armatūros paviršiaus, o tada apsaugoti nuo mechaninių pažeidimų ir drėgmės panaudojant tam skirtas apsaugines priemones. Kadangi jutiklių įrengimo vietose iš dalies prarandamas armatūros ir betono sukibimas, todėl abipus jutiklių buvo privirinti papildomi inkariniai strypeliai (2.9 pav., a). Jutiklių laidai prieš betonuojant išvesti per klojinio šoną ir paruošti prijungti prie įrangos, iš kurios duomenys perduodami į kompiuterį. Jutiklių prijungimas prie įrangos sijų bandymo metu parodytas 2.9 pav. b dalyje.



**2.9 pav.** Armatūros deformacijų matavimo jutikliai: a) įrengimas; b) prijungimas prie matavimo įrangos

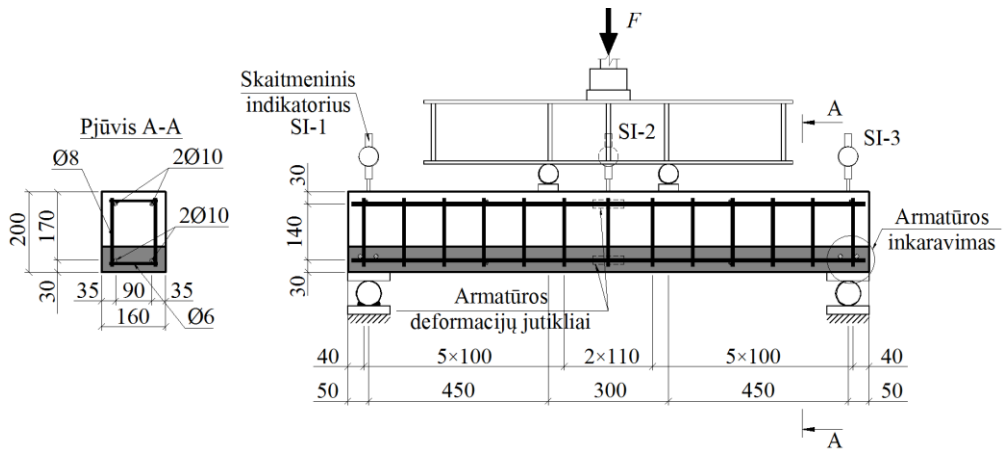
Kompozitinių sijų armavimo ir bandymų schemas pateikiamos 2.10 ir 2.11 pav. Analogiški veiksmai buvo atliekami ir su įprastomis gelžbetoninėmis sijomis. Bandinių tipai pateikti 2.6 pav.

Visos sijos išbandytos naudojant hidraulinį jėgos stendą, kurio galia 200 kN. Jos buvo apkraunamos pagal jėgos kontrolę, rankiniu būdu didinant jėgą 2–4 kN pakopomis. Trys skaitmeniniai indikatoriai „Mitutoyo“ (tikslumas – 1  $\mu\text{m}$ ) buvo naudojami sijų vertikaliesiems poslinkiams matuoti atraminėse zonose ir sijų viduryje.

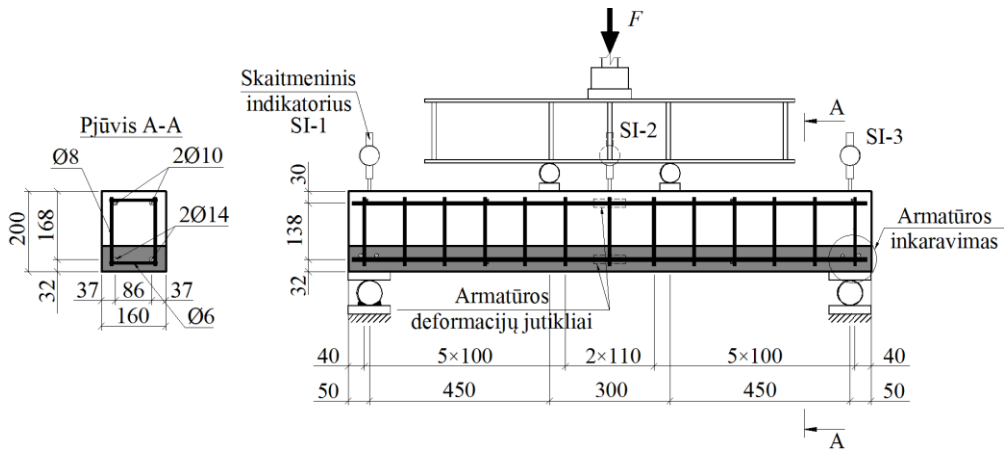
Įvertinus nustatytą atramų sėdimą, pagal (2.2) formulę buvo apskaičiuotas tikrasis sijų vidurinio pjūvio įlinkis:

$$\delta = v_2 - (v_1 + v_3)/2; \quad (2.2)$$

čia  $v_2$  – sijos vidurinio pjūvio vertikalusis poslinkis,  $v_1$  ir  $v_3$  – atraminių pjūvių vertikalieji poslinkiai.



**2.10 pav.** Kompozitinių gelžbetoninių sijų S3–S6 armavimo ir bandymo schema

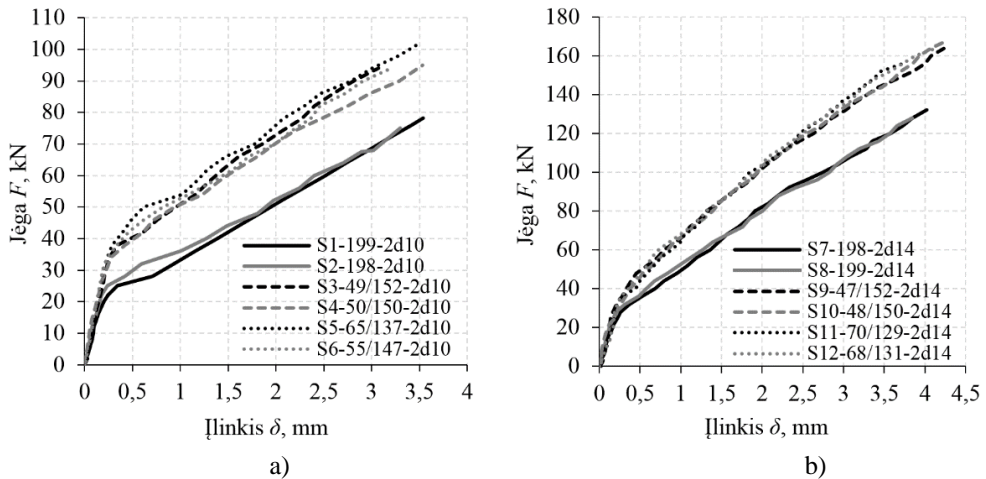


**2.11 pav.** Kompozitinių gelžbetoninių sijų S7–S12 armavimo ir bandymo schema

Eksperimentinių tyrimų metu išbandžius pagamintas naujas įprastinio gelžbetonio sijas ir kompozitines sijas su ypač stipraus betono sluoksniu, armuotu plieno plaušu ir armatūra, buvo nustatytas kompozitinių sijų elgsenos efektyvumas. Kadangi projektuojant gelžbetonines konstrukcijas elementas laikomas suirusiu, kai armatūra pasiekia takumo stiprį, todėl šiame poskyryje pateiktuose grafikuose analizuojami rezultatai, fiksuoti nuo sijų apkrovimo pradžios iki tol, kol buvo pasiektas apytikslis armatūros takumo stipris, ir atskirai pateikiamos didžiausios laikomosios galios reikšmės.

Analizuojant kompozitinių (S3–S6, S9–S12) ir įprastų gelžbetonio (S1, S2, S7, S8) sijų jėgos ir įlinkio priklausomybes (2.12 pav.), pastebima tendencingai teigiama plaušu armuoto ypač stipraus betono įtaka naujų kompozitinių elementų standumui ir laikomajai galiai, lyginant juos su įprasto gelžbetonio sijomis. Visų pirma ypač stipraus betono sluoksnis lenkiamojo elemento tempiamojoje zonoje jį sustandina ir sustiprina, ir tai lemia didesnę tokio elemento atsparumą pirmųjų plyšių atsivėrimui. Be to, santykinai didelis plieno plaušo kiekis ( $2\% - 157 \text{ kg/m}^3$ ) iš esmės keičia betono

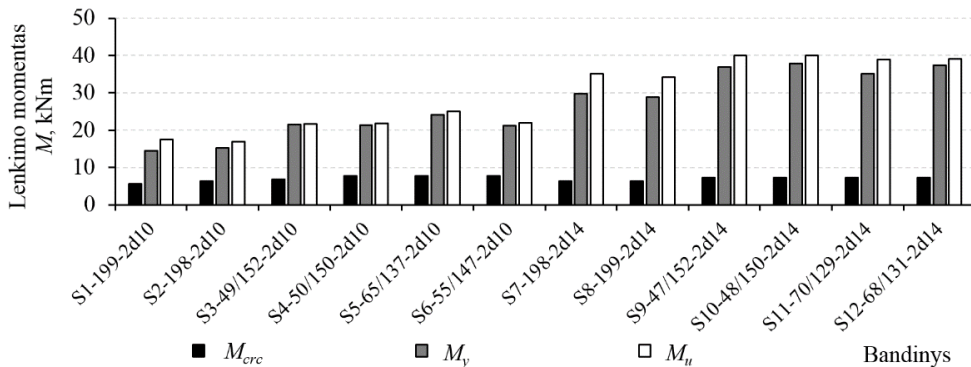
elgseną atsivėrus plyšiams ir daro įtaką kitų plyšių vystymuisi. Atsivėrus plyšiui, tempimo jėgas perima ne tik armatūra, bet ir sluoksnyje esantis chaotiškai pasiskirstęs plieno plaušas. Tačiau plaušo kiekis ir orientacija, t. y. netolygus pasiskirstymas, sluoksnyje gali lemti didesnių plyšių atsivėrimą ir spartesnį jų plėtimąsi tam tikruose elemento pjūviuose. Iš 2.12 pav. pateiktų jėgos ir įlinkio priklausomybių pastebima, kad, esant mažesniai armatūros kiekiui (0,577 %), plieno plaušo įtaka atsivėrus plyšiams didesnė nei labiau armuotoms (1,132 %) kompozitinėms konstrukcijoms, nes įlinkių kreivės nėra tolygios. Tačiau abiem atvejais rezultatų sklaida auga didėjant apkrovai, tai atspindi reikšmingesnę plieno plaušo įtaką esant didesniems plyšiams. Plieno plaušo įtaka gali būti skirtinga atskiruose pjūviuose.



**2.12 pav.** Jėgos ir įlinkio priklausomybės apytiksliai iki armatūros tekėjimo pradžios: a) sijos S1–S6 (armavimo procentas 0,577 %, 2d10 strypai); b) sijos S7–S12 (armavimo procentas 1,132 %, 2d14 strypai)

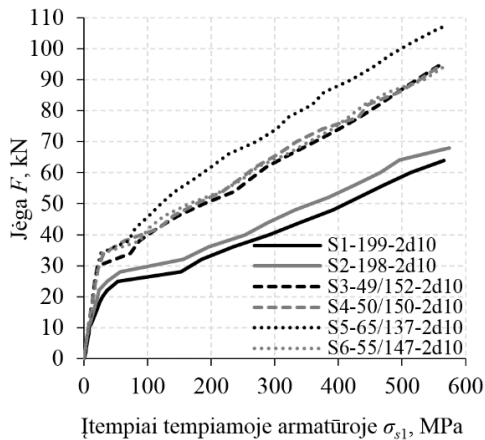
Nagrinęjant ypač stipraus betono sluoksnio storio įtaką, pastebėta, kad didesnis efektyvumas pasireiškė tuo atveju, kai armatūros armavimo procentas buvo mažesnis (sijos S3–S6). Esant didesniai armavimo procentui (sijos S9–S12), sluoksnio storio įtaka buvo minimali. Šiuo atveju būtina akcentuoti, kad ypač stipraus betono sluoksnių storio skirtumai buvo santykinai minimalūs ir, esant didesniai skirtumui, ši įtaka būtų reikšmingesnė. Tačiau šių tyrimų tikslas nebuvo vien tik padidinti elementų laikomąją galią ar standumą, dėmesio buvo skiriama ir probleminės tempiamosios zonos apsaugojimui nuo pleišėjimo. Kaip matyti iš 2.12 pav., norint pagaminti didesnio stiprumo ar standumo elementą, būtų efektyviau tiesiog įdėti daugiau armatūros.

2.13 pav. pateikiamos lenkimo momentų charakteristinės reikšmės. Jame lyginami kontrolinių bandinių iš įprasto gelžbetonio ir kompozitinių gelžbetoninių elementų su plieno plaušu ir armatūra armuoto ypač stipraus betono sluoksniu pleišėjimo momentai  $M_{erc}$ , armatūros tekėjimo pradžia  $M_y$  ir laikomoji galia  $M_u$ .

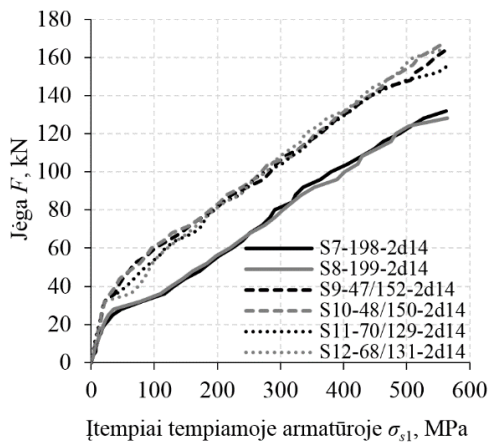


2.13 pav. Sijų S1–S12 lenkimo momentų charakteristinės reikšmės

2.14 pav. pateiktuose jėgos ir įtempių tempiamojoje armatūroje priklausomybių grafikuose analizuojamas vidurinis sijos pjūvis atramų atžvilgiu. Šie įtempiai buvo apskaičiuoti pagal išmatuotas santykinės armatūros deformacijas. Kaip galima pastebėti, įprastinio gelžbetonio sijų (S1, S2, S7, S8) tempiamojoje armatūroje, atsivėrus plyšiams, atsiranda staigus įtempių šuolis, nes tempimo jėgas tuo metu pradeda perimti tik armatūra. Didėjant armatūros kiekiui, šis šuolis mažėja. Kompozitinių sijų armatūroje įtempių šuolį sumažina dalinis plieno plaušo įsijungimas į darbą atsivėrus plyšiui. Plieno plaušo įtaka iki tam tikro plyšio dydžio didėja, o esant dideliems plyšiams, kai nebeapokankamas plaušo inkaravimo ilgis ir jis yra išraunamas, plaušo įtaka pradeda mažėti.



a)



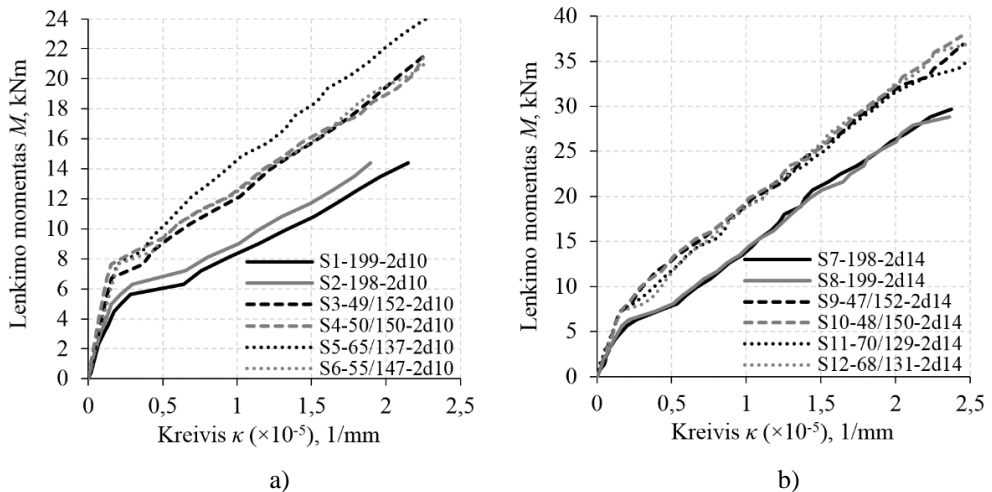
b)

2.14 pav. Jėgos ir įtempių tempiamojoje armatūroje priklausomybės apytiksliai iki armatūros tekėjimo pradžios: a) sijos S1–S6 (armavimo procentas 0,577 %, 2d10 strypai); b) sijos S7–S12 (armavimo procentas 1,132 %, 2d14 strypai)

Atliekant sijų S3–S6 ir S11–S12 eksperimentinius tyrimus, užfiksuotas akivaizdus įtempių šuolis atsivėrus plyšiui, o S9 ir S10 sijų atveju šio šuolio nepastebėta. Taip galėjo būti dėl to, kad pirmieji plyšiai atsivėrė už deformacijų matavimo jutiklių ribų, o vėliau šioje zonoje atsivėrus plyšiams jėgos ir įtempių

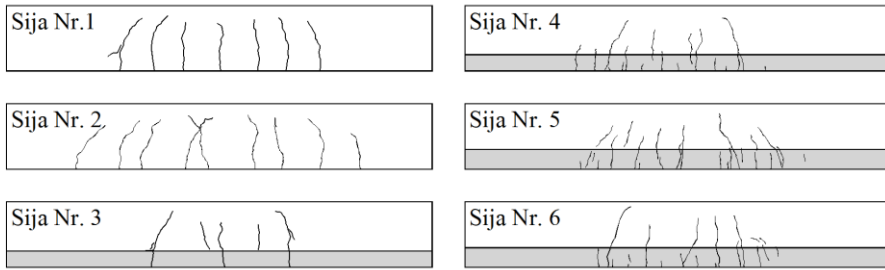
priklausomybės kreivės labai panašios į kitas. Žinoma, kaip jau minėta, daug įtakos turi ir plieno plaušo kiekis, ir orientacija konkrečiame sijos pjūvyje. Taip pat svarbu pabrėžti, kad esant mažesniai armatūros kiekiui plieno plaušo įtaka didesnė, nes atsivėrus plyšiams į darbą įsijungia didesnis kiekis plaušo. Kitu atveju, esant didesniam armatūros kiekiui, atsivėrę plyšiai plečiasi lėčiau ir plieno plaušas lėčiau įsijungia į darbą. Abiem armavimo atvejais matomas akivaizdus armatūros įtempis sumažėjimas lyginant kompozitinius ir įprasto gelžbetonio elementus.

Eksperimento metu nustatyti sijos vidurinio pjūvio elementų nesupleišėjusio ir supleišėjusio skerspjūvių kreiviai. Kreivių kitimas priklausomai nuo išorinio lenkimo momento matomas 2.15 pav. Norint apskaičiuoti kompozitinių elementų įlinkį, svarbu žinoti, kaip kinta kreivis supleišėjusiam skerspjūvyje. Kaip ir tempiamosios armatūros įtempių analizės atveju, čia matoma akivaizdi teigiama plieno plaušo įtaka kreivio sumažėjimui, tačiau būtina akcentuoti, kad plieno plaušo kiekis ir orientacija atskiruose plyšiuose gali būti skirtingi, o tai turės esminę įtaką kreivio kitimui.

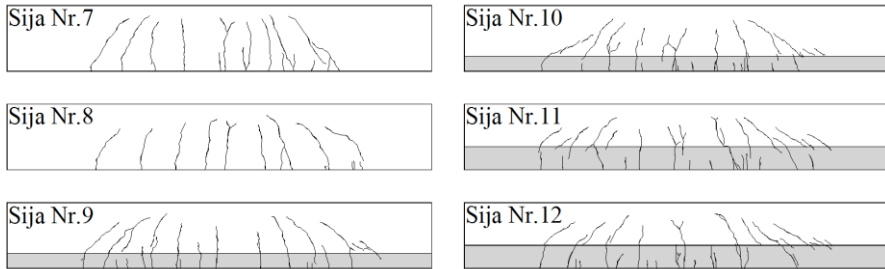


**2.15 pav.** Lenkimo momento ir kreivio priklausomybės apytiksliai iki armatūros tekėjimo pradžios: a) sijos S1–S6 (armavimo procentas 0,577 %, 2d10 strypai); b) sijos S7–S12 (armavimo procentas 1,132 %, 2d14 strypai)

Kombinuotai plieno plaušu ir armatūra armuotų gelžbetoninių elementų pleišėjimo pobūdis keičiasi dėl plieno plaušo panaudojimo. Sumažėja armatūros įtempiai plyšyje, plyšių plotis ir atstumas tarp plyšių. Vis dėlto kompozitinių elementų pleišėjimo pobūdis gali būti apibūdinamas kaip tarpinis tarp lenkiamųjų gelžbetoninių elementų iš įprastinio betono ir konstrukcijų, pagamintų tik iš kombinuotai armuoto ypač stipraus betono. Pastaruoju atveju sukeliamas daugybinis elementų pleišėjimas, kuriam būdingas itin tankus smulkių plyšių pasiskirstymas. Tai leidžia patvirtinti kitų mokslininkų (Yang, Joh ir Kim, 2010, 2011) atlikti tyrimai. 2.16 ir 2.17 pav. pateikiamas plyšių išsidėstymas stadijoje prieš pat suirimą, užfiksuotas disertacijos autoriaus eksperimentų metu.



**2.16 pav.** Sijų S1–S6 plyšių išsidėstymas stadijoje prieš suirimą



**2.17 pav.** Sijų S7–S12 plyšių išsidėstymas stadijoje prieš suirimą

Visais nagrinėtais atvejais, išskyrus kompozitinę siją S3, plieno plaušu ir armatūra armuoto ypač stipraus betono sluoksnis pakeitė pleišėjimo pobūdį ir nulėmė daugybinių pleišėjimą bei mažesnius plyšių pločius. Kompozitinėje sijoje S3 lokalizavosi keli pagrindiniai plyšiai. Šie nulėmė tolesnį plyšių vystymąsi. Tam įtakos galėjo turėti netolygus plaušo pasiskirstymas ypač stipraus betono sluoksnyje.

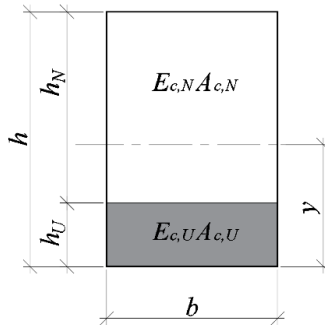
## 2.4. Antrojo skyriaus išvados

1. Mažo mastelio lenkiamųjų gelžbetoninių ir kompozitinių gelžbetoninių bandinių tyrimai parodė, kad nagrinėtoju atveju kompozitinių elementų su ypač stipraus betono sluoksniu tempiamojoje zonoje pleišėjimo momentas nuo 2,36 iki 3,58 karto, o stiprumas nuo 2,01 iki 2,84 karto didesnis negu kontrolinių bandinių iš įprastinio betono. Tačiau, siekiant išvengti trapių elementų suirimo ir efektyviai išnaudoti ypač stipraus betono mechanines savybes pakeičiant elementų pleišėjimo pobūdį, sluoksnį būtina armuoti kombinuotai plieno plaušu ir armatūra. Būtina paminėti, kad visais nagrinėtais atvejais bandant mažo mastelio bandinius svarbų vaidmenį atlieka bandinio dydžio veiksnys, todėl tiriant didesnio mastelio sijas efektyvumas būtų santykinai mažesnis.
2. Eksperimentiniai vientisų bandinių tyrimai parodė, kad 1 paros stiprumo įprastinio ir ypač stipriojo betono terminis kietinimas  $65\pm 2$  ir  $90\pm 2$  °C temperatūroje yra efektyvesnis ypatingai stipriajam betonui.  $90\pm 2$  °C temperatūroje kietinto, ypač stipraus betono 3 parų mechaninės savybės (gniuždomasis stipris, kirstinis tamprumo modulis ir tempiamasis stipris lenkiant) buvo lygiavertės 28 parų natūraliomis sąlygomis kietinto betono stiprumui. Įprastinio betono 3 parų mechaninės savybės didinant temperatūrą nustatytos prastesnės: iki 25,92 % –  $65\pm 2$  °C, ir iki 33,14 % –  $90\pm 2$  °C. Termiškai kietintų kompozitinių bandinių 3 parų sandūros atsparumas šlyčiai iki 62,87 % mažesnis, nei bandinių kietintų 28 paras natūraliomis sąlygomis. Tačiau dėl didelės rezultatų sklaidos šiam skirtumui įtakos galėjo turėti ir daugiau sandūros stiprumą lemiančių veiksnių.
3. Eksperimentiniais tyrimais nustatyta, kad naujų vidutinio mastelio lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių sijų efektyvumas elemento tempiamojoje zonoje panaudojant kombinuotai plieno plaušu ir armatūra armuoto ypač stipraus betono sluoksnį pasireiškia vertinant tiek saugos, tiek tinkamumo ribinį būvį: palyginti su kontroliniais bandiniais iš įprastinio betono, nagrinėtais atvejais iki 1,36 karto padidinta kompozitinių gelžbetoninių elementų laikomoji galia, apytiksliai iki 2 kartų sumažinti įlinkiai, iki 1,28 karto padidintas pleišėjimo momentas, gerokai sumažinti plyšių pločiai ir atstumai tarp jų, taip pat įtempiai tempiamojoje armatūroje.
4. Tyrimai netaikant terminio kietinimo parodė, kad, parinkus tinkamą betonavimo procedūrų eiliškumą, nereikia papildomai paruošti kompozitų sandūros paviršiaus. Dėl skirtingos kompozitų struktūros, kuri svarbi tankinant kompozitinį elementą, pirmiausia išliejamas įprastinio betono sluoksnis, tada ant viršaus užliejamas plieno plaušu armuotas ypač stiprus betonas. Atliekant tyrimus neužfiksuotas sluoksnių praslydimas tarp skirtingų kompozitų. Visi kompozitiniai elementai buvo armuoti skersine armatūra, kertant skirtingus betonus. Tyrimų rezultatų patikimumą leidžia patvirtinti ir kitų mokslininkų atlikti tyrimai.

### 3. KOMBINUOTAI ARMUOTŲ LENKIAMŪJŲ KOMPOZITINIŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ DEFORMACIJŲ TYRIMAI

#### 3.1. Lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų ypač stipraus betono sluoksnio optimalaus storio nustatymo metodika

Nagrinėjant kompozitinius gelžbetoninius elementus kyla klausimas, kaip nustatyti optimalų standesnio sluoksnio (tiriant dvisluoksnį kompozitą (3.1 pav.)) storį, todėl darbe pasiūlyta šio sluoksnio storio apskaičiavimo metodika. Stačiakampio skerspjūvio elementams standesnio sluoksnio storio didinimas sukelia ir efektyviojo (redukuotojo) inercijos momento augimą. Tačiau šis inercijos momento augimas nėra tolygus sluoksnio storio augimui. Pradžioje, kai standesnio sluoksnio storis sudaro mažąją skerspjūvio aukščio dalį, šio sluoksnio didinimas sukelia žymų efektyviojo momento augimą.



3.1 pav. Kompozitinio elemento su skirtingo standumo sluoksniais skerspjūvis

Standesnio sluoksnio storio didėjimo vaidmuo pradeda mažėti, kai storis tampa artimas atstumui nuo tempiamosios zonos krašto iki elemento svorio centro. Siekiant nustatyti efektyvų standesnio sluoksnio storį, reikia išreikšti inercijos momento priklausomybę nuo sluoksnio storio. Pasirinkus, kad standesnis sluoksnis būtų apačioje, sluoksnio storį galima išreikšti koeficientu  $K$ :

$$K = \frac{h_N}{h}; \quad (3.1)$$

čia  $h_N$  – kompozitinio elemento įprastinio betono sluoksnio storis;  $h$  – kompozitinio elemento skerspjūvio aukštis.

Iš (3.1) sąlygos gaunama, kad viršutinio sluoksnio aukštis

$$h_N = Kh; \quad (3.2)$$

čia  $K$  – kompozitinio elemento įprastinio betono sluoksnio storio ir viso skerspjūvio aukščio santykis.

Apatinio sluoksnio aukštis

$$h_U = (1 - K)h. \quad (3.3)$$

Taikant koeficientą  $K$  apskaičiuojamas kompozitinio elemento redukuotojo skerspjūvio plotas:



$$A_{eff,comp} = bKh + \alpha_c b(1-K)h; \quad (3.4)$$

čia  $\alpha_c = E_{c,U}/E_{c,N}$ , kur  $E_{c,U}$  – ypač stipraus betono kirstinis tamprumo modulis;  $E_{c,N}$  – įprastinio betono kirstinis tamprumo modulis.

Kompozitinio elemento skerspjūvio statinis momentas

$$S_{eff,comp} = bKh^2(1-0,5K) + 0,5\alpha_c bh^2(1-K)^2. \quad (3.5)$$

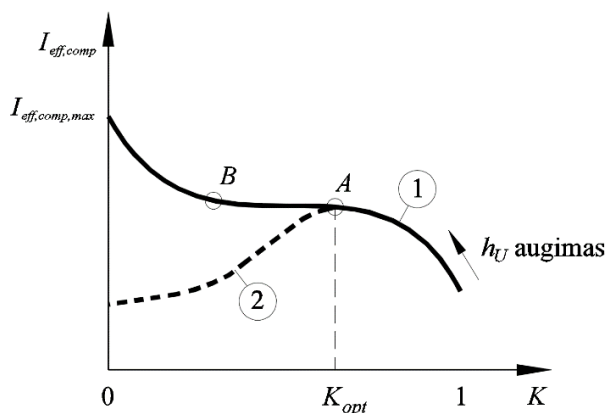
Tada atstumas nuo apatinio elemento krašto iki skerspjūvio svorio centro

$$y = \frac{Kh(1-\alpha_c) - 0,5K^2h(1-\alpha_c) + 0,5\alpha_ch}{K(1-\alpha_c) + \alpha_c}. \quad (3.6)$$

Efektyvusis kompozitinio elemento skerspjūvio inercijos momentas

$$I_{eff,comp} = \frac{b(Kh)^3}{12} + bKh(h-y-0,5Kh)^2 + \frac{\alpha_cb((1-K)h)^3}{12} + \alpha_cbh(1-K)(y-0,5(1-K)h)^2. \quad (3.7)$$

Įrašius  $y$  į (3.7) formulę gaunama lygtis, išreiškianti inercijos momento priklausomybę nuo koeficiento  $K$ . 3.2 pav. matyti, kad kreivė  $I$  didėjant standesnio sluoksnio storiui nuolat auga iki didžiausiosios reikšmės  $I_{eff,comp,max}$ , kuri būtų gaunama, jei elementas būtų tik iš vieno sluoksnio, t. y.  $h = h_U$  arba  $K = 0$ . Analizuojant kreivę  $I$ , galima pastebėti, kad efektyviojo inercijos momento augimas vyksta iki tam tikros standesnio sluoksnio storio ribos (taškas  $A$ ), nuo kurios tolesnis sluoksnio didinimas tampa nereikšmingas. Jis nereikšmingas tol, kol sluoksnis pereina į gniuždomosios zonos pusę.



3.2 pav. Efektyviojo inercijos momento priklausomybė nuo standesnio sluoksnio storio

Standesniai sluoksniai perėjus į gniuždomąją zoną, efektyviojo inercijos momento augimas netgi iki taško  $B$  nėra intensyvus, tačiau toliau didinant standesnio sluoksnio storį šis augimas pradeda gerokai intensyvėti. Kadangi darbe nagrinėjama kompozitinio elemento tempiamoji zona, pagrindinis šio tyrimo tikslas – nustatyti kreivėje  $I$  esantį tašką  $A$ , kuris ir nusakytų optimalų standesnio sluoksnio storį:

$$h_U = (1 - K)h = (1 - K_{opt})h; \quad (3.8)$$

čia  $K_{opt}$  – optimalus kompozitinio elemento įprastinio betono sluoksnio storio ir viso skerspjūvio aukščio santykis.

Kadangi  $I_{eff,comp} = f(K)$  funkcijos ekstremumai yra nagrinėjamo funkcijos intervalo galuose (kai  $K = 0$  ir  $K = 1$ ), tai naudojant šios funkcijos išvestinę taško  $A$  gauti negalima. Detaliau analizuojant kreivę  $I$  ir (3.7) formulę, galima pastebėti, kad trečiasis šios lygties narys efektyviojo inercijos momento reikšmei ima daryti didelę įtaką, kai kreivė  $I$  pradeda artėti prie taško  $A$ , t. y. kai  $h_U \rightarrow 0$ , tai ir trečiasis (3.7) formulės narys artėja prie nulio. Žinoma, ketvirtasis lygties narys tokiu atveju irgi artėja prie nulio, tačiau net ir esant mažam standesnio sluoksnio storiui šio nario vaidmuo efektyviajam inercijos momentui yra kur kas didesnis. Taigi, sumažinus trečiojo nario įtaką ties tašku  $A$ , galima gauti nedidelį funkcijos  $I_{eff,comp} = f(K)$  kritimą, o tai leistų apytiksliai nustatyti taško  $A$  padėtį ir kartu koeficientą  $K_{opt}$ . Šią įtaką galima sumažinti eliminuojant koeficientą  $\alpha_c$ , esantį trečiajame (3.7) formulės naryje:

$$I_{eff,comp}^* = \frac{b(Kh)^3}{12} + bKh(h - y - 0,5Kh)^2 + \frac{b((1 - K)h)^3}{12} + \alpha_c bh(1 - K)(y - 0,5(1 - K)h)^2. \quad (3.9)$$

(3.6) lygtį įrašius į (3.9) formulę ir ją pertvarkius gaunama:

$$I_{eff,comp}^* = bh^3 \left[ \frac{\frac{\alpha_c^2}{12} + K\left(\frac{\alpha_c}{6} - \frac{\alpha_c^2}{6}\right) + K^2\left(\frac{1}{12} - \frac{5}{12}\alpha_c + \frac{1}{3}\alpha_c^2\right) - K^3(0,25 - 0,75\alpha_c + 0,5\alpha_c^2)}{K^2(1 - \alpha_c)^2 + 2K\alpha_c(1 - \alpha_c) + \alpha_c^2} + \frac{K^4(0,25 - 0,5\alpha_c + 0,25\alpha_c^2)}{K^2(1 - \alpha_c)^2 + 2K\alpha_c(1 - \alpha_c) + \alpha_c^2} \right]. \quad (3.10)$$

Funkcijos  $I_{eff,comp}^* = f(K)$  kreivė 2 pavaizduota 3.2 pav. Matyti, kad ši funkcija turi ekstremumą ties tašku  $A$ . Vadinasi, pasitelkus jos išvestinę galima rasti taško  $A$  padėtį. Taikant sudėtinės funkcijos išvestinės išraišką gaunama:

$$\left(I_{eff,comp}^*\right)' = \frac{bh^3}{\left(K^2(1 - \alpha_c)^2 + 2K\alpha_c(1 - \alpha_c) + \alpha_c^2\right)^2} \left[ \begin{aligned} & K(0,5\alpha_c^4 - 0,5\alpha_c^3) - \\ & - K^2(1,25\alpha_c^2 - 3,25\alpha_c^3 + 2\alpha_c^4) - \\ & - K^3(\alpha_c - 5\alpha_c^2 + 7\alpha_c^3 - 3\alpha_c^4) - \\ & - K^4\left(0,25 - 2,75\alpha_c + 6,75\alpha_c^2 - \right. \\ & \quad \left. - 6,25\alpha_c^3 + 2\alpha_c^4\right) + \\ & + K^5(0,5 - 2\alpha_c + 3\alpha_c^2 - 2\alpha_c^3 + 0,5\alpha_c^4) \end{aligned} \right]. \quad (3.11)$$

Matoma, kad  $(I_{eff,comp}^*)' = 0$ , kai  $K = 0$ , tačiau ši sprendinio šaknis netenkina uždavinio sąlygos. Iš (3.11) formulės matyti, kad sprendinį galima gauti iš (3.12) lygties:

$$K^4(0,5 - 2\alpha_c + 3\alpha_c^2 - 2\alpha_c^3 + 0,5\alpha_c^4) - K^3(0,25 - 2,75\alpha_c + 6,75\alpha_c^2 - 6,25\alpha_c^3 + 2\alpha_c^4) - K^2(\alpha_c - 5\alpha_c^2 + 7\alpha_c^3 - 3\alpha_c^4) - K(1,25\alpha_c^2 - 3,25\alpha_c^3 + 2\alpha_c^4) + 0,5(\alpha_c^4 - \alpha_c^3) = 0. \quad (3.12)$$

(3.12) lygties sprendinys, tenkinantis sąlygą  $K = \{0..1\}$ , nusakys optimalią sluoksnio storio reikšmę.

### 3.2. Skaičiavimo metodas kombinuotai plieno plaušu ir armatūra armuotų tempiamųjų elementų įtempių pasiskirstymui plyšyje nustatyti

Šiame poskyryje pateikiamas skaičiavimo metodas kombinuotai plieno plaušu ir armatūra armuotų tempiamųjų gelžbetoninių elementų įtempių pasiskirstymui plyšyje nustatyti, kai nėra kombinuotai armuotų elementų eksperimentinių tyrimų rezultatų, jų elgseną nagrinėjant kaip dviejų tampriai plastinių kūnų (gelžbetoninio, armuoto tik armatūra, ir betoninio, armuoto tik plieno plaušu) bendrą darbą įvertinant skirtingą jų tūsumą. Kadangi tokioms konstrukcijoms būdinga tempimo jėgos  $F$  ir plyšio pločio  $w$  priklausomybė ( $F-w$ ), bendrą darbą taip pat pravartu nagrinėti įvertinant skirtingas abiejų kūnų jėgos ir plyšio pločio kreives (3.3 pav.). Darant prielaidą, kad plieno plaušas turi nedidelę įtaką arba neturi jokios įtakos (priklausomai nuo jo kiekio ir pasiskirstymo) betono mechaninėms savybėms prieš atsiveriant plyšiui, šioje stadijoje tik plaušu armuoto tempiamojo elemento elgsena iš esmės atitiktų tempiamojo betono elgseną. Armatūra turi didesnę įtaką gelžbetoninių elementų standumui nei plaušas, todėl gelžbetoninio elemento ir betoninio elemento, armuoto tik plieno plaušu, tempimo jėgos  $F$  ir deformacijų  $\varepsilon$  priklausomybė ( $F-\varepsilon$ ) prieš atsiveriant plyšiui gali šiek tiek skirtis. Be to, gelžbetoninio elemento pleišėjimo jėga  $F_{cre}$  bus taip pat šiek tiek didesnė nei plieno plaušu armuoto betono. Ji išreiškiama taip:

$$F_{cre} = f_{ct} A_{eff}; \quad (3.13)$$

čia  $f_{ct}$  – tempiamasis betono stipris;  $A_{eff}$  – efektyvusis gelžbetoninio elemento skerspjūvio plotas, atsižvelgiant į skerspjūvyje esančią armatūrą.

Plaušu armuoto betono pleišėjimo jėga:

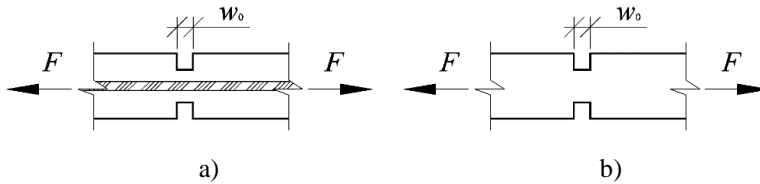
$$F_{cre} = f_{ct} A_c; \quad (3.14)$$

čia  $A_c$  – plaušu armuoto betoninio elemento skerspjūvio plotas.

Taigi, darant prielaidą, kad plaušas neturi esminės įtakos prieš atsiveriant plyšiui, galima teigti, kad šiame ruože plaušu ir armatūra armuoto elemento  $F-\varepsilon$  priklausomybė iš esmės atitiks tik armatūra armuoto elemento  $F-\varepsilon$  priklausomybę, o plaušu armuoto betono  $F-\varepsilon$  priklausomybė bus identiška nearmuoto betono  $F-\varepsilon$  priklausomybei.

Detaliau analizuojant vieną plyšį, tikslinga taikyti pradinį skerspjūvio susilpninimą siekiant išvengti naujų plyšių, kurių atsivėrimas daro įtaką jau prieš tai

atsivėrusiems, nes keičiasi atstumas tarp plyšių ir armatūros užsiinkaravimo ilgis. Esant tokiam susilpninimui, galima virtualiai apskaičiuoti plyšio plotį prieš jam atsiveriant, priimant pradinio plyšio pločio poslinkį kaip plyšio pločio kitimą, t. y. poslinkis skaičiuojamas  $w_0$  ruožui. Principinė schema pateikiama 3.3 pav.



**3.3 pav.** Virtualaus plyšio pločio skaičiavimo schema: a) gelžbetoninio elemento; b) betoninio elemento; čia  $w_0$  – įpjovos plotis;  $F$  – tempimo jėga

Taigi atsivėrusio plyšio pločio reikšmės gelžbetoniniame ir tik plaušu armuotame elemente iškart kinta skirtingai, nes supleišėjusioje zonoje betonas tiesiogiai nebeveikia įtempių armatūroje ir plauše. Armatūrai reikia didesnio užsiinkaravimo ilgio nei plaušui, todėl gelžbetoninio elemento plyšio pločio prieaugis bus didesnis nei plaušu armuoto betono. Atsivėrus plyšiui pasikeičia ir sąsma tiek armatūroje, tiek plieno plauše. Armatūroje atsiranda gana didelis įtempių prieaugis tik plyšiui atsivėrus, tai lemia ir plyšio pločio prieaugį. Remiantis STR 2.05.05:2005, plyšio pločio ir armatūros įtempių priklausomybę galima išreikšti taip:

$$w = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\rho_l)^{\frac{2}{3}} \sqrt{\varnothing}; \quad (3.15)$$

čia  $\delta$  – koeficientas, kuriuo įvertinamas deformacijų pasiskirstymas skerspjuvyje;  $\varphi_l$  – koeficientas, kuriuo įvertinama apkrovos veikimo trukmė;  $\eta$  – koeficientas, kuriuo įvertinamos armatūros sukibimo sąlygos;  $E_s$  – armatūros tamprumo modulis;  $\sigma_s = F_s/A_s$ ,  $F_s$  – išorinė tempimo jėga;  $A_s$  – armatūros skerspjuvio plotas;  $\rho_l$  – elemento skerspjuvio armavimo koeficientas;  $\varnothing$  – armatūros skersmuo.

Susiejus plyšio plotį su gelžbetoninio elemento tempimo jėga, gaunama:

$$w = \frac{F_s}{k_s}. \quad (3.16)$$

Dydis  $k_s$  gali būti apibūdinamas kaip darnos koeficientas ir yra gaunamas:

$$k_s = \frac{E_s A_s}{\delta \varphi_l \eta 20(3,5 - 100\rho_l)^{\frac{2}{3}} \sqrt{\varnothing}}. \quad (3.17)$$

Taigi gelžbetoniniam elementui, atsivėrus plyšiui, galima taikyti šią priklausomybę:

$$F_s = k_s w; \quad (3.18)$$

čia  $k_s$  – tempiamojo gelžbetoninio elemento jėgos ir plyšio pločio priklausomybės darnos koeficientas;  $w$  – plyšio plotis.

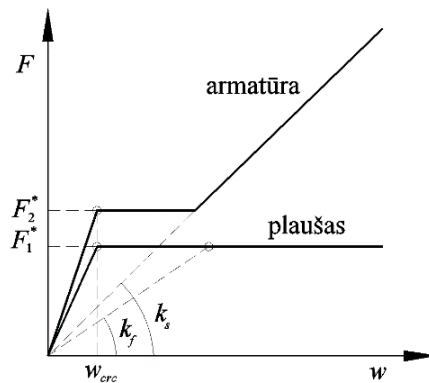
Kadangi plaušu armuotame elemente plyšys atsivers esant toms pačioms tempiamojo betono ribinėms deformacijoms  $\varepsilon_{ct,lim}$ , kaip ir gelžbetoniniame elemente, tai tuo pat metu ir plauše, ir armatūroje padidės tempimo įtempiai. Tikslią įtaką plyšio pločio prieaugiui nustatyti vos jam atsivėrus gana sudėtinga, nes plauše įtempiams įtaką daro ne tik plaušo kiekis, bet ir jo orientacija. Tačiau, esant pakankamam plaušo kiekiui, plaušu armuoto elemento plyšio pločio prieaugis nebus didesnis nei gelžbetoninio elemento. Šiuo atveju būtina atkreipti dėmesį į tai, kad plyšio pločio kitimas priklauso nuo apkrovimo pobūdžio ir apkraunant pagal deformacijų kontrolę plyšio pločio prieaugis visada mažesnis nei tuos pačius elementus apkraunant pagal jėgos greičio kontrolę. Taigi darant prielaidą, kad armatūros tąsumas atsivėrus plyšiui ir plaušo tąsumas yra panašūs, galima teigti, jog įtempių prieaugis armatūroje tik atsivėrus plyšiui elemente, armuotame ir plaušu, ir armatūra, bus beveik dvigubai mažesnis nei gelžbetoniniame elemente. Tai galima pagrįsti taikant sąlyginius darnos koeficientus.

Jei armatūros jėgos ir plyšio pločio priklausomybė  $F_s = k_s w$ , o plaušo  $F_f = k_f w$ , tai elemento, armuoto armatūra ir plaušu, pusiausvyra gali būti išreiškiama lygtimi:

$$F = F_s + F_f = k_s w + k_f w; \quad (3.19)$$

čia  $k_f$  – plaušu armuoto tempiamojo betoninio elemento jėgos ir plyšio pločio priklausomybės darnos koeficientas.

Tempiamojo gelžbetoninio ir plieno plaušu armuoto betoninio elementų jėgos ir plyšio pločio priklausomybės taikant darnos koeficientus pateikiamos 3.4 pav.



**3.4 pav.** Tempiamojo gelžbetoninio ir plieno plaušu armuoto betoninio elementų jėgos ir plyšio pločio priklausomybės taikant darnos koeficientus; čia  $F_1^*$  – didžiausioji tempimo jėga, kurią gali atlaikyti plieno plaušu armuotas betonai;  $F_2^*$  – tempimo jėga, kuriai veikiant gelžbetoniniame elemente atsiveria pirmasis plyšys

Taigi kombinuotai armatūra ir plieno plaušu armuoto tempiamojo gelžbetoninio elemento plyšio plotis gali būti išreiškiamas taip:

$$w = \frac{F}{k_s + k_f}. \quad (3.20)$$

Tuo atveju, kai  $k_s$  yra apytiksliai lygus  $k_f$ , gaunama, kad  $F_s \approx F_f$ , o jėga armatūroje

$$F_s = F - F_f \approx 0,5F. \quad (3.21)$$

Tokiu būdu galima prognozuoti kombinuotai armatūra ir plieno plaušu armuoto elemento  $F-w$  priklausomybę, jei turimos atskiros tik armatūra ir tik plieno plaušu armuotų elementų  $F-w$  priklausomybės, arba bent plaušu armuoto elemento  $F-w$  priklausomybės kreivę. Jei jėgos ir plyšio pločio priklausomybė būtų vienoda iki ribinės reikšmės, tai toks skaičiavimas galiotų visuose ruožuose. Tačiau jei plaušas nuo tam tikro jėgos dydžio dirba idealiai plastiškai, tada nuo jėgos  $F$  plyšio plotis išreiškiamas taip:

$$F = F_s + F_f^p, \quad (3.22)$$

$$w = \frac{F - F_f^p}{k_s}. \quad (3.23)$$

čia  $F_f^p$  – didžiausioji jėga, kurią atlaiko plaušas (3.4 pav. –  $F_1^*$ ).

Jei atsivėrus plyšiui elemente, armuotame plaušu, pasireiškia deformacijų kietėjimas (tolygus visame nagrinėjamame ruože), tai kombinuotai armuotam gelžbetoniniam elementui po plyšio atsivėrimo jis gali būti išreiškiamas pagal (3.24) formulę, tačiau šiuo atveju  $k_s \neq k_f$ :

$$w = \frac{F}{k_s + k_f}. \quad (3.24)$$

Jei plaušu armuoto elemento  $F-w$  priklausomybė netolygi, tokiu atveju kombinuotai armuoto gelžbetoninio elemento plyšio plotis apskaičiuojamas taip:

$$w = \frac{F}{k_s + k_f(w)}; \quad (3.25)$$

čia  $k_f(w)$  – funkcija, nustatanti plaušu armuoto elemento  $k_f$  ir  $w$  priklausomybę.

Analogiškai apskaičiuojama ir deformacijų minkštėjimo atveju. Analizuojant įtempius vos atsivėrus plyšiui galima pastebėti, kad, nepriklausomai nuo to, ar pasireiškia deformacijų minkštėjimas, ar deformacijų kietėjimas, kombinuotai armuotų elementų liekamieji tempimo įtempiai nepasieks savo didžiausių reikšmių, kurios gaunamos tik plaušu armuotuose elementuose. Šiuo atveju nebūtų galima taikyti bendro koeficiento, nes liekamųjų įtempių reikšmė priklausys ir nuo armatūros kiekio.

### 3.3. Skaičiavimai iteraciniu sluoksnių ir analitiniu metodais taikant empirinę metodiką, leidžiančią įvertinti liekamųjų tempimo įtempių kitimą supleišėjusiam skerspjūvyje

Plieno plaušu armuotų lenkiamųjų betoninių konstrukcijų plaušo efektyvumas vos atsivėrus plyšiui yra didesnis nei kombinuotai plaušu ir armatūra armuotų lenkiamųjų gelžbetoninių konstrukcijų, nes atsivėrus plyšiui tempimo įtempius kartu su plieno plaušu perima ir armatūra, taip nutolindama visišką plaušo aktyvaciją ir efektyvumą. Tuo atveju, kai gelžbetoninės konstrukcijos papildomai armuotos dideliu kiekiu plieno plaušo ( $\geq 2\%$ ), dažniausiai pasireiškia deformacijų kietėjimas. Modelyje daroma prielaida, kad atsivėrus plyšiams prasideda plastinis plieno plaušo darbas, kuris neviršija tempiamojo betono matricos stiprumo ribos, tačiau iškart po plyšio atsivėrimo įvertinama tik dalinė plaušo įtaka, kuri didėjant apkrovai auga. Taigi atsivėrus plyšiui, kol jis yra santykinai mažas, didžiąją dalį tempimo įtempių perima standesnė armatūra, o plyšiui augant plieno plaušo efektyvumas toliau didėja. Riba, kai pasiekiamas didžiausias plaušo efektyvumas, gali kisti priklausomai nuo plaušo ir armatūros kiekio bei parametų, tačiau siūlomame modelyje daroma prielaida, kad plaušo efektyvumas būna didžiausias armatūros deformacijoms pasiekus takumo ribą, t. y. esant pakankamo dydžio plyšiams, kad plieno plaušas visiškai įsijungtų į darbą, tačiau dar neprasidėjus deformacijų minkštėjimo stadijai.

Siekiant tiksliau įvertinti supleišėjusio skerspjūvio kreivį, remiantis atliktais eksperimentais darbe pasiūlyta empirinė liekamųjų tempimo įtempių redukcijos koeficiento apskaičiavimo formulė (3.26), kuri parodo, kokia dalis liekamųjų tempimo įtempių taikoma apskaičiuojant kombinuotai plaušu ir armatūra armuotus lenkiamuosius kompozitinius gelžbetoninius elementus vos atsivėrus plyšiui. Atliekant tyrimus pastebėta, kad neįmanoma pasiūlyti konkrečios teorinės  $\alpha_{red}$  reikšmės visiems atvejams, todėl, remiantis atliktų eksperimentų kraštinėmis sąlygomis, pasiūlyta formulė, susieta su ypač stipraus betono sluoksnio storiumi ir armavimo procentu:

$$\alpha_{red} = \left( \frac{1}{\rho_{sl}^{0,3}} \right) \left( \frac{a_2 \rho_{sl}}{1,35} \right)^{0,54 a_1} \times (1 - 1,35 \rho_{sl}^{-0,9} a_1^{0,01 a_2}) \leq 1; \quad (3.26)$$

čia  $\rho = A_s/(bd)$  – viso skerspjūvio armavimo procentas, %;  $\rho_{sl} = A_s/(bh_{sl})$  – ypač stipraus betono sluoksnio armavimo procentas, %;  $a_1 = \rho/\rho_{sl}$ ;  $a_2 = \rho_{sl}/\rho$ .

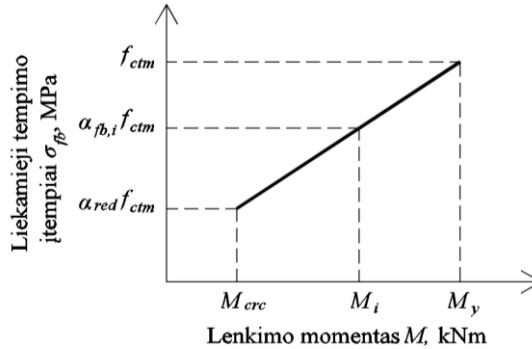
Liekamųjų tempimo įtempių kitimas nuo pleišėjimo momento  $M_{crc}$  iki armatūros tekėjimo pradžios  $M_y$  išreiškiamas pagal (3.27) formulę, darant prielaidą, kad per visą ypač stipraus betono sluoksnio aukštį plaušo darbas yra redukuotas plastinis. Modelio principinė schema pateikiama 3.5 pav.

$$\alpha_{fb} = \left[ \frac{M_{Ek} - M_{crc}}{(\beta_y - 1)M_{crc}} \right] (1 - \alpha_{red}) + \alpha_{red}; \quad (3.27)$$

čia  $\alpha_{red}$  – liekamųjų tempimo įtempių redukcijos koeficiento mažiausioji reikšmė;

$\beta_y = \frac{M_y}{M_{crc}}$   $M_y$  – lenkimo momentas, kai pasiekiamos armatūros takumo deformacijos;

$M_{crc}$  – pleišėjimo momentas.



**3.5 pav.** Liekamųjų tempimo įtempių kitimas lenkiamojo kompozitinio gelžbetoninio elemento ypač stipraus betono sluoksnio supleišėjusiame skerspjūvyje, remiantis pasiūlyta metodika

Siūlomo metodo prielaidos ir apribojimai:

- metodika sukurta remiantis atliktų kompozitinių elementų bandymų rezultatais, rodančiais, kad ypač stipraus betono sluoksnio ir efektyviojo sijos aukščių santykis  $h_V/d \leq 0,45$ ;
- plieno plaušo kiekis  $\geq 2$  % ( $157 \text{ kg/m}^3$ ), tipas – plieno plaušas tiesiais galais,  $l_f = 13 \text{ mm}$ ,  $d_f = 0,2 \text{ mm}$ , santykis  $l_f/d_f = 65$ ,  $f_u \approx 2750 \text{ MPa}$ ;
- metodika susieta su tempiamuoju betono matricos stipriu, kuris gali būti netiesiogiai nustatytas pasinaudojus lenkimo bandymų rezultatais (3.28 formulė) arba apskaičiuotas pagal gniuždomąjį betono stiprį (3.29 formulė):

$$f_{ct,el} = f_{ct,fl} \frac{\alpha \cdot a^{0,7}}{1 + \alpha \cdot a^{0,7}}, \quad (3.28)$$

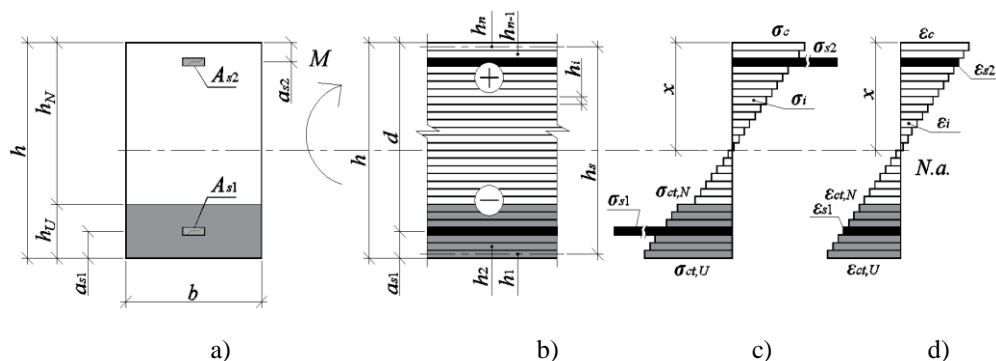
$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}. \quad (3.29)$$

- didžiausiasis plieno plaušo efektyvumas, kuris lygus tempiamajam betono matricos stipriui, pasiekiamas tada, kai armatūroje pasiekiami takumo įtempiai.

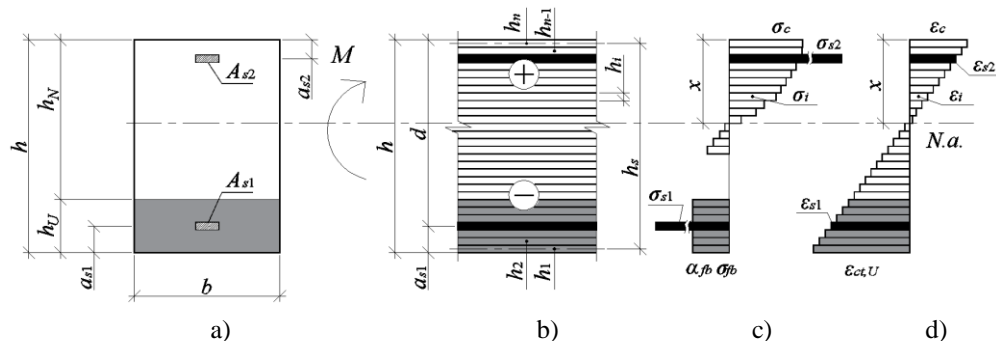
Nesupleišusių ir supleišėjusių lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų įtempiams, deformacijoms ir kreiviui skerspjūvyje apskaičiuoti gali būti taikomas pakoreguotas iteracinis sluoksnių metodas, kurio taikymas įprastoms lenkiamosioms gelžbetoninėms konstrukcijoms aprašomas Augonio ir Zadlausko (2013) publikacijoje. Taikant šį metodą galima apskaičiuoti įvairių konfigūracijų skerspjūvius įvertinant netiesines medžiagų savybes ir atsivėrus plyšiams atsiradusią plieno plaušo įtaką. Iteracinio sluoksnių metodo principinės



schemas, esant skirtingoms apkrovimo stadijoms, kai skerspjūvis nesupleišėjęs ir supleišėjęs, pateikiamos 3.6 ir 3.7 pav.



**3.6 pav.** Iteracinio sluoksnių metodo skaičiuojamoji schema esant nesupleišėjusiam kompozitiniam gelžbetoniniam elementui: a) skerspjūvio konfiguracija; b) išilginis elemento pjūvis; c) įtempiai nesupleišėjusiam skerspjūvyje; d) santykinės nesupleišėjusio skerspjūvio deformacijos

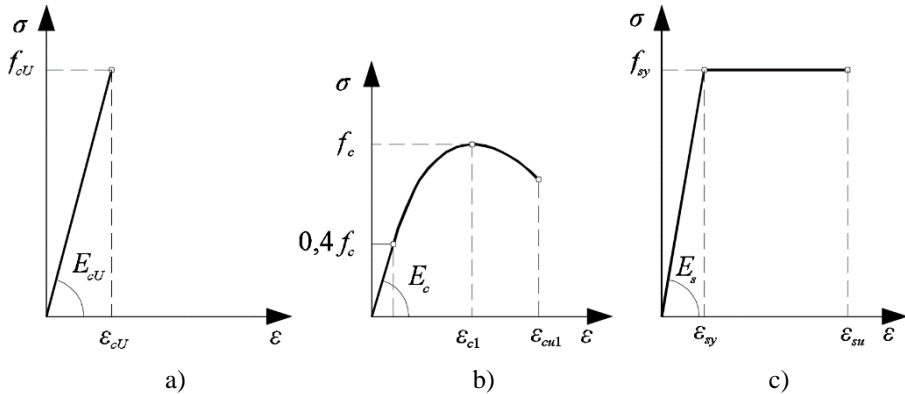


**3.7 pav.** Iteracinio sluoksnių metodo skaičiuojamoji schema esant supleišėjusiam kompozitiniam gelžbetoniniam elementui: a) skerspjūvio konfiguracija; b) išilginis elemento pjūvis; c) įtempiai supleišėjusiam skerspjūvyje; d) santykinės supleišėjusio skerspjūvio deformacijos

Pagrindinės prielaidos skaičiuojant kompozitinius elementus taikant iteracinį sluoksnių metodą:

- galioja plokščiųjų pjūvių hipotezė, santykinės deformacijos per skerspjūvio aukštį kinta tiesiškai;
- idealus armatūros ir betono sukibimas;
- visiškas sukibimas tarp kiekvieno sluoksnelio;
- visiškas sukibimas tarp skirtingų kompozitų sluoksnių;
- pradinėse iteracijose nusistatoma, kad elementas deformuojasi tampriai, o esant didesnėms apkrovoms, prasidedant netiesinėms deformacijoms, perskaičiuojamas medžiagos deformacijų modulis;
- betonų susitraukimo deformacijos nevertinamos dėl modelio supaprastinimo sąlygiškai priiman, kad jų įtaka nebus kritinė skaičiuojant kompozitinius elementus.

Gniuždomojo įprastinio ir ypač stipraus betono bei gniuždomosios ir tempiamosios armatūros medžiagų modeliai pateikti 3.8 pav.



**3.8 pav.** Betono ir armatūros įtempių ir deformacijų priklausomybės: a) gniuždomojo ypač stipraus betono elgsena; b) gniuždomojo įprastinio betono elgsena; c) tempiamosios ir gniuždomosios armatūros elgsena

Medžiagų modelių aprašyme gali būti išskiriamos trys pagrindinės deformavimosi stadijos: tampriųjų deformacijų stadija; tampriai plastinio deformavimosi stadija, kai galioja netiesinė įtempių deformacijų priklausomybė, bei plastinių deformacijų stadija arba suirimas.

Ribinė tamprioji gniuždomojo betono deformacija gali būti apskaičiuojama pagal (3.30) formulę. Viršijus šią reikšmę prasideda netiesinės tampriai plastinės betono deformacijos.

$$\varepsilon_{c,el} = \frac{k_{c,el} f_{cm}}{E_{cm}}; \quad (3.30)$$

čia  $k_{c,el}$  – koeficientas, kuriuo įvertinamos ribinės tampriosios gniuždomojo betono deformacijos;  $f_{cm}$  – vidutinis cilindrinis gniuždomasis betono stipris;  $E_{cm}$  – kirstinis betono tamprumo modulis.

Koeficiento, kuriuo įvertinamos tampriai plastinės gniuždomojo betono deformacijos, ribinė reikšmė, kai įtempiai betone pasiekia gniuždomąjį stiprį, randama pagal (3.31) formulę:

$$\lambda_{c,lim} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c,lim} E_{cm}}; \quad (3.31)$$

čia  $\lambda_{c,lim}$  – koeficiento, kuriuo įvertinamos tampriai plastinės gniuždomojo betono deformacijos, ribinė reikšmė;  $\varepsilon_{c,lim}$  – gniuždomojo betono deformacijų ribinė reikšmė pasiekus stiprumo ribą.

Gniuždomojo betono deformacijų ribinės reikšmės pasiekus stiprumo ribą gali būti parenkamos iš standarto EN 1992-1-1:2004 atsižvelgiant į betono klasę arba tiksliau apskaičiuojamos pagal (3.32) formulę:

$$\varepsilon_{c,lim} = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8 \text{ ‰}. \quad (3.32)$$

Gniuždomojo betono mechaninių savybių parametrai įvertinant tampriai plastinį betono darbą priklausomai nuo stiprumo klasės pateikiami suvestinėse 3.1 ir 3.2 lent. Visi parametrai susieti su standarte EN 1992-1-1:2004 pateiktomis betono mechaninėmis savybėmis. Didinant stiprumo klasę, gniuždomojo betono plastinių deformacijų riba mažėja, o suirimo pobūdis artimesnis trapiam. Ypač stipraus betono be plieno plaušo plastinių deformacijų pasireiškia dar mažiau, todėl taikant tampriojo suirimo modelius skaičiavimo paklaida būtų minimali. 3.1 ir 3.2 lent. pateikiamos koeficiento  $k_{el,c}$  reikšmės yra apytikslės ir gali kisti, tačiau pastebima aiški tendencija, kad, didėjant gniuždomojo betono stipriui, didėja ir betono tampriųjų deformacijų zona.

**3.1 lentelė.** Gniuždomojo betono mechaninės savybės (C20/25–C45/55)

| Parametrai                               | Betono klasė |        |        |         |        |        |
|--|--------------|--------|--------|---------|--------|--------|
|  | C20/25       | C25/30 | C30/37 | C35/45  | C40/50 | C45/55 |
| $f_{cm}$ , MPa                           | 28           | 33     | 38     | 43      | 48     | 53     |
| $E_{cm}$ , MPa                           | 30000        | 31000  | 33000  | 34000   | 35000  | 36000  |
| $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{c,lim}$ | 0,002        | 0,0021 | 0,0022 | 0,00225 | 0,0023 | 0,0024 |
| $\varepsilon_{cu1}$                      | 0,0035       | 0,0035 | 0,0035 | 0,0035  | 0,0035 | 0,0035 |
| $k_{el,c}$                               | 0,40         | 0,40   | 0,40   | 0,40    | 0,40   | 0,40   |
| $\lambda_{c,lim}$                        | 0,467        | 0,507  | 0,523  | 0,562   | 0,596  | 0,613  |

**3.2 lentelė.** Gniuždomojo betono mechaninės savybės (C50/60–C90/105)

| Parametrai                               | Betono klasė |        |        |        |        |         |
|--|--------------|--------|--------|--------|--------|---------|
|  | C50/60       | C55/67 | C60/75 | C70/85 | C80/95 | C90/105 |
| $f_{cm}$ , MPa                           | 58           | 63     | 68     | 78     | 88     | 98      |
| $E_{cm}$ , MPa                           | 37000        | 38000  | 39000  | 41000  | 42000  | 44000   |
| $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{c,lim}$ | 0,00245      | 0,0025 | 0,0026 | 0,0027 | 0,0028 | 0,0028  |
| $\varepsilon_{cu1}$                      | 0,0035       | 0,0032 | 0,003  | 0,0028 | 0,0028 | 0,0028  |
| $k_{el,c}$                               | 0,50         | 0,50   | 0,55   | 0,60   | 0,65   | 0,65    |
| $\lambda_{c,lim}$                        | 0,640        | 0,663  | 0,671  | 0,705  | 0,748  | 0,795   |

Pagal standarte EN 1992-1-1:2004 pateikiamą gniuždomojo betono trumpalaikės vienašės apkrovos įtempių ir deformacijų netiesinę priklausomybę galima išreikšti tampriai plastines gniuždomojo betono deformacijas apibūdinantį koeficientą ((3.33) formulė) ir jį taikyti sluoksnių modelyje:

$$\lambda_{c,i} = \lambda_c = \frac{f_{cm} \left[ \left( 1,05 E_{cm} |\varepsilon_{c,lim}| / f_{cm} \right) \frac{\varepsilon_{c,i}}{\varepsilon_{c,lim}} - \left( \frac{\varepsilon_{c,i}}{\varepsilon_{c,lim}} \right)^2 \right]}{\left[ 1 + \left[ \left( 1,05 E_{cm} |\varepsilon_{c,lim}| / f_{cm} \right) - 2 \right] \frac{\varepsilon_{c,i}}{\varepsilon_{c,lim}} \right] \varepsilon_{c,i} E_{cm}} \quad (3.33)$$

Gniuždomojo betono darbas taip pat gali būti aprašomas pagal parabolinę-stačiakampę įtempių ir deformacijų priklausomybę, iki plastinės zonos išreiškiant tampriai plastines gniuždomojo betono deformacijas leidžiantį įvertinti koeficientą pagal (3.34) formulę:

$$\lambda_{ct,i} = \lambda_{ct} = \frac{f_{cm} \left( 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_{ct,i}}{\varepsilon_{ct,lim}} \right)^n \right)}{\varepsilon_{ct,i} E_{cm}}. \quad (3.34)$$

Gniuždomajam betonui pasiekus plastiškojo irimo zoną, koeficientas apskaičiuojamas pagal (3.35) formulę:

$$\lambda_{ct,i} = \lambda_{ct} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{ct,i} E_{cm}}. \quad (3.35)$$

Tempiamojoje zonoje esančio įprastinio betono tampriai plastinės deformacijos prieš atsiveriant plyšiui gali būti išreiškiamos naudojant Augonio ir Zadlausko (2013) publikacijoje pateikiamą (3.36) formulę:

$$\lambda_{ct,i} = \lambda_{ct} = 1 - 0,5 \frac{\varepsilon_{ct,i} - \varepsilon_{ct,el}}{\varepsilon_{ct,lim} - \varepsilon_{ct,el}}. \quad (3.36)$$

Vis dėlto atliekant tolesnius tyrimus pastebėta, kad naudojant (3.36) formulę didžiausi betono tempimo įtempiai tam tikrais atvejais gali būti gaunami ne kraštiniame elemento tempiamosios zonos sluoksnyje, o truputį aukščiau. Dėl šios priežasties buvo pasiūlyta kita formulė, kuri leidžia įvertinti tampriai plastines tempiamojo betono deformacijas, susiejant šį koeficientą ne su ribinių deformacijų, o su ribinių įtempių reikšmėmis. Ją naudojant didžiausi betono įtempiai gaunami labiausiai tempiamame kraštiniame sluoksnyje, tai leidžia tiksliau įvertinti įtempių kitimą skerspjūvyje. Pasiūlyta (3.37) formulė (Zingaila, Augonis, 2014b):

$$\lambda_{ct,i} = \lambda_{ct} = \frac{1 + \left[ \frac{(1 - \lambda_{ct,lim}) \sigma_{ct,el}}{f_{ct} - \sigma_{ct,el}} \right]}{1 + \left[ \frac{(1 - \lambda_{ct,lim}) \varepsilon_{ct,i} E_c}{f_{ct} - \sigma_{ct,el}} \right]}; \quad (3.37)$$

čia  $\sigma_{ct,el} = k_{c,el} \cdot f_{ct}$ .

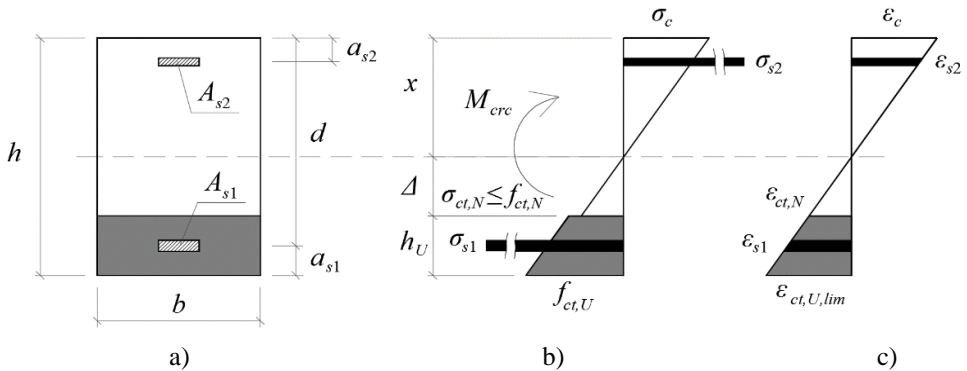
Jeigu atliekant skaičiavimus gaunama, kad koeficientas  $\lambda_{ct,i} < \lambda_{ct,lim}$ , tokiu atveju priimama, jog tempiamajame betone atsivėrė plyšys, ir priimant, kad  $\lambda_{ct,i} = 0$ , eliminuojama sluoksnelio įtaka. Publikacijose (Zingaila, Augonis, 2014a, 2014b) koeficientai, kuriais įvertinamos tampriai plastinės deformacijos, buvo analizuojami skaičiuojant kompozitinių elementų pleišėjimo momentus, tačiau disertacijos darbe atliekant galutinius skaičiavimus, remiantis Baikovo ir Sigalovo (Байков, Сигалов, 1991) pateikiamais duomenimis, priimama, kad įprastiniam betonui  $\lambda_{ct,lim} = 0,5$ . Tačiau ypač stipriam betonui  $\lambda_{ct,lim} = 1$ . Priimama, kad skaičiuojant kaip tampriai dirbantį elementą koeficientas  $\lambda_{ct,i} = 1$ , taigi  $\lambda_{ct,i}$  negali būti didesnis už 1. Kai ribinės tempiamojo betono deformacijos pasiekiamos plieno plaušu armuotame ypač stipriame betone, pagal (3.38) formulę įvertinamas plastinis plieno plaušo darbas:

$$\lambda_{c,i} = \lambda_{ct} = \frac{\alpha_{fb} \sigma_{fb}}{\varepsilon_{c,i} E_c}; \quad (3.38)$$

čia  $\alpha_{fb}$  – koeficientas, kuriuo įvertinamas plieno plaušo liekamųjų tempimo įtempių kitimas ypač stipriame betone;  $\sigma_{fb}$  – plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono liekamųjų tempimo įtempių didžiausioji reikšmė.

Kompozitinių elementų nesupleišėjusio ir supleišėjusio skerspjūvio parametrai – įtempiai, deformacijos ir kreiviai – gali būti apskaičiuojami ir taikant supaprastintus analitinius skaičiavimo metodus, jų elgseną aprašant kaip tamprių elementų darbą. O kai į tempiamąją zoną patenka maža dalis įprastinio betono sluoksnio arba kai jis yra aukštos klasės, netiesinių tempiamojo betono deformacijų įtaka tampa mažiausia ir esminės įtakos rezultatams neturi, todėl atliekant skaičiavimus galima priimti prielaidą, kad tempiamasis betonas deformuojasi tampriai. Netiesinės gniuždomojo betono deformacijos tampa aktualios veikiant didesnėms apkrovoms. Bendruoju atveju kompozitiniai elementai gali pradėti pleišėti nuo įprastinio betono sluoksnio krašto arba nuo ypač stipraus betono, priklausomai nuo skirtingų betonų mechaninių savybių. Disertacijoje nagrinėjami kompozitiniai gelžbetoniniai elementai, kurių santykinai plonas ypač stipraus betono sluoksnis nepatenka į gniuždomąją zoną, todėl šiame sluoksnyje veikia tik tempimo jėgos. Darbe pateikiamos šiems skaičiavimams atlikti reikalingos autoriaus išvestos formulės.

Kompozitinio gelžbetoninio elemento pleišėjimo momento skaičiavimo atvejis, kai  $\Delta > 0$ , t. y. ypač stipraus betono sluoksnis nepatenka į gniuždomąją zoną, o elementas pradeda pleišėti nuo ypač stipraus betono sluoksnio labiausiai tempiamo krašto, pateikiamas 3.9 pav.



**3.9 pav.** Kompozitinio gelžbetoninio elemento pleišėjimo momento skaičiavimo schema, kai pirmieji plyšiai atsiveria ypač stipraus betono sluoksnyje: a) kompozitinio gelžbetoninio elemento skerspjūvis; b) įtempių priklausomybė; c) deformacijų priklausomybė

Atliekant skaičiavimus nustatoma, kad tempiamo ypač stipraus betono ribinė deformacija  $\varepsilon_{ct,U,lim} = f_{ct,U}/E_{c,U}$ ;  $\Delta = h - x - h_U$ ;  $\alpha_C = E_{c,U}/E_{c,N}$ ;  $\alpha_N = E_s/E_{c,N}$ ;  $\alpha_U = E_s/E_{c,U}$ . Taip pat išreiškiamos deformacijos būdinguosiuose skerspjūvio sluoksniuose:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} x}{h-x}; \varepsilon_{ct,N} = \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} (h-x-h_U)}{h-x}; \varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} (d-x)}{h-x}; \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} (x-a_{s2})}{h-x}. \quad (3.39)$$

(3.39) formulėje pateiktas deformacijų išraiškas įrašius į (3.40) lygčių sistemą, nustatomi du nežinomieji, t. y. neutraliosios ašies padėtis  $x$  ir pleišėjimo momentas  $M_{crc}$ .

$$\begin{cases} \sum F = \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} x^2}{2(h-x)} E_{c,N} b - \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} \Delta^2}{2(h-x)} E_{c,N} b - \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} \Delta}{h-x} E_{c,U} h_U b - \frac{1}{2} \left( \varepsilon_{ct,U,lim} - \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} \Delta}{h-x} \right) E_{c,U} h_U b - \\ - \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} (d-x)}{h-x} E_s A_{s1} + \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} (x-a_{s2})}{h-x} E_s A_{s2} = 0, \\ \sum M = \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} x^3}{3(h-x)} E_{c,N} b + \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} \Delta^3}{3(h-x)} E_{c,N} b + \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} \Delta}{h-x} E_{c,U} h_U b \left( h-x - \frac{h_U}{2} \right) + \frac{1}{2} \left( \varepsilon_{ct,U,lim} - \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} \Delta}{h-x} \right) \times \\ \times E_{c,U} h_U b \left( h-x - \frac{h_U}{3} \right) + \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} (d-x)^2}{h-x} E_s A_{s1} + \frac{\varepsilon_{ct,U,lim} (x-a_{s2})^2}{h-x} E_s A_{s2} = M_{crc}. \end{cases} \quad (3.40)$$

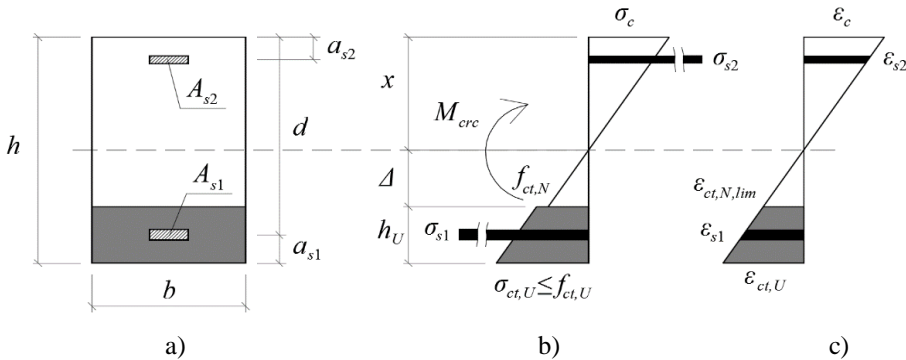
Iš jėgų projekcijų į horizontaliąją elemento ašį lygties pagal (3.41) formulę randama neutraliosios ašies padėtis:

$$x = \frac{\left[ \frac{1}{2} (h-h_U)^2 + h_U \left( h - \frac{h_U}{2} \right) \right] \alpha_C + (dA_{s1} + a_{s2} A_{s2}) \alpha_N}{[h-h_U(1-\alpha_C)] \beta + (A_{s1} + A_{s2}) \alpha_N}. \quad (3.41)$$

Kompozitinio gelžbetoninio elemento pleišėjimo momentas, kai pirmieji plyšiai atsiveria ypač stipraus betono sluoksnyje ir kai  $\Delta > 0$ :

$$M_{crc} = f_{ct,U} \left[ \left[ \frac{(x^3 + \Delta^3) \beta}{3\alpha_C (h-x)} + \frac{[A_{s1} (d-x)^2 + A_{s2} (x-a_{s2})^2]}{(h-x) \alpha_U^{-1}} \right] + \left[ \Delta \left[ \frac{1}{2} - \frac{h_U}{3(h-x)} \right] + \frac{1}{2} \left( h-x - \frac{h_U}{3} \right) \right] h_U b \right]. \quad (3.42)$$

Kitas galimas kompozitinio gelžbetoninio elemento pleišėjimo momento skaičiavimo atvejis – kai elementas pradeda pleišėti nuo įprastinio betono sluoksnio labiausiai tempiamo krašto (3.10 pav.).



**3.10 pav.** Kompozitinio gelžbetoninio elemento pleišėjimo momento skaičiavimo schema, kai pirmieji plyšiai atsiveria įprastinio betono sluoksnyje: a) kompozitinio gelžbetoninio elemento skerspjūvis; b) įtempių priklausomybė; c) deformacijų priklausomybė

Atliekant skaičiavimus šiuo atveju įvertinama tempiamojo įprastinio betono ribinė deformacija  $\varepsilon_{ct,N,lim} = f_{ct,N}/E_{c,N}$  ir išreiškiami kiti dydžiai:  $\Delta = h - x - h_U$ ;  $\alpha_c = E_{c,U}/E_{c,N}$ ;  $\alpha_N = E_s/E_{c,N}$ ;  $\alpha_U = E_s/E_{c,U}$ . Taip pat išreiškiamos santykinės deformacijos būdinguose skerspjūvio sluoksniuose:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}x}{\Delta}; \varepsilon_{ct,U} = \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}(h-x)}{\Delta}; \varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}(d-x)}{\Delta}; \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}(x-a_{s2})}{\Delta}. \quad (3.43)$$

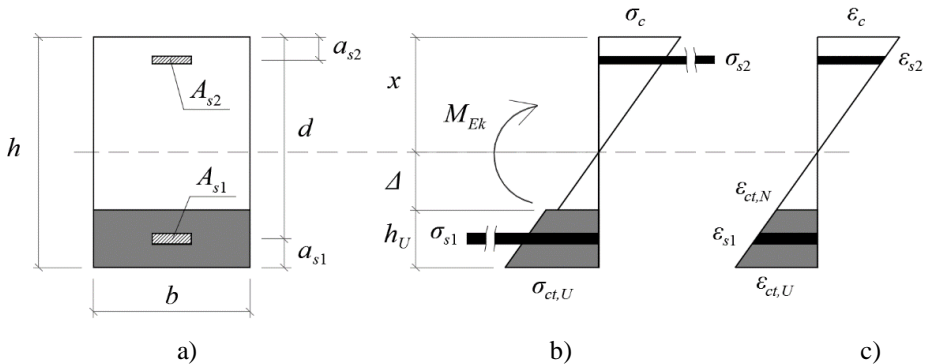
Pagal 3.10 pav. pateiktą schemą sudaroma jėgų ir momentų lygčių sistema:

$$\left\{ \begin{aligned} \sum F &= \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}x^2}{2\Delta} E_{c,N}b - \frac{1}{2} \varepsilon_{ct,N,lim} E_{c,N} \Delta b - \varepsilon_{ct,N,lim} E_{c,U} h_U b - \frac{1}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}(h-x)}{\Delta} - \varepsilon_{ct,N,lim} \right) E_{c,U} h_U b - \\ &- \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}(d-x)}{\Delta} E_s A_{s1} + \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}(x-a_{s2})}{\Delta} E_s A_{s2} = 0, \\ \sum M &= \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}x^3}{3\Delta} E_{c,N}b + \frac{1}{3} \varepsilon_{ct,N,lim} E_{c,N} \Delta^2 b + \varepsilon_{ct,N,lim} E_{c,U} h_U b \left( h-x-\frac{h_U}{2} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}(h-x)}{\Delta} - \varepsilon_{ct,N,lim} \right) \times \\ &\times E_{c,U} h_U b \left( h-x-\frac{h_U}{3} \right) + \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}(d-x)^2}{\Delta} E_s A_{s1} + \frac{\varepsilon_{ct,N,lim}(x-a_{s2})^2}{\Delta} E_s A_{s2} = M_{cr}. \end{aligned} \right. \quad (3.44)$$

Kompozitinio elemento gniuždomosios zonos aukštis randamas pagal (3.41) formulę. Pleišėjimo momentas, kai pirmieji plyšiai atsiveria įprastinio betono sluoksnyje ir kai  $\Delta > 0$ , apskaičiuojamas pagal (3.45) formulę:

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,N}}{\Delta} \left[ \left[ \frac{(x^3 + \Delta^3)}{3} + \alpha_c h_U \left[ \Delta \left( h-x-\frac{h_U}{2} \right) + \frac{h-x-\Delta}{2} \left( h-x-\frac{h_U}{3} \right) \right] \right] b + \left[ A_{s1} (d-x)^2 + A_{s2} (x-a_{s2})^2 \right] \alpha_N \right]. \quad (3.45)$$

Nesupleišėjusio kompozitinio elemento skerspjūvio įtempiai, deformacijos ir kreivis nuo išorinio lenkimo momento poveikio gali būti apskaičiuojami pagal 3.11 pav. pateikiamą principinę schemą.



**3.11 pav.** Kompozitinio gelžbetoninio elemento nesupleišėjusio skerspjūvio skaičiuojamoji schema: a) kompozitinio gelžbetoninio elemento skerspjūvis; b) įtempių priklausomybė; c) deformacijų priklausomybė

Tačiau šiuo atveju sprendžiant lygčių sistemą nežinomieji dydžiai yra gniuždomosios zonos aukštis  $x$  ir santykinės labiausiai tempiamo sluoksnio deformacijos  $\varepsilon_{ct,U}$ . Išorinių jėgų sukeltas lenkimo momentas šiuo atveju žinomas. Ribinė tempiamojo betono deformacija šiuo atveju nėra apibrėžiama, elementas deformuojasi tampriai. Kiti dydžiai:  $\Delta = h - x - h_U$ ;  $\alpha_C = E_{c,U}/E_{c,N}$ ;  $\alpha_N = E_s/E_{c,N}$ ;  $\alpha_U = E_s/E_{c,U}$ . Santykinės deformacijos būdinguosiuose skerspjūvio sluoksniuose:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{ct,U}x}{h-x}; \varepsilon_{ct,N} = \frac{\varepsilon_{ct,U}(h-x-h_U)}{h-x}; \varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{ct,U}(d-x)}{h-x}; \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{ct,U}(x-a_{s2})}{h-x}. \quad (3.46)$$

Iš jėgų ir momentų pusiausvyros randamos labiausiai tempiamo krašto santykinės deformacijos ir gniuždomosios zonos aukštis:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F = \frac{\varepsilon_{ct,U}x^2}{2(h-x)} E_{c,N}b - \frac{\varepsilon_{ct,U}\Delta^2}{2(h-x)} E_{c,N}b - \frac{\varepsilon_{ct,U}\Delta}{h-x} E_{c,U}h_Ub - \frac{1}{2} \left( \varepsilon_{ct,U} - \frac{\varepsilon_{ct,U}\Delta}{h-x} \right) E_{c,U}h_Ub - \\ - \frac{\varepsilon_{ct,U}(d-x)}{h-x} E_sA_{s1} + \frac{\varepsilon_{ct,U}(x-a_{s2})}{h-x} E_sA_{s2} = 0, \\ \sum M = \frac{\varepsilon_{ct,U}x^3}{3(h-x)} E_{c,N}b + \frac{\varepsilon_{ct,U}\Delta^3}{3(h-x)} E_{c,N}b + \frac{\varepsilon_{ct,U}\Delta}{h-x} E_{c,U}h_Ub \left( h-x - \frac{h_U}{2} \right) + \frac{1}{2} \left( \varepsilon_{ct,U} - \frac{\varepsilon_{ct,U}\Delta}{h-x} \right) \times \\ \times E_{c,U}h_Ub \left( h-x - \frac{h_U}{3} \right) + \frac{\varepsilon_{ct,U}(d-x)^2}{h-x} E_sA_{s1} + \frac{\varepsilon_{ct,U}(x-a_{s2})^2}{h-x} E_sA_{s2} = M_{Ek}. \end{array} \right. \quad (3.47)$$

Kaip ir ankstesniais atvejais, gniuždomosios zonos aukštis nustatomas pagal (3.41) formulę. Kompozitinio elemento kraštinio tempiamo sluoksnio santykinės deformacijos, kai  $\Delta > 0$ , randamos pagal (3.48) formulę:

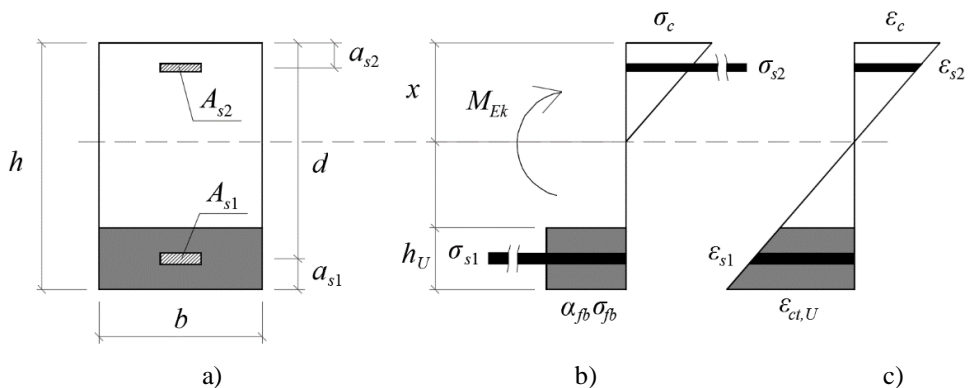
$$\varepsilon_{ct,U} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,U} \left[ \left[ \frac{(x^3 + \Delta^3)b}{3\alpha_C(h-x)} + \frac{A_{s1}(d-x)^2 + A_{s2}(x-a_{s2})^2}{(h-x)\alpha_U^{-1}} \right] + \left[ \Delta \left[ \frac{1}{2} - \frac{h_U}{3(h-x)} \right] + \frac{1}{2} \left( h-x - \frac{h_U}{3} \right) \right] h_Ub \right]}. \quad (3.48)$$

Žinant kraštinio sluoksnio deformacijas  $\varepsilon_{ct,U}$ , pagal (3.46) formulę galima rasti bet kurio kito skerspjūvio sluoksnio deformaciją, o tada apskaičiuoti nesupleišėjusio elemento kreivį:

$$\kappa_{uc} = \frac{\varepsilon_{ct,U} + \varepsilon_c}{h}. \quad (3.49)$$

Supleišėjusio skerspjūvio įtempiai ir deformacijos apskaičiuojami remiantis 3.12 pav. pateikiama skaičiuojamąja schema. Šiuo atveju skaičiuojant būtina įvertinti ir plieno plaušo įtaką supleišėjusiam skerspjūvyje.





**3.12 pav.** Kompozitinio gelžbetoninio elemento supleišėjusio skerspjūvio skaičiuojamoji schema: a) kompozitinio gelžbetoninio elemento skerspjūvis; b) įtempių priklausomybė; c) deformacijų priklausomybė

Išreiškiamos santykinės deformacijos tempiamojoje ir gniuždomojoje armatūroje:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_c (d - x)}{x}; \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_c (x - a_{s2})}{x}. \quad (3.50)$$

Iš (3.51) lygčių sistemos apskaičiuojamas gniuždomosios zonos aukštis  $x$  ir santykinės gniuždomosios zonos deformacijos  $\varepsilon_c$ .

$$\begin{cases} \sum F = \frac{1}{2} \varepsilon_c E_{c,N} x b + \frac{\varepsilon_c (x - a_{s2})}{x} E_s A_{s2} - \alpha_{fb} \sigma_{fb} h_U b - \frac{\varepsilon_c (d - x)}{x} E_s A_{s1} = 0, \\ \sum M = \frac{1}{3} \varepsilon_c E_{c,N} x^2 b + \frac{\varepsilon_c (x - a_{s2})^2}{x} E_s A_{s2} + \alpha_{fb} \sigma_{fb} h_U b \left( h - x - \frac{h_U}{2} \right) + \frac{\varepsilon_c (d - x)^2}{x} E_s A_{s1} = M_{Ek}. \end{cases} \quad (3.51)$$

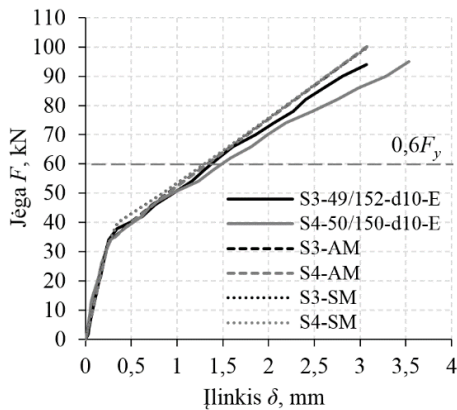
### 3.4. Rezultatų palyginimas ir aptarimas

Lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų analizė atlikta analitiniu ir iteraciniu sluoksnių metodais, o skaičiavimo rezultatai palyginti su eksperimentiškai nustatytais reikšmėmis. Abiem atvejais buvo nagrinėjami nesupleišę ir supleišę kompozitinių sijų pjūviai, atitinkamai apskaičiuojant skerspjūvio kreivį ir įtempius armatūroje, o taikant „Eurokode 2“ pateikiamą metodiką apskaičiuoti kompozitinių elementų vidutiniai kreiviai ir įlinkiai. Atlikus literatūros analizę pastebėta, kad tiesioginiais tempimo bandymais nustatyta plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono įtempių ir deformacijų (plyšio pločio) priklausomybė dažniausiai nėra tinkama tiesiogiai taikyti atliekant lenkiamųjų elementų skaičiavimus, nes tiek tempiamojo stiprio, tiek liekamųjų tempimo įtempių reikšmės gali būti pervertinamos. Atliekant tempimo bandymus kokybiškam plaušu pasiskirstymui ir orientacijai armatūra netrukdo, elementai yra mažo mastelio, tačiau, betonuojant realaus mastelio lenkiamuosius elementus, kombinuotai armuotus plieno plaušu ir armatūra, atsiranda daugiau papildomų veiksnių, kurie gali neigiamai veikti plaušu armuoto tempiamojo betono elgseną atsivėrus plyšiams. Be to,

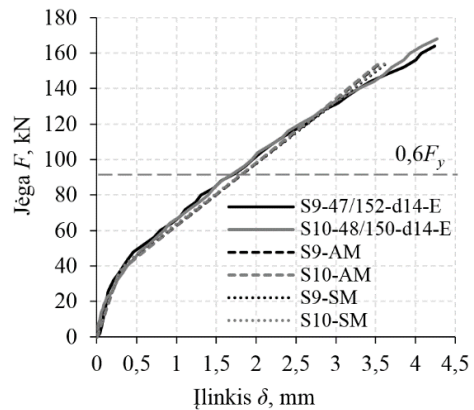
tempiamuosiuose ir lenkiamuosiuose elementuose skiriasi ir deformacijų pasiskirstymas. Taip pat svarbu paminėti, kad vien tik plaušu armuoto betono elgsena skiriasi nuo kombinuotai plaušu ir armatūra armuoto betono elgsenos. Lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų deformacijoms didelę įtaką turi ir tai, kokia dalis plieno plaušo aktyvuojasi iškart atsivėrus plyšiui.

Darbe analizuojamų reikšmių intervalas, kuris yra svarbus nagrinėjant tinkamumo ribinį būvį, imamas apytiksliai iki  $0,6F_y$  reikšmių.

Taikant pasiūlytą lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų, kombinuotai armuotų plieno plaušu ir armatūra, supleišėjusio skerspjūvio kreivio apskaičiavimo metodiką pagal EC2 apskaičiuoti kompozitinių elementų įlinkiai pateikiami 3.13 ir 3.14 pav.



a)

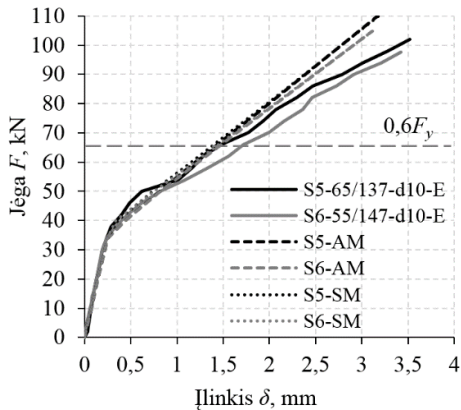


b)

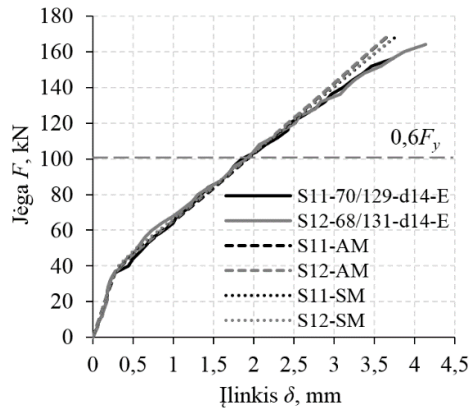
**3.13 pav.** Teoriškai apskaičiuotos (AM – analitiniu metodu, SM – sluoksnių metodu) ir eksperimentinės (E) kompozitinių gelžbetoninių sijų  $F-\delta$  priklausomybės: a) sijos S3 ir S4 ( $\rho = 0,577\%$ , apatiniai strypai – 2d10, plieno plaušo kiekis  $Y_{SB} = 157 \text{ kg/m}^3$ ); b) sijos S9 ir S10 ( $\rho = 1,132\%$ , apatiniai strypai – 2d14, plieno plaušo kiekis  $Y_{SB} = 157 \text{ kg/m}^3$ )

Kompozitinių sijų S3–S6 ir S9–S12 įlinkių skaičiavimo analitiniu ir iteraciniu sluoksnių metodais rezultatai iš esmės nesiskiria, nes įprastinio betono gniuždomasis stipris yra santykinai didelis ( $>50 \text{ MPa}$ ). Dėl to pasireiškia mažesnė netiesinių betono deformacijų įtaka, o elementų elgsena panašesnė į tamprią. Bendroju atveju taikant skirtingus skaičiavimo metodus esminiai rezultatų skirtumai galimi iškart atsivėrus plyšiui ir esant didžiausiajam lenkimo momentui, kai prasideda armatūros tekėjimas. Skaičiuojant analitiniu metodu, atsivėrus plyšiui tempiamojoje zonoje įtempis perima tik armatūra ir plieno plaušas, o iteraciniu sluoksnių metodu palaipsniui eliminuojami sluoksniai, kuriuose pasiekiamos ribinės tempiamojo betono deformacijos, taigi dalis tempiamojo betono efektyviai veikia ir atsivėrus plyšiui. Dėl šios priežasties įlinkis atsivėrus plyšiui, skaičiuojant sluoksnių metodu, gali būti gaunamas mažesnis nei apskaičiuotas analitiniu metodu. Pasiekus didžiausiąjį lenkimo momentą, mažesnis įlinkis gali būti apskaičiuotas taikant analitinį metodą, nes juo atliekant skaičiavimus daroma prielaida, kad gniuždomasis betonas deformuojasi tampriai. Sluoksnių metodu įvertinamos netiesinės gniuždomojo betono deformacijos, o tai lemia didesnę supleišėjusio skerspjūvio kreivę ir įlinkio padidėjimą.

Lyginant teorines ir eksperimentines jėgas ir įlinkio priklausomybes iki  $0,6F_y$  ribos, rezultatai gerai sutampa visais nagrinėtais atvejais, tačiau didesnės paklaidos gaunamos esant mažesniai armavimo procentui. Virš  $0,6F_y$  ribos rezultatų sklaida didesnė ir eksperimentiškai išmatuoti įlinkiai didesni nei apskaičiuoti teoriškai. Šie skirtumai galimai atsiranda dėl plieno plaušo, armatūros bei betono sukibimo ir šlyties deformacijų įtakos.



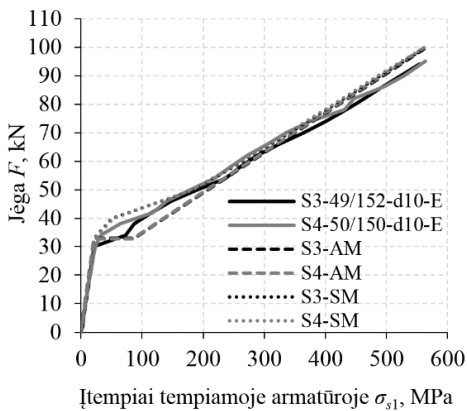
a)



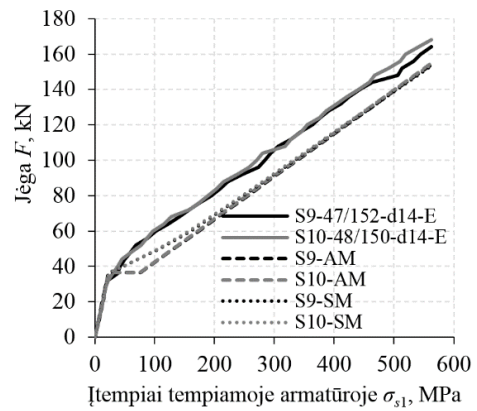
b)

**3.14 pav.** Teoriškai apskaičiuotos (AM – analitiniu metodu, SM – sluoksnių metodu) ir eksperimentinės (E) kompozitinių gelžbetoninių sijų  $F-\delta$  priklausomybės: a) sijos S5 ir S6 ( $\rho = 0,577 \%$ , apatiniai strypai – 2d10, plieno plaušo kiekis  $YSB = 157 \text{ kg/m}^3$ ); b) sijos S11 ir S12 ( $\rho = 1,132 \%$ , apatiniai strypai – 2d14, plieno plaušo kiekis  $YSB = 157 \text{ kg/m}^3$ )

Apskaičiuotos ir eksperimentinės jėgos ir įtempių tempiamojoje armatūroje priklausomybės pateikiamos 3.15 ir 3.16 pav.



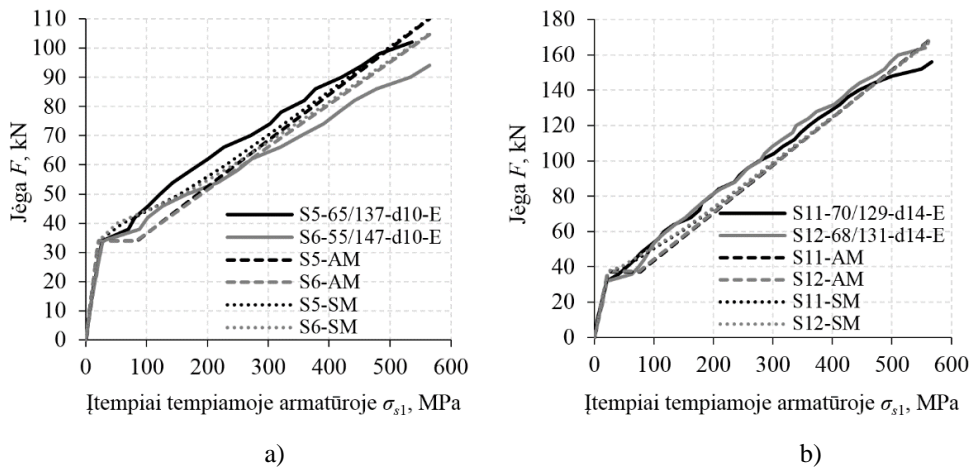
a)



b)

**3.15 pav.** Teoriškai apskaičiuotos (AM – analitiniu metodu, SM – sluoksnių metodu) ir eksperimentinės (E) kompozitinių gelžbetoninių sijų  $F-\sigma_{s1}$  priklausomybės: a) sijos S3 ir S4 ( $\rho = 0,577 \%$ , apatiniai strypai – 2d10, plieno plaušo kiekis  $YSB = 157 \text{ kg/m}^3$ ); b) sijos S9 ir S10 ( $\rho = 1,132 \%$ , apatiniai strypai – 2d14, plieno plaušo kiekis  $YSB = 157 \text{ kg/m}^3$ )

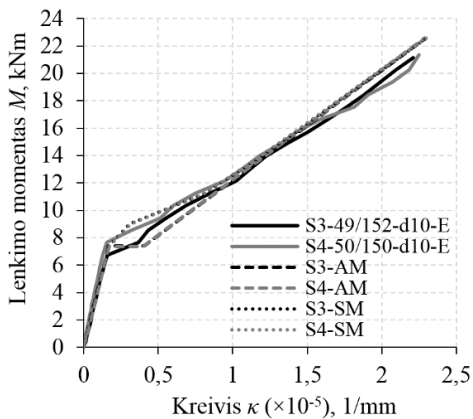
Analizuojant teoriškai ir eksperimentiškai nustatytus įtempius apatinėje armatūroje, daugiausia dėmesio skiriama plieno plaušo įtakai atsivėrus plyšiams. Tempimo bandymais gautų liekamųjų tempimo įtempių reikšmių tiesioginis taikymas atliekant lenkiamųjų elementų skaičiavimus gali lemti netiksliai armatūros įtempių vertes, ir tam tikrais atvejais, priklausomai nuo betono stiprio tempiant ir liekamųjų tempimo įtempių dydžio, gali būti gaunama, kad armatūros įtempiai vos atsivėrus plyšiui yra mažesni nei nesupleišėjusiame skerspjūvyje. Toks atvejis parodo, kad būtina tiksliau įvertinti liekamųjų tempimo įtempių kitimą atsivėrus plyšiui. Tiek eksperimentiškai, tiek teoriškai tiksliai nustatyti įtempius tempiamojoje armatūroje yra sudėtingas uždavinys. Problemos, su kuriomis susiduriama nustatant armatūros įtempius eksperimentiškai, apžvelgiamos 2.3 poskyryje.



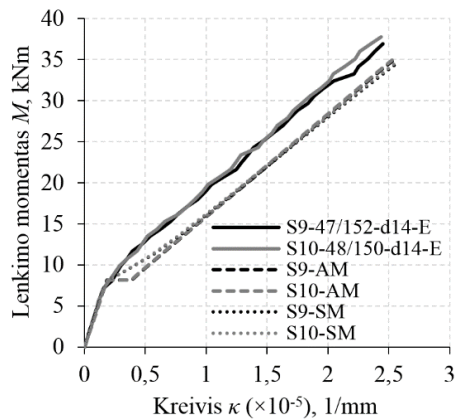
**3.16 pav.** Teoriškai apskaičiuotos (AM – analitiniu metodu, SM – sluoksnių metodu) ir eksperimentinės (E) kompozitinių gelžbetoninių sijų  $F-\sigma_{s1}$  priklausomybės: a) sijos S5 ir S6 ( $\rho = 0,577 \%$ , apatiniai strypai – 2d10, plieno plaušo kiekis  $YSB - 157 \text{ kg/m}^3$ ); b) sijos S11 ir S12 ( $\rho = 1,132 \%$ , apatiniai strypai – 2d14, plieno plaušo kiekis  $YSB - 157 \text{ kg/m}^3$ )

Taikant pasiūlytą liekamųjų tempimo įtempių redukcijos koeficientą analitiniame ir iteraciniame sluoksnių metoduose, pagrindiniai įtempių armatūroje skirtumai gaunami vos atsivėrus plyšiui. Kaip jau minėta anksčiau, skaičiuojant analitiniu metodu, supleišėjusiame skerspjūvyje tempimo įtempius perima armatūra ir iš dalies plieno plaušas, kurio įtaka didėja augant plyšio pločiui, tačiau tempiamojo betono įtaka virš plyšio nevertinama. Dėl to atsivėrus plyšiui gaunamas staigus įtempių prieaugis armatūroje. To negalima užfiksuoti taikant sluoksnių metodą, nes atliekant skaičiavimus eliminuojami tik tie sluoksniai, kuriuose pasiekiamos ribinės tempiamojo betono deformacijos. Šiuo atveju įtempių pasiskirstymas tolygesnis, nėra staigus prieaugis. Tačiau ne visais atvejais staigus įtempių prieaugis užfiksuotas ir eksperimentinėse kreivėse (3.15 pav., b). Tam įtakos galėjo turėti plieno plaušas arba tai, kad pirmieji plyšiai atsivėrė ne ties deformacijų jutikliu, o šalia jo. Tai šiek tiek sumažina įtempius armatūroje. Analogiškai veiksniai lemia ir kompozitinių elementų lenkimo momento ir kreivio priklausomybes. Tačiau kreivui įtakos turi ir

gniuždomojo betono parametrai. Lenkimo momento ir kreivio priklausomybės pateikiamos 3.17 ir 3.18 pav.

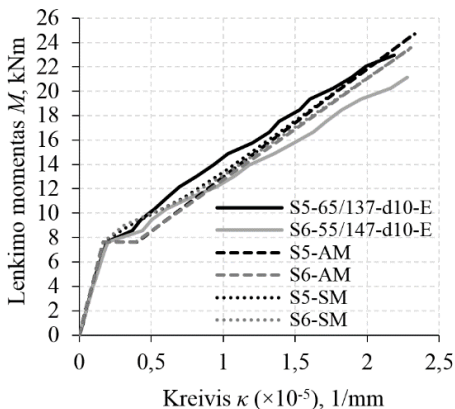


a)

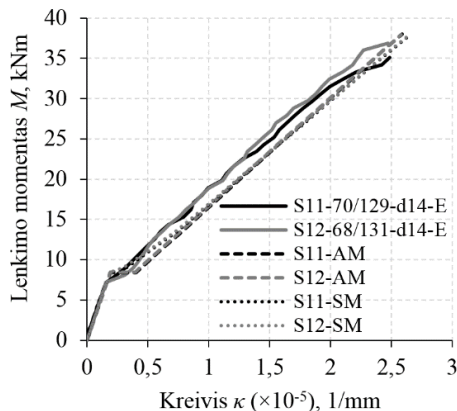


b)

**3.17 pav.** Teoriškai apskaičiuotos (AM – analitiniu metodu, SM – sluoksnių metodu) ir eksperimentinės (E) kompozitinių gelžbetoninių sijų  $M-\kappa$  priklausomybės: a) sijos S3 ir S4 ( $\rho = 0,577\%$ , apatiniai strypai – 2d10, plieno plaušo kiekis  $YSB - 157 \text{ kg/m}^3$ ); b) sijos S9 ir S10 ( $\rho = 1,132\%$ , apatiniai strypai – 2d14, plieno plaušo kiekis  $YSB - 157 \text{ kg/m}^3$ )



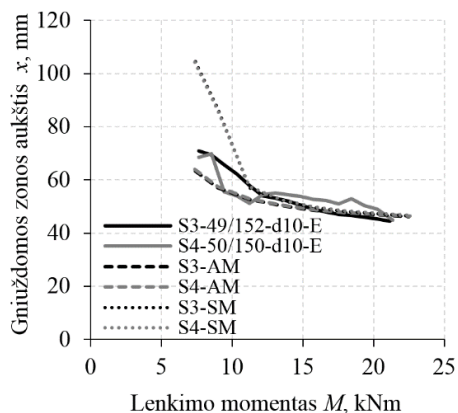
a)



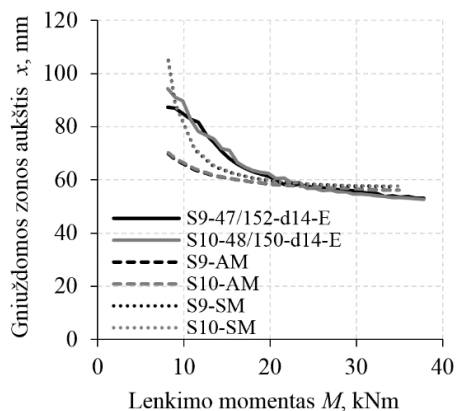
b)

**3.18 pav.** Teoriškai apskaičiuotos (AM – analitiniu metodu, SM – sluoksnių metodu) ir eksperimentinės (E) kompozitinių gelžbetoninių sijų  $M-\kappa$  priklausomybės: a) sijos S5 ir S6 ( $\rho = 0,577\%$ , apatiniai strypai – 2d10, plieno plaušo kiekis  $YSB - 157 \text{ kg/m}^3$ ); b) sijos S11 ir S12 ( $\rho = 1,132\%$ , apatiniai strypai – 2d14, plieno plaušo kiekis  $YSB - 157 \text{ kg/m}^3$ )

Palyginimui pateikiamos ir kompozitinių elementų gniuždomosios zonos aukščio ir lenkimo momento priklausomybės. Didžiausi rezultatų nesutapimai gaunami iškart po plyšio atsivėrimo. Šiuo atveju skaičiuojant sluoksnių metodu gaunamos didesnės paklaidos, nes taip gaunamas mažesnis kąt tik atsivėrusio plyšio aukštis. Rezultatai pateikiami 3.19 ir 3.20 pav.

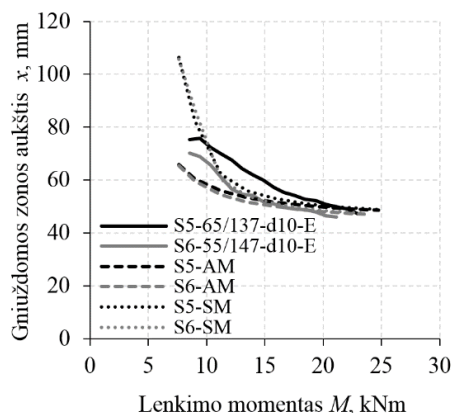


a)

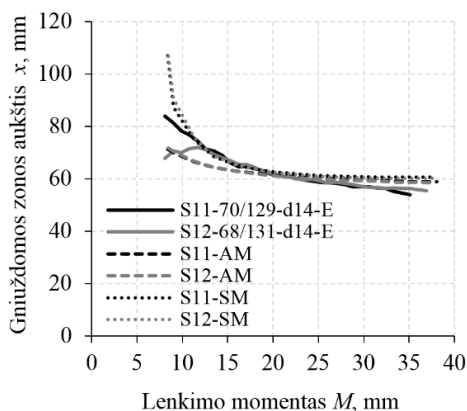


b)

**3.19 pav.** Teoriškai apskaičiuotos (AM – analitiniu metodu, SM – sluoksnių metodu) ir eksperimentinės (E) kompozitinių gelžbetoninių sijų  $x$ – $M$  priklausomybės: a) sijos S3 ir S4 ( $\rho = 0,577\%$ , apatiniai strypai – 2d10, plieno plaušo kiekis  $Y_{SB} = 157 \text{ kg/m}^3$ ); b) sijos S9 ir S10 ( $\rho = 1,132\%$ , apatiniai strypai – 2d14, plieno plaušo kiekis  $Y_{SB} = 157 \text{ kg/m}^3$ )



a)



b)

**3.20 pav.** Teoriškai apskaičiuotos (AM – analitiniu metodu, SM – sluoksnių metodu) ir eksperimentinės (E) kompozitinių gelžbetoninių sijų  $x$ – $M$  priklausomybės: a) sijos S5 ir S6 ( $\rho = 0,577\%$ , apatiniai strypai – 2d10, plieno plaušo kiekis  $Y_{SB} = 157 \text{ kg/m}^3$ ); b) sijos S11 ir S12 ( $\rho = 1,132\%$ , apatiniai strypai – 2d14, plieno plaušo kiekis  $Y_{SB} = 157 \text{ kg/m}^3$ )

Siekiant nustatyti sukurto liekamųjų tempimo įtempių kitimą leidžiančio įvertinti modelio patikimumą, apskaičiuoti teoriniai lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų įlinkiai buvo palyginti su kitų mokslininkų (Lampropoulos ir kt. (2016), Safdar ir kt. (2016)) publikacijose pateikiamais eksperimentiniais kompozitinių sijų įlinkiais. Būtina pabrėžti tai, kad dėl sukurto modelio apribojimų ir eksperimentinių palyginamųjų duomenų trūkumo buvo pasirinktos kompozitinės sijos, kurios buvo betonuojamos imituojant esamų gelžbetoninių konstrukcijų sustiprinimą, o ne naujų gamybą. Taip pat svarbu paminėti tai, kad liekamųjų tempimo įtempių reikšmės, naudotos taikant teorinį skaičiavimo modelį, yra susietos su ypač

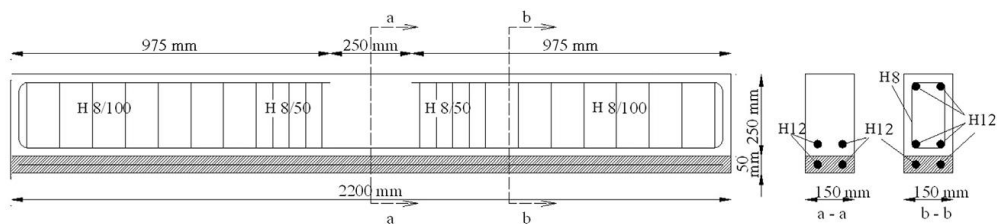


stipraus betono matricos tempiamuoju stipriu ir nėra paimtos iš nurodytų literatūros šaltinių. Kompozitinių sijų mechaninės savybės ir parametrai pateikti 3.3 lent.

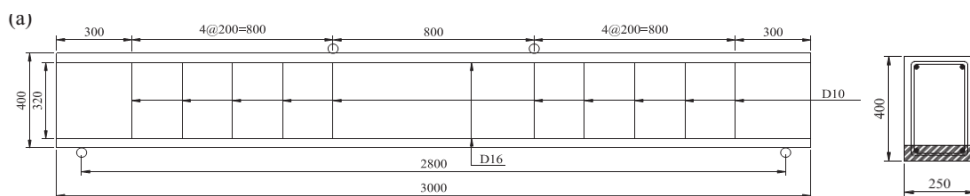
### 3.3 lentelė. Kompozitinių sijų parametrai ir mechaninės savybės

| Geometriniai parametrai ir mechaninės savybės | Autorius                   |                      |
|---|----------------------------|----------------------|
|   | Lampropoulos ir kt. (2016) | Safdar ir kt. (2016) |
| $h$ , mm                                      | 300                        | 400                  |
| $b$ , mm                                      | 150                        | 250                  |
| $h_U$ , mm                                    | 50                         | 60                   |
| $h_N$ , mm                                    | 250                        | 340                  |
| $A_{s1}$ , mm <sup>2</sup>                    | 226                        | 397,32               |
| $A_{s1^*}$ , mm <sup>2</sup>                  | 226                        | –                    |
| $A_{s2}$ , mm <sup>2</sup>                    | 226                        | 397,32               |
| $a_{s1}$ , mm                                 | 25                         | 30                   |
| $a_{s1^*}$ , mm                               | 75                         | –                    |
| $a_{s2}$ , mm                                 | 25                         | 30                   |
| $f_{cm,N}$ , MPa                              | 39,5                       | 29,70                |
| $f_{cm,U}$ , MPa                              | 2,99                       | 2,21                 |
| $E_{c,N}$ , MPa                               | 33 220                     | 24 300               |
| $f_{cm,U}$ , MPa                              | 164                        | 156,3                |
| $f_{cm,U}$ , MPa                              | 8,69                       | 7,40                 |
| $E_{c,U}$ , MPa                               | 57 500                     | 34 600               |
| $f_{yk}$ , MPa                                | 500                        | 386                  |
| $E_s$ , MPa                                   | 200 000                    | 200 000              |

Lyginamų lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių sijų skerspjūvių konfiguracija ir armatūros išdėstymas pateikiami 3.21 ir 3.22 pav.



3.21 pav. Lampropoulos ir kt. (2016) kompozitinė gelžbetoninė sija

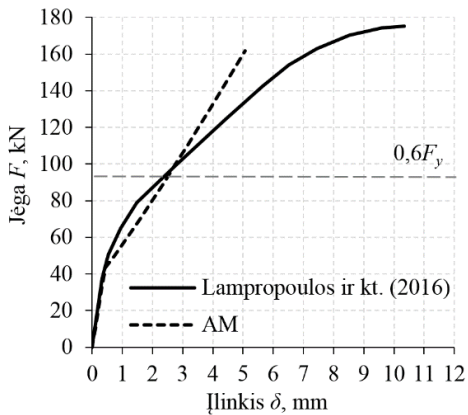


3.22 pav. Safdar ir kt. (2016) kompozitinė gelžbetoninė sija

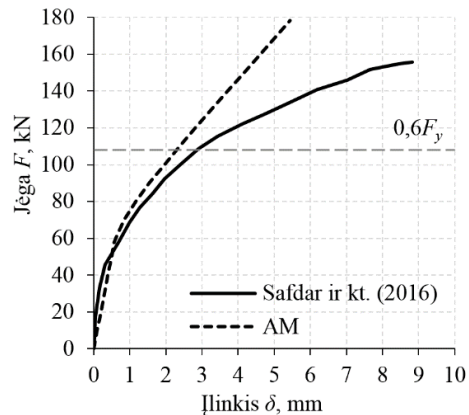
Teoriniai supleišėjusių sijų kreiviai apskaičiuoti taikant liekamųjų tempimo įtempimų kitimą apibūdinantį redukcijos koeficientą, o įtempiai kompozitiniame skerspjūvyje nustatyti analitiniu metodu. Vidutiniai kreiviai ir kompozitinių sijų įlinkiai nustatyti pagal „Eurokode 2“ aprašytą metodiką. 3.23 pav. pateikiamos jėgos ir įlinkio priklausomybės iki armatūros tekėjimo pradžios. Kaip ir disertacijos darbe

atliekant lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų eksperimentus, taip ir šiuo atveju įlinkiai vertinami iki teorinės  $0,6F_y$  ribos. Viršijus šią ribą, rezultatų patikimumas nebepakankamas, nes esant didesnėms apkrovoms atsiranda papildomų įlinkiui įtaką darančių veiksnių, kuriuos sunku prognozuoti.

Pirmuoju nagrinėtu atveju (3.23 pav., a) kompozitinių sijų ypač stipraus betono sluoksnis buvo armuotas įprastine armatūra ir papildomai armuotas 3 % tiesaus plieno plaušo ( $236 \text{ kg/m}^3$ ,  $l_f = 13 \text{ mm}$ ,  $d_f = 0,16 \text{ mm}$ ,  $l_f/d_f = 81$ ). Dėl didelio betonų tamprumo modulių santykio pirmieji teoriniai plyšiai atsivėrė įprastiniame betone, tačiau daroma prielaida, kad plyšiai iškart atsiveria ir ypač stipraus betono sluoksnyje. Šiuo atveju teoriniai įlinkiai, gauti esant 70 kN jėgai, apytiksliai 39 % didesni už įlinkius, išmatuotus eksperimentinių tyrimų metu. Taip pat svarbu paminėti, kad Lampropoulos ir kt. (2016) tyrimuose skirtingi betonų sluoksniai nebuvo sujungti skersine armatūra. Kompozitų sukibimas buvo užtikrinamas kokybiškai paruošiant sandūros paviršių. Kai kompozitiniame elemente veikia didelės vidinės jėgos ir skirtingų betonų sandūros plokštumoje šlyties įtempiai pasiekia maksimumą, gali būti iš dalies arba visiškai prarandamas sluoksnių sukibimas. Tačiau normaliomis sustiprinimo sąlygomis labiau tikėtinas lokalus sukibimo praradimas, kurio metu lokaliaje sandūros zonoje atsiradę plyšiai toliau plečiasi ir pereina į viršutinį betono sluoksnį. Taigi sandūroje įvykęs sluoksnių praslydimas gali lemti ir didesnes kompozitinio elemento deformacijas. Sluoksnių sandūros susilpnėjimui įtakos gali turėti ir skirtingos betonų susitraukimo deformacijos, kurios pasireiškia dar elemento neapkrovus projektine apkrova.



a)



b)

**3.23 pav.** Teoriškai apskaičiuotos (AM – analitiniu metodu) ir eksperimentinės kompozitinių gelžbetoninių sijų  $F$ – $\delta$  priklausomybės: a) Lampropoulos ir kt. (2016) ( $\rho = 1,205 \%$ , apatiniai strypai – 4d12, plieno plaušo kiekis YSB –  $236 \text{ kg/m}^3$ ); b) Safdar ir kt. (2016) ( $\rho = 0,430 \%$ , apatiniai strypai – 2d16, plieno plaušo kiekis YSB –  $157 \text{ kg/m}^3$ )

Antruoju nagrinėtu atveju (3.23 pav., b) pateiktos jėgos ir įlinkių priklausomybės taip pat gana gerai sutampa iki  $0,6F_y$  ribos. Šį kartą kompozitinių elementų sandūra sustiprinta skersine armatūra, o ypač stipraus betono sluoksniui papildomai armuoti naudota 2 % tiesaus plieno plaušo ( $157 \text{ kg/m}^3$ ,  $l_f = 13 \text{ mm}$ ,  $d_f = 0,16 \text{ mm}$ ,  $l_f/d_f = 81$ ). Pirmieji teoriniai plyšiai atsivėrė ypač stipraus betono sluoksnyje.



Kai jėga  $F$  yra apytiksliai lygi 108 kN, teorinis lenkiamojo kompozitinio elemento įlinkis apie 21 % mažesnis už eksperimentinį. Svarbu paminėti tai, kad šiuo atveju papildomos įlinkių paklaidos galėjo atsirasti ir dėl skirtingos armatūros klasės, nei buvo naudota kuriant skaičiavimo metodiką.

Kad būtų galima tiksliai nustatyti modelio patikimumą, reikia palyginti ir daugiau atliktų mokslinių tyrimų rezultatų. Surinkus daugiau eksperimentinių duomenų, būtų galima tikslinti sukurtą metodiką ir plėsti jos taikymo ribas.

### 3.5. Trečiojo skyriaus išvados

1. Pasiūlyta tempiamojo ar gniuždomojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybę išreiškianti formulė, kuria įvertinamos tampriai plastinės deformacijos prieš atsiveriant plyšiui tempiamajame betone ir kol pasiekiami didžiausi įtempiai gniuždomajame betone.
2. Nustatyta, kad, didinant lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų gamybai naudojamą betono klasę, tempiamojo ir gniuždomojo betono be plieno plaušo tampriai plastinių deformacijų įtaka atliekant pleišėjimo momento ir supleišėjusio skerspjūvio įtempių skaičiavimus mažėja, todėl esant aukštai betono klasei skerspjūvių analizėje galima taikyti tamprųjų betono deformavimosi modelį. Kai įprastinio betono sluoksnio stiprumo klasė santykinai žema, pasireiškia didesnė tampriai plastinių deformacijų įtaka.
3. Remiantis atliktais lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų tyrimais, sukurta skaičiavimo metodika, kurią taikant įvertinamas plieno plaušo redukuotųjų liekamųjų tempimo įtempių kitimas ypač stipraus betono sluoksnio plyšyje. Modelyje atsižvelgiama į ypač stipraus betono sluoksnio storį ir armatūros kiekio įtaką. Metodika tinkama taikyti esant ne mažiau kaip 2 % tiesaus plieno plaušo, kai ypač stipraus betono sluoksnio ir efektyviojo sijos aukščio santykis  $h_v/d \leq 0,45$ . Sukurta skaičiavimo metodika gali būti taikoma kompozitinių elementų supleišėjusio skerspjūvio įtempiams, deformacijoms ir kreiviui apskaičiuoti taikant skirtingus metodus (sluoksnių (iteracinį), analitinį ir t. t.).
4. Taikant sukurta modelį, pagal „Eurokode 2“ pateikiamą metodiką apskaičiuoti kompozitinių elementų skerspjūvių vidutiniai kreiviai ir sijų vidurio įlinkiai. Palyginus eksperimentinius ir teoriškai gautus rezultatus, nustatyta, kad modelio patikimumas pakankamas skaičiuojant pagal tinkamumo ribinį būvį, t. y. apytiksliai iki  $0,6M_y$ . Atlikus daugiau eksperimentinių tyrimų arba surinkus ir apdorojus daugiau kitų mokslininkų tyrimų rezultatų, ateityje būtų galima modelį tikslinti ir plėsti jo taikymo galimybes.
5. Taikant sudarytą optimalaus sluoksnio storio apskaičiavimo metodiką, nustatyta, kad, atsižvelgiant į kompozitinio elemento sluoksnių standumus, optimalus ypač stipraus betono sluoksnis sudaro apie 30 % viso skerspjūvio aukščio.

## 4. LENKIAMŪJŲ KOMPOZITINIŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ SKAITINIS MODELIAVIMAS

Dalis šiame skyriuje pateiktos medžiagos buvo paskelbta disertacijos autoriaus ir kt. mokslinėje publikacijoje (Zingaila ir kt., 2017).

Dėl didelės ypač stipraus betono kainos, ribotų laboratorinės įrangos galimybių ir kitų techninių kliūčių yra sudėtinga atlikti realaus mastelio konstrukcijų bandymus, todėl kompozitinių konstrukcijų elgsenai prognozuoti dažnai taikomas baigtinių elementų metodas. Siekiant patikimai prognozuoti kompozitinių konstrukcijų elgseną, būtina išnagrinėti modelių pritaikymo galimybes, apribojimus ir privalumus.

Išanalizavus atliktus mokslinius tyrimus (Awinda, Chen ir Barnett, 2016; Chen, Graybeal, 2010, 2011; Hussein, 2015; Mahmud, Yang ir Hassan, 2013) nustatyta, kad Lee ir Fenves (1998) pasiūlytą betono plastiškojo irimo veikiant ciklinėms apkrovoms (angl. *concrete damaged plasticity*, CDP) modelį galima taikyti plieno plaušu armuotam ypač stipriam betonui modeliuoti. Šis modelis taikomas baigtinių elementų metodo programoje „Abaqus“, kuria šioje disertacijoje atlikti lenkiamųjų kompozitinių elementų tyrimai. Nors lyginant skirtingus mokslinius tyrimus (Awinda, Chen ir Barnett, 2016; Chen, Graybeal, 2010, 2011; Hussein, 2015; Mahmud, Yang ir Hassan, 2013) pastebėta, kad kai kuriais atvejais parinkti betono plastiškojo irimo modelio parametrai skyrėsi, tačiau esminės įtakos rezultatams neturėjo. Tuo atveju, jeigu būtina įvertinti skirtingų kompozitų sandūros elgseną, kompozitinių elementų modeliavimas tampa sudėtingesniu uždaviniu, nes būtina tiksliai aprašyti sandūros sukibimo praradimo priklausomybę, o tam įtakos turi daug veiksnių. Tačiau autoriaus ir kitų mokslininkų tyrimais nustatyta, kad, užtikrinus tinkamą kompozitų paviršių sukibimą, sąlyčio zona nedaro įtakos konstrukcijos stiprumui. Nagrinėjant minėtų autorių tyrimus pastebėta, kad, aprašant plieno plaušu armuoto tempiamojo betono darbą atsivėrus plyšiams, dažniausiai naudojama įtempių ir deformacijų priklausomybė, kurią gana sudėtinga nustatyti eksperimentiškai.

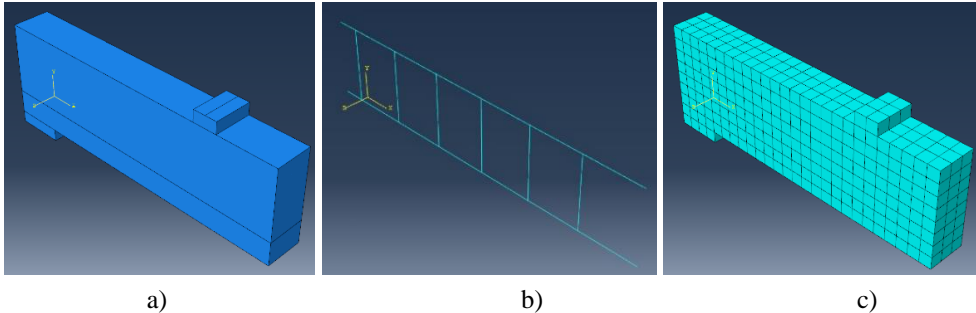
Plieno plaušu armuoto tempiamojo betono darbas gana retai aprašomas per irimo energiją, pasirenkant šį dydį kaip medžiagos parametą, todėl ketvirtajame disertacijos skyriuje nagrinėjami atvejai, kai plaušu armuoto ypač stipraus betono elgsena aprašoma per irimo energiją, tokiu būdu supaprastinant skaičiavimus. Atlikti tyrimai orientuoti į naujų lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų modeliavimą panaudojant ir kombinuotai armatūra ir plieno plaušu armuotą ypač stiprų betoną.

### 4.1. Kompozitinės gelžbetoninės sijos baigtinių elementų modelio aprašymas

Lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų skaitiniai skaičiavimai atlikti naudojant baigtinių elementų programinę įrangą „Abaqus“. Modeliuojant šiuos elementus ir atliekant skaičiavimus buvo atsižvelgiama ir į netiesines medžiagų savybes. Ši programinė įranga buvo naudojama ir kitų mokslininkų modeliuojant elementus iš įprasto gelžbetonio, taip pat iš kombinuotai armuoto ypač stipraus betono (Awinda, Chen ir Barnett, 2016; Demir, Ozturk ir Dok, 2015; Hussein, 2015; Sümer, Aktaş, 2015).

Kompozitinių elementų elgsenai modeliuoti buvo sudarytas trimatis modelis.

Tiesialinijiniai 8 mazgų elementai (C3D8) buvo naudojami įprastiniam bei ypač stipriam betonui aprašyti ir plieninėms plokštelėms atramose bei jėgos pridėjimo vietoje. Išilginei ir skersinei armatūrai modeliuoti naudoti tiesialinijiniai 2 mazgų 3D ryšio elementai (T3D2). Modelyje daroma prielaida, kad armatūros ir betono sukibimas idealus. Taip pat priimama, kad yra visiškas sukibimas tarp skirtingų kompozitų ir jis išlieka visose apkrovimo stadijose. Tyrimų pradžioje buvo atlikta baigtinių elementų tinklelio priklausomybės analizė ir tolesniems skaičiavimams pasirinktas 25 mm dydžio baigtinių elementų tinklelis. Kompozitinių sijų skaitinis modelis pateikiamas 4.1 pav.



**4.1 pav.** Kompozitinių gelžbetoninių sijų skaitinis modelis: a) skerspjūvio konfiguracija; b) armavimas išilgine ir skersine armatūra; c) baigtinių elementų tinklelis

Visos sijos buvo apkraunamos vertikaliai pagal deformacijos kontrolę, imituojant keturtaškį lenkimo bandymą. Dėl modelio supaprastinimo ir skaičiavimo laiko sutrumpinimo buvo atlikta simetrinė modelio analizė sijos išilginės ir skersinės ašių atžvilgiu.

## 4.2. Medžiagų modeliai

Įprastinio ir ypač stipraus betono elgsena aprašoma pagal plastiškąjį betono irimo modelį (CDP). Betonas traktuojamas kaip izotropinė medžiaga, kuri veikiant mažoms apkrovoms tempimo ir gniuždymo atveju deformuojasi tampriai. Veikiant didesnėms apkrovoms gali būti įvertinama netiesinė betono įtempių ir deformacijų priklausomybė. CDP modelis gali būti taikomas betoninėms ir gelžbetoninėms konstrukcijoms („Abaqus“, 2013).

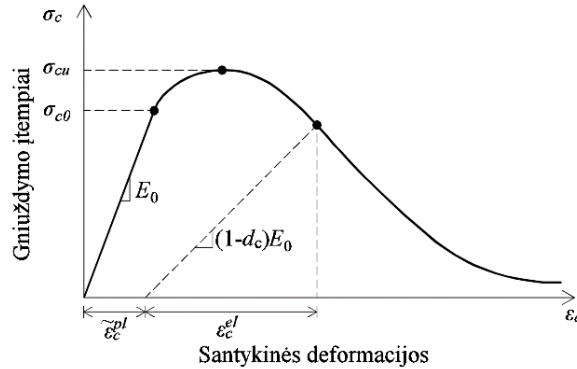
Gniuždomojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė veikiant vienašiam gniuždymui modelyje išreiškiama pagal (4.1) formulę ir yra pateikta 4.2 pav.

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (4.1)$$

čia  $d_c$  – dydis, kuriuo apibūdinamas gniuždomojo betono pažeidimas esant cikliniam apkrovimui;  $E_0$  – nepažeisto betono tamprumo modulis;  $\varepsilon_c$  – santykinė gniuždomojo betono deformacija;  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  – ekvivalentinė plastinė santykinė gniuždomojo betono deformacija.

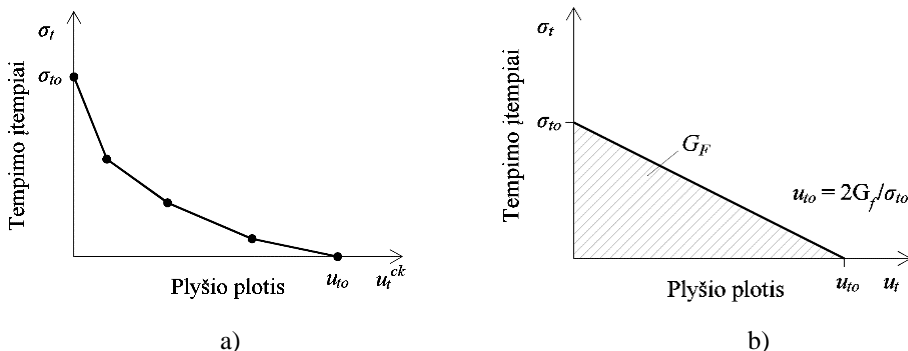
Pagal (4.1) priklausomybę gali būti aprašoma ir tempiamojo betono elgsena. Tačiau, siekiant supaprastinti skaičiavimus ir kiek įmanoma išvengti baigtinių elementų tinklelio dydžio įtakos rezultatų patikimumui, galima betono irimą atsivėrus

plyšiui aprašyti per irimo energiją. Taikant tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybę po plyšio atsivėrimo, didėja ir baigtinių elementų tinklelio dydžio įtaka. Nors ši sąlyga labiau taikoma betoninėms arba mažai armuotoms gelžbetoninėms konstrukcijoms, tačiau betono elgseną aprašant per irimo energiją išvengiama papildomų neaiškumų dėl tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybės krintančios dalies nustatymo.



**4.2 pav.** Gniuždomojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė veikiant vienašiam gniuždymui („Abaqus“, 2013)

Galimi du įprastinio ir plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono elgsenos atsivėrus plyšiams aprašymo per irimo energiją variantai: pirmuoju atveju yra tiksliai žinomas liekamųjų tempimo įtempių ir plyšio pločio kitimas; antruoju atveju žinomas betono tempiamasis stipris ir irimo energijos, reikalingos plyšiui plėstis, dydis, o plyšio plotis apskaičiuojamas pagal tiesinę priklausomybę. Taikant šiuos irimo modelius, prieš atsiveriant plyšiui galioja tiesinė tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė. Šiais modeliais negalima įvertinti deformacijų kietėjimo atvejo, todėl atliekant skaičiavimus reikia supaprastinti modelį. Įtempių ir plyšio pločio priklausomybės variantai pateikiami 4.3 pav.



**4.3 pav.** Įtempių ir plyšio pločio priklausomybės: a) žinomas tikslus liekamųjų tempimo įtempių ir plyšio pločio kitimas; b) žinomas betono tempiamasis stipris ir irimo energijos dydis („Abaqus“, 2013)

Tempiamojo įprastinio betono irimo energija, reikalinga atsivėrusiam plyšiui

plėstis, iki elemento suirimo gali būti apskaičiuojama taikant „CEB/FIP Model Code 2010“ pateikiamą metodiką, pagal (4.2) formulę:

$$G_F = 73f_{cm}^{0,18}; \quad (4.2)$$

čia  $f_{cm}$  – vidutinis cilindrinis gniuždomasis betono stipris, N/mm<sup>2</sup>. Irimo energijos dydis išreiškiamas N/m.

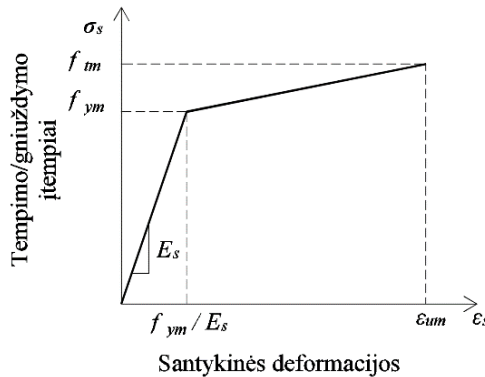
Žinant betono tempiamąjį stiprį ir irimo energijos dydį atsivėrus plyšiui, toliau pagal (4.3) ir (4.4) formules apskaičiuojama tempimo įtempių ir plyšio pločio priklausomybė:

$$\sigma_{ct} = f_{cm} \left( 1 - 0,8 \frac{w}{w_1} \right), \text{ kai } w \leq w_1; \quad (4.3)$$

$$\sigma_{ct} = f_{cm} \left( 0,25 - 0,05 \frac{w}{w_1} \right), \text{ kai } w_1 < w \leq w_c; \quad (4.4)$$

čia  $w$  – plyšio plotis, mm;  $w_1 = G_f/f_{cm}$ , mm, kai  $\sigma_{ct} = 0,20 \cdot f_{cm}$ ,  $w_c = 5 \cdot G_f/f_{cm}$ , mm, kai  $\sigma_{ct} = 0$ ;  $G_f$  – tempiamojo betono irimo energija, N/mm;  $f_{cm}$  – vidutinis tempiamasis betono stipris, MPa.

Tempiamosios ir gniuždomosios armatūros elgsena aprašoma pagal dviliniinę įtempių deformacijų priklausomybę, pateikiamą 4.4 pav.



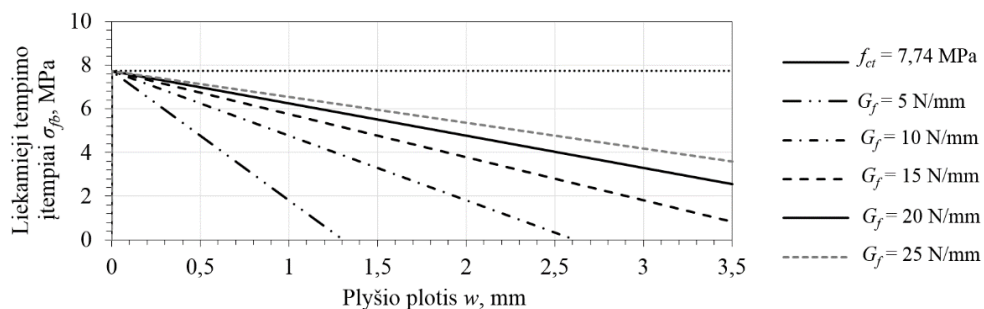
**4.4 pav.** Dviliniinė tempiamosios ir gniuždomosios armatūros įtempių ir deformacijų priklausomybė

Plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono irimo energijos dydis atsivėrus plyšiams gali būti net 100–150 kartų didesnis nei įprasto betono be plieno plaušo. Šis skirtumas gali kisti priklausomai nuo plaušo kiekio ypač stipriame betone ir įprastinio betono stiprumo. Wille, El-Tawil, Naaman (2014) atlikdami tyrimus nustatė, kad irimo energija priklauso nuo plieno plaušo kiekio. Tyrimai atlikti su trijų rūšių – tiesiu, lenkais galais ir susuktu – plieno plaušu, parinkus skirtingą jo kiekį. Nustatyta, kad irimo energija, reikalinga plyšiui plėstis, priklausomai nuo plieno plaušo kiekio ir tipo, iki elementui suyrant gali kisti apytiksliai nuo 14 iki 30 N/mm. Minėti mokslininkai pasiūlė šią empirinę irimo energijos apskaičiavimo formulę:

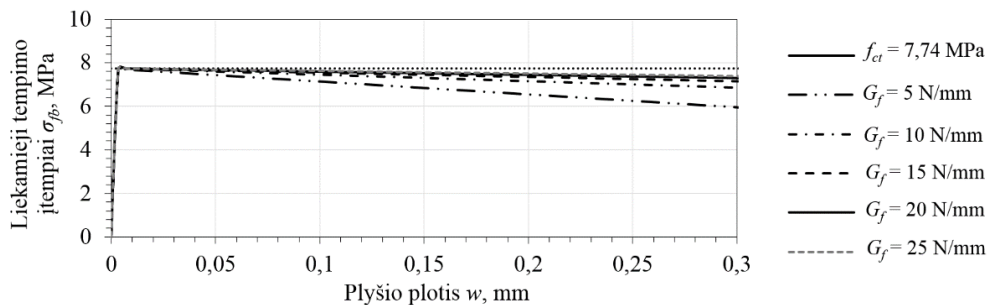
$$G_f = -1,4V_f^2 + 13V_f; \quad (4.5)$$

čia  $V_f$  – plieno plaušo kiekis ypač stipriame betone, %.

4.5 pav. analizuojamos liekamųjų tempimo įtempių ir plyšio pločio priklausomybės, apskaičiuotos pagal 4.3 pav. *b* dalyje pateikiamą modelį. Eksperimentiškai nustatius, kad tempiamasis betono stipris lygus 7,74 MPa, keičiamas tik irimo energijos dydis. Taikant pasirinktą modelį gaunama, kad, kintant plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono irimo energijai (pvz., 10–25 N/mm), liekamieji įtempiai labiau mažėja esant santykinai dideliam plyšio pločiui (4.5 pav., *a*).



a)



b)

**4.5 pav.** Tempiamojo betono įtempių ir plyšio pločio priklausomybės keičiant irimo energijos, reikalingos plyšiui plėstis iki elemento suirimo, dydį: a) plyšio pločio augimas iki  $w = 3,5$  mm; b) plyšio pločio augimas iki  $w = 0,3$  mm

4.5 pav. *b* dalyje pateikiama plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono liekamųjų tempimo įtempių ir plyšio pločio priklausomybė, kai plyšio plotis kinta iki  $w = 0,3$  mm, kuri, remiantis „Eurokodo 2“ standartu, atitinka rekomenduojamą ribinę plyšio pločio reikšmę esant agresyvesnėms aplinkos poveikio klasėms. Taigi pagal šį modelį iki nagrinėjamos plyšio pločio reikšmės liekamųjų tempimo įtempių dydis yra gaunamas artimas betonui tempiamajam stipriui, o plieno plaušo įtaka artima plastiniam darbui. Dėl šios priežasties betono tempiamasis stipris turi didesnę įtaką rezultatams, nes nuo jo priklauso, koks bus liekamųjų tempimo įtempių dydis. 4.5 pav. pateikti ir tie atvejai, kai irimo energija siekia mažiau nei 15 N/mm, nes, priklausomai nuo plaušo efektyvumo, ji gali būti ir mažesnė.

### 4.3. Rezultatų palyginimas ir aptarimas

Darbe analizuojamos lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų vidurinio pjūvio deformacijos, kreiviai ir įlinkiai, tempiamojo betono darbą aprašant pagal irimo energijos modelius. Tempiamojo įprastinio betono elgsena aprašoma pagal 1.10 pav. pateikiamą „CEB/FIP Model Code 2010“ modelį, kuris buvo supaprastintas priėmus prielaidą, kad prieš atsiveriant plyšiams betonas deformuojasi tampriai. Plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono elgsena aprašoma pagal 4.3 pav. *b* dalyje pateikiamą modelį, kai žinomas tempiamasis betono stipris ir irimo energija, nevertinant galimo deformacijų kietėjimo atsivėrus plyšiams. Taip pat priimant, kad nesupleišėjusio betono elgsena yra tampri. Kaip pastebima 4.5 pav. atliktoje liekamųjų tempimo įtempių ir irimo energijos modelio analizėje, plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono irimo energija tokia didelė, kad jos kitimas nuo 5 iki 25 N/mm nelemia didelių plyšių vystymosi skirtumų nagrinėjant elementus, kurių didžiausi plyšių pločiai neviršija 0,3 mm, o kai kuriais atvejais net daugiau. Taigi, žinant šiuos faktus, tyrimuose priimta 15 N/mm irimo energija, o lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų rezultatai analizuojami iki armatūros tekėjimo pradžios. Ypač stipraus betono tempiamasis stipris apskaičiuotas pasinaudojant lenkimo bandymų rezultatais pagal (1.10) formulę, keičiant  $\alpha$  koeficiento dydį. Kartu įvertinta galima tempiamojo betono stiprio įtaka tyrimų rezultatams.

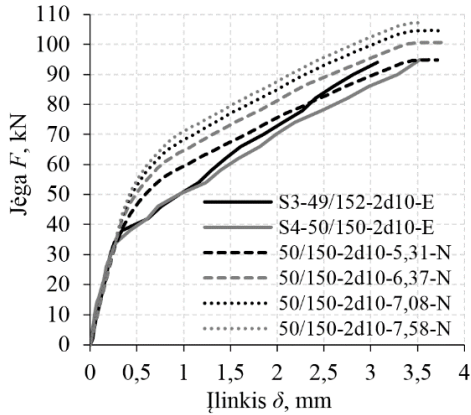
Atlikti lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų jėgos ir įlinkio priklausomybių (4.6 ir 4.7 pav.) skaičiavimai baigtinių elementų metodu rodo, kad, taikant prieš tai aprašytą plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono irimo energijos modelį, esminę įtaką rezultatams turi priimtas tempiamasis betono matricos stipris, nes visais atvejais, pasiekus tempiamąjį betono stiprį, prasideda artimas plastiniam plieno plaušo darbas. Taip pat rezultatams didelę įtaką turi tempiamosios armatūros kiekis. Kaip nustatyta tyrimais, didėjant armatūros kiekiui, skirtumas tarp eksperimentinių ir skaitinių jėgos ir įlinkio priklausomybių mažėja. Skaičiuojant baigtinių elementų metodu yra pervertinamas kompozitinių elementų pleišėjimo momentas ir elementų standumas iškart po tariamų plyšių atsivėrimo (tempiamajam betonui pasiekus plastines deformacijas). Pastebėta, kad eksperimentiniai ir apskaičiuoti visų tipų kompozitinių sijų įlinkiai skiriasi priklausomai nuo tempiamojo betono stiprio ir jėgos, kuriai esant fiksuojamas įlinkis.

Apskaičiuoti kompozitinių 50/150-d10 tipo sijų (4.6 pav., *a*) įlinkiai mažesni už eksperimentiškai išmatuotus apytiksliai:  $F = 50$  kN,  $\Delta\delta \approx 38\text{--}56$  %;  $F = 70$  kN,  $\Delta\delta \approx 16\text{--}52$  %. Kompozitinių 50/150-d14 tipo sijų (4.6 pav., *b*) rezultatai rodo mažesnes paklaidas:  $F = 60$  kN,  $\Delta\delta \approx 22\text{--}40$  %;  $F = 100$  kN, paklaida  $\Delta\delta$  apytiksliai kinta nuo  $-23$  % iki  $+2$  %. Pastaruoju atveju, jėgai  $F$  pasiekus atitinkamai daugiau už 100–140 kN, teoriniai kompozitinių sijų įlinkiai tampa didesni už eksperimentinius.

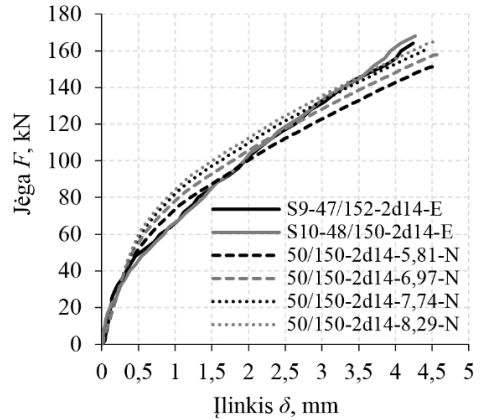
Faktiniai kompozitinių 70/130-d10 tipo sijų (4.7 pav., *a*) ypač stipraus betono sluoksnių storiai, gauti eksperimentų metu, šiek tiek mažesni nei teoriniai, todėl analizuojama tik kompozitinė sija su 65 mm ypač stipraus betono sluoksniu. Apskaičiuoti įlinkiai mažesni už išmatuotus, kai:  $F = 60$  kN,  $\Delta\delta \approx 32\text{--}56$  %;  $F = 80$  kN,  $\Delta\delta \approx 14\text{--}50$  %. Kompozitinių 70/130-d14 tipo sijų (4.7 pav., *b*) įlinkių paklaidos didesnės nei 50/150-d14 tipo sijų (4.6 pav., *b*), tačiau reikia paminėti, kad eksperimentiniai abiejų tipų sijų įlinkiai buvo labai panašūs, nepriklausomai nuo ypač



stipraus betono sluoksnio storio. Šiuo atveju apskaičiuoti 70/130-d14 tipo sijų (4.7 pav., b) įlinkiai taip pat buvo mažesni už eksperimentinius, kai:  $F = 60$  kN,  $\Delta\delta \approx 31\text{--}45\%$ ;  $F = 100$  kN,  $\Delta\delta \approx 12\text{--}34\%$ .

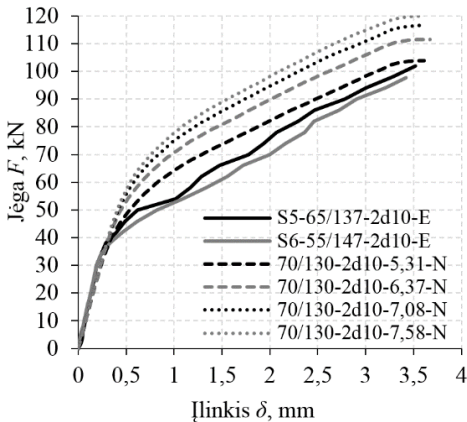


a)

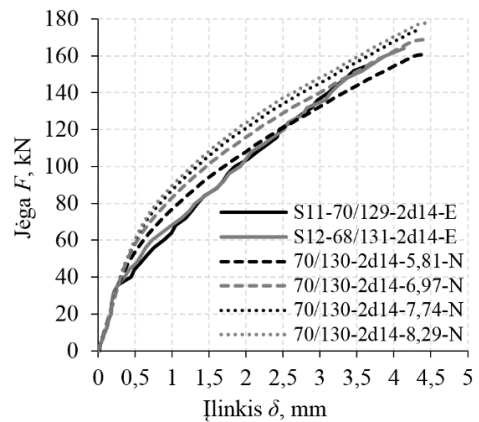


b)

**4.6 pav.** Baigtinių elementų metodu (N) apskaičiuotos ir eksperimentinės (E) kompozitinių gelžbetoninių sijų  $F\text{--}\delta$  priklausomybės: a) sijos S3 ir S4 ( $\rho = 0,577\%$ , apatiniai strypai – 2d10, plieno plaušo kiekis  $YSB = 157$  kg/m<sup>3</sup>); b) sijos S9 ir S10 ( $\rho = 1,132\%$ , apatiniai strypai – 2d14, plieno plaušo kiekis  $YSB = 157$  kg/m<sup>3</sup>)



a)



b)

**4.7 pav.** Baigtinių elementų metodu (N) apskaičiuotos ir eksperimentinės (E) kompozitinių gelžbetoninių sijų  $F\text{--}\delta$  priklausomybės: a) sijos S5 ir S6 ( $\rho = 0,577\%$ , apatiniai strypai – 2d10, plieno plaušo kiekis  $YSB = 157$  kg/m<sup>3</sup>); b) sijos S11 ir S12 ( $\rho = 1,132\%$ , apatiniai strypai – 2d14, plieno plaušo kiekis  $YSB = 157$  kg/m<sup>3</sup>)

#### 4.4. Ketvirtojo skyriaus išvados

1. Modeliuojant lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių sijų elgseną baigtinių elementų metodu, esminę įtaką armatūros įtempiams, kreiviui ir įlinkiui turi plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono liekamųjų tempimo įtempių kitimas atsivėrus plyšiui.
2. Aprašant kompozitų darbą per irimo energiją, gerokai supaprastinami skaičiavimai, tačiau šis modelis tinkamas tik medžiagoms, kurių elgsena atsivėrus plyšiui aprašoma kaip deformacijų minkštėjimas. Atliekant kombinuotai plieno plaušu ir mažu kiekiu armatūros armuotų kompozitinių elementų tyrimus, buvo gaunamos gana reikšmingos, apytiksliai iki 62 % siekiančios įlinkių paklaidos.
3. Kadangi plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono irimo energijos dydis per ploto vienetą atsivėrus plyšiams gali būti net 100–150 kartų didesnis nei įprastinio betono be plieno plaušo, todėl, aprašant kompozitų darbą per irimo energiją, plaušo elgsena vos atsivėrus plyšiui prilygsta plastinei. Tada didelę įtaką skaičiavimų rezultatams turi betono matricos stiprumas.
4. Modeliuojant lenkiamuosius kompozitinius gelžbetoninius elementus ir taikant tempiamojo betono įtempių ir plyšio pločio arba įtempių ir deformacijų priklausomybes, galima gauti tikslesnius rezultatus, tačiau norint tiksliai nustatyti šias priklausomybes reikia atlikti eksperimentus arba sudėtingus skaičiavimus, o tam tikrais atvejais įtempių ir deformacijų priklausomybės taikymas gali padidinti baigtinių elementų tinklelio įtaką.

## BENDROSIOS IŠVADOS

1. Išanalizavus mokslinėse publikacijose aprašomus lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų tyrimus, kuriems buvo naudojamas įprastinis ir kombinuotai plieno plaušu ir armatūra armuotas ypač stiprus betonas, nustatyta, kad didžioji dalis atliktų tyrimų orientuoti į esamų gelžbetoninių konstrukcijų sustiprinimą ir nepakankamai dėmesio skiriama naujų kompozitinių konstrukcijų gamybai ir skaičiavimo metodikų parengimui, o šių betonų mechaninės bei fizinės savybės ir elgsena gerokai skiriasi. Mokslinėje literatūroje teigiama, kad gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normose ir rekomendacijose pateikiamoje šlyties tarp skirtingų kompozitų skaičiavimo metodikoje neatsižvelgiama į tokius esminius parametrus, kaip skirtingos betonų susitraukimo deformacijos, kietinimo sąlygos ir skirtingi tamprumo moduliai.
2. Atlikus eksperimentinius tyrimus nustatyta, kad:
  - a) naujų kompozitinių gelžbetoninių elementų efektyvumas panaudojant plieno plaušu armuotą ypač stiprų betoną pasireiškia vertinant tiek saugos, tiek tinkamumo ribinį būvį: padidinama elemento laikomoji galia, standumas ir pleišėjimo momentas, sumažinami plyšių pločiai ir atstumas tarp jų, taip pat įtempiai tempiamojoje armatūroje;
  - b) kompozitinių elementų tyrimai netaikant terminio kietinimo parodė, kad, parinkus tinkamą betonavimo procedūrų eiliškumą, kompozitų sandūros paviršiaus papildomai paruošti nereikia;
  - c) terminis kietinimas  $90\pm 2$  °C temperatūroje kompozitiniams elementams iš įprastinio ir ypač stipraus betono gali būti ne toks efektyvus kaip elementams, pagamintiems tik iš ypač stipraus betono. Tačiau yra daugybė rezultatų lemiančių veiksnių.
3. Remiantis atliktais lenkiamųjų kompozitinių gelžbetoninių elementų eksperimentiniais tyrimais, sukurta skaičiavimo metodika, kurią taikant įvertinamas plieno plaušo redukuotųjų liekamųjų tempimo įtempimų kitimas ypač stipraus betono sluoksnyje atsivėrus plyšiui. Sudaryta skaičiavimo metodika gali būti taikoma kompozitinių elementų supleišėjusio skerspjūvio įtempimams, deformacijoms ir kreiviai apskaičiuoti pasitelkiant skirtingus metodus (sluoksnių (iteracinį), analitinį ir t. t.). Taikant sudarytą optimalaus sluoksnio storio apskaičiavimo metodiką, nustatyta, kad, atsižvelgiant į kompozitinio elemento sluoksnių standumus, optimalus ypač stipraus betono sluoksnis sudaro apie 30 % viso skerspjūvio aukščio.
4. Taikant sukurta modelį ir remiantis „Eurokode 2“ pateikiama deformacijų skaičiavimo metodika, apskaičiuoti kompozitinių elementų skerspjūvių vidutiniai kreiviai ir sijų vidurio įlinkiai. Palyginus eksperimentinius ir teoriškai gautus rezultatus, nustatyta, kad modelio patikimumas pakankamas skaičiuojant pagal tinkamumo ribinį būvį, t. y. apytiksliai iki  $0,6M_y$  ribos, kai didžiausia įlinkio paklaida siekė +39 % ir -21 %. Atlikus daugiau eksperimentinių tyrimų arba surinkus ir apdorojus daugiau kitų mokslininkų tyrimų rezultatų, ateityje būtų galima tikslinti modelį ir plėsti jo taikymo galimybes.

5. Modeliuojant kompozitines sijas baigtinių elementų metodu, esminę įtaką armatūros įtempiams, kreiviui ir įlinkiui turi plieno plaušu armuoto ypač stipraus betono liekamųjų tempimo įtempių kitimas atsivėrus plyšiui. Aprašant plieno plaušo elgseną per irimo energiją, gerokai supaprastinami skaičiavimai, tačiau nagrinėtu atveju, esant mažam armatūros kiekiui, gaunamos reikšmingos, apytiksliai iki 62 % siekiančios įlinkio paklaidos.

## LITERATŪRA

1. ABAQUS/CAE User's Guide (6.13). Dassault Systèmes Simulia Corp., 2013. Prieiga per: <http://abaqus.software.polimi.it/v6.13/books/usi/default.htm>
2. AFGC (Association Française de Génie Civil). Ultra-high performance fibre-reinforced concretes – Recommendations. Revised edition. France, 2013, 358 p.
3. AL-OSTA, M. A., M. N. ISA, M. H. BALUCH, M. K. RAHMAN. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials* [interaktyvus]. Elsevier, December 2016, vol. 134, 279–296. Prieiga per doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.12.094
4. AUGONIS, M., S. ZADLAUSKAS. The elastoplastic concrete strain influence on the cracking moment and deformation of rectangular reinforced concrete elements. *Mechanika* [interaktyvus]. Kaunas: Technologija, January 2013, vol. 19 (1), 5–11. Prieiga per doi: 10.5755/j01.mech.19.1.3619
5. AWINDA, K., J. CHEN, S. J. BARNETT. Investigating geometrical size effect on the flexural strength of the ultra high performance fibre reinforced concrete using the cohesive crack model. *Construction and Building Materials* [interaktyvus]. Elsevier, December 2015, vol. 105, 123–131. Prieiga per doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.12.012
6. BASTIEN-MASSE, M. and E. BRÜHWILER. Concrete bridge deck slabs strengthened with UHPFRC. In *IABSE Conference Rotterdam 2013, "Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructures"*, May 5–8, 2013, Rotterdam, The Netherlands. Rotterdam: IABSE, 2013. pp. 236–237.
7. BASTIEN-MASSE, M. and E. BRÜHWILER. Ultra high performance fiber reinforced concrete for strengthening and protecting bridge deck slabs. In *7th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS)*, July 7–11, 2014, Shanghai, China. Boca Raton: Crc Press-Taylor & Francis Group, 2014. pp. 2176–2182.
8. BASTIEN-MASSE, M., E. BRÜHWILER and T. MAKITA. Analytical modelling of R-UHPFRC – RC composite members subjected to combined bending and shear. In *RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC 2013)*, October 1–3, 2013, Marseille, France. Bagnaux: RILEM Publications S.A.R.L, 2014. pp. 177–186.
9. BIRKELAND, P. W., H. W. BIRKELAND. Connections in precast concrete construction. *Journal of the American Concrete Institute*. United States: American Concrete Institute, 1966, vol. 63 (3), 345–368.
10. BRÜHWILER, E. Rehabilitation and strengthening of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete. In *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting III: 3rd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, ICCRRR-3*, September 3–5, 2012, Cape Town, South Africa. London: Taylor & Francis Group, 2012. pp. 72–79.
11. BRÜHWILER, E. and E. DENARIÉ. Rehabilitation of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete. In *UHPC-2008: The Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, March 5–7, Kassel, Germany. Kassel: University of Kassel, 2008. pp. 895–902.
12. BRÜHWILER, E., E. DENARIÉ. Rehabilitation and strengthening of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete. *Structural Engineering*

- International [interaktyvus]. IABSE, November 2013, vol. 23 (4), 450–457. Prieiga per doi: 10.2749/101686613X13627347100437
13. CEB-FIP (Comité Euro International du Béton; Fédération International de la Précontraint). CEB-FIP Model Code 1990: Design Code. London: Thomas Telford, 1993.
  14. CHEN, L., B. A. GRAYBEAL. Finite element analysis of ultra-high performance concrete: Modeling structural performance of an AASHTO type II girder and a 2nd generation pi-girder, Federal Highway Administration, 2010, 177 p.
  15. CHEN, L., B. A. GRAYBEAL. Modeling structural performance of ultrahigh performance concrete I-girders. *Journal of Bridge Engineering* [interaktyvus]. ASCE Library, September 2011, vol. 17 (5), 754–764. Prieiga per doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000305
  16. DEMIR, A., H. OZTURK, G. DOK. 3D numerical modelling of RC deep beam behaviour by nonlinear finite element analysis. *Disaster Science and Engineering* [interaktyvus]. 2016, 2 (1), 13–18. Prieiga per: <http://www.disasterengineering.com>
  17. DENARIÉ, E., K. HABEL and E. BRÜHWILER. Structural behavior of hybrid elements with advanced cementitious materials (HPFRCC). In *HPFRCC-4, 4th International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, June 16–18, 2003, Ann Arbor, Michigan, USA. Bagnaux: RILEM Publications, 2003. pp. 277–300.
  18. EN 12390-3:2009. Testing hardened concrete. Part 3: Compressive strength of test specimens. European Committee for Standardization (CEN), 2009, 19 p.
  19. EN 12390-5:2009. Testing hardened concrete. Part 5: Flexural strength of test specimens. European Committee for Standardization (CEN), 2009, 11 p.
  20. EN 12390-13:2013. Testing hardened concrete. Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression. European Committee for Standardization (CEN), 2013, 18 p.
  21. EN 1990:2002. Eurocode: Basis of structural design. European Committee for Standardization (CEN), 2002, 87 p.
  22. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1. General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN), 2004, 225 p.
  23. FEHLING, Ekkehard ir kt. *Ultra-High Performance Concrete UHPC: Fundamentals, Design, Examples*. Berlin: Ernst & Sohn, 2014. Online ISBN: 9783433604076
  24. FIB (Fédération internationale du béton). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Ernst & Sohn, 2013. Online ISBN: 9783433604090.
  25. GRAYBEAL, B. A. Compressive behaviour of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *ACI Material Journal* [interaktyvus]. United States: American Concrete Institute, March–April 2007, vol. 104 (2), 146–152.
  26. GRAYBEAL, B. A. Compression testing of ultra-high-performance concrete. *Advances in Civil Engineering Materials* [interaktyvus]. ASTM International, November 2014a, vol. 4 (2), 102–112. Prieiga per doi: 10.1520/ACEM20140027
  27. GRAYBEAL, B. A. Tensile mechanical response of ultra-high-performance concrete. *Advances in Civil Engineering Materials* [interaktyvus]. ASTM International, November 2014b, vol. 4 (2), 62–74. Prieiga per doi: 10.1520/ACEM20140029
  28. GRAYBEAL, B. A., J. TANESI. Durability of an ultrahigh-performance concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering* [interaktyvus]. ASCE Library, October 2007, vol. 19 (10), 848–854. Prieiga per doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:10(848)

29. GRAYBEAL, B. A., M. DAVIS. Cylinder or cube: strength testing of 80 to 200 MPa (11.6 to 29 ksi) ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *ACI Material Journal* [interaktyvus]. United States: American Concrete Institute, November–December 2008, vol. 105(6), 603–609.
30. HABEL, K. Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPRFC) and reinforced concrete: doctoral thesis [interaktyvus]. Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland, 2004, 195 p. Prieiga per: [https://infoscience.epfl.ch/record/33507/files/EPFL\\_TH3036.pdf](https://infoscience.epfl.ch/record/33507/files/EPFL_TH3036.pdf)
31. HABEL, K., E. DENARIÉ, E. BRÜHWILER. Structural response of elements combining ultrahigh-performance fiber-reinforced concretes and reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering* [interaktyvus]. ASCE Library, November 2006, vol. 132 (11): 1793–1800. Prieiga per doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:11(1793)
32. HARRIS, D. K., M. A. CARBONELL MUÑOZ, A. GHEITASI, T. M. AHLBORN, S. V. RUSH. The challenges related to interface bond characterization of ultra-high-performance concrete with implications for bridge rehabilitation practices. *Advances in Civil Engineering Materials* [interaktyvus]. ASTM International, November 2014, vol. 4 (2), 75–101. Prieiga per doi: 10.1520/ACEM20140034.
33. HUSSEIN, L. Structural behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete composite members: doctoral thesis [interaktyvus]. Department of Civil Engineering, Ryerson University, Toronto, Canada, 2015, 223 p. Prieiga per: <http://digital.library.ryerson.ca/islandora/object/RULA%3A3783>
34. HUSSEIN, L., L. AMLEH. Structural behavior of ultra-high performance fibre reinforced concrete-normal strength concrete or high strength concrete composite members. *Construction and Building Materials* [interaktyvus]. Elsevier, September 2015, vol. 93, 1105–1116. Prieiga per doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.05.030
35. YANG, I. H., C. JOH, B. S. KIM. Structural behavior of ultra high performance concrete beams subjected to bending. *Engineering Structures* [interaktyvus]. Elsevier, November 2010, vol. 32 (11), 3478–3487. Prieiga per doi: 10.1016/j.engstruct.2010.07.017
36. YANG, I. H., C. JOH, B. S. KIM. Flexural strength of ultra high strength concrete beams reinforced with steel fibers. *Procedia engineering* [interaktyvus]. Elsevier, October 2011, vol. 14, 793–796. Prieiga per doi: 10.1016/j.proeng.2011.07.100
37. KHEDER, G. F., J. M. AL KAJAJI, R. M. DHIAB. Flexural strength and cracking behavior of hybrid strength concrete beams. *Materials and Structures* [interaktyvus]. SpringerLink, October 2010, vol. 43 (8), 1097–1111. Prieiga per doi: 10.1617/s11527-009-9569-9
38. LAMPROPOULOS, A. P., S. A. PASCHALIS, O. T. TSILOULOU, S. E. DRITSOS. Strengthening of reinforced concrete beams using ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPRFC). *Engineering Structures* [interaktyvus]. Elsevier, January 2016, vol. 106, 370–384. Prieiga per doi: 10.1016/j.engstruct.2015.10.042
39. LAPKO, A., B. SADOWSKA-BURACZEWSKA, A. TOMASZEWICZ. Experimental and numerical analysis of flexural composite beams with partial use of high strength/high performance concrete. *Journal of Civil Engineering and Management* [interaktyvus]. Taylor & Francis, April 2005, vol. 11 (2), 115–120. Prieiga per doi: 10.1080/13923730.2005.9636340
40. LEE, J., G. L. FENVES. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics* [interaktyvus]. ASCE Library, August 1998, vol. 124 (8), 892–900. Prieiga per doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)

41. LEUTBECHER, T. Rissbildung und zugtragverhalten von mit stabstahl und fasern bewehrtem ultrahochfesten beton (UHPC): doctoral thesis [interaktyvus]. University of Kassel, Kassel, Germany, 2008, 244 p. Prieiga per: <http://www.upress.uni-kassel.de/katalog/abstract.php?978-3-89958-374-8>
42. LEUTBECHER, T. FEHLING, E. Tensile behavior of ultra-high-performance concrete reinforced with reinforcing bars and fibers: minimizing fiber content. *ACI Structural Journal*. Farmington Hills, March–April 2012, vol. 109 (2), 253–263.
43. LÓPEZ, J. Á., P. SERNA, J. NAVARRO-GREGORI, E. CAMACHO. An inverse analysis method based on deflection to curvature transformation to determine the tensile properties of UHPFRC. *Materials and Structures* [interaktyvus]. SpringerLink, November 2015, vol. 48 (11), 3703–3718. Prieiga per doi: 10.1617/s11527-014-0434-0
44. LST EN 1992-1-1:2005. Eurokodas 2. Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. 1–1 dalis. Bendrosios ir pastatų taisyklės. Lietuvos standartizacijos departamentas (LSD), 2005, 232 p.
45. MÁCA, P., R. SOVJÁK, T. VAVŘINÍK. Experimental investigation of mechanical properties of UHPFRC. *Procedia engineering* [interaktyvus]. Elsevier, October 2013, vol. 65, 14–19. Prieiga per doi: 10.1016/j.proeng.2013.09.004
46. MAHMUD, G. H., Z. YANG, A. M. T. HASSAN. Experimental and numerical studies on size effects of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) beams. *Construction and Building Materials* [interaktyvus]. Elsevier, November 2013, vol. 48, 1027–1034. Prieiga per doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.07.061
47. MARTINOLA, G., A. MEDA, G. A. PLIZZARI and Z. RINALDI. An application of high performance fiber reinforced cementitious composites for RC beam strengthening. In *Proceedings of 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-6)*, June 17–22, 2007, Catania, Italy.
48. MARTINOLA, G., A. MEDA, G. A. PLIZZARI, Z. RINALDI. Strengthening and repair of RC beams with fiber reinforced concrete. *Cement & Concrete Composites* [interaktyvus]. Elsevier, July 2010, vol. 32, 731–739. Prieiga per doi: 10.1016/j.cemconcomp.2010.07.001
49. MOMAYEZ, A., A. A. RAMEZANIANPOUR, H. RAJAIE, M. R. EHSANI. Experimental investigation of the methods of evaluating the bond strength between concrete substrate and repair materials. *International Journal of Engineering, Transactions B: Applications* [interaktyvus]. Materials and Energy Research Center, December 2002, vol. 15 (4), 319–332. Prieiga per: <http://www.ije.ir/Vol15/No4/B/1.pdf>
50. MOMAYEZ, A., A. A. RAMEZANIANPOUR, H. RAJAIE, M. R. EHSANI. Bi-surface shear test for evaluating bond between existing and new concrete. *ACI Materials Journal*. United States: American Concrete Institute, 2004, vol. 101, no. 2, pp. 99–106. ISSN 0889-325X.
51. MOMAYEZ, A., M. R. EHSANI, A. A. RAMEZANIANPOUR, H. RAJAIE. Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials. *Cement and Concrete Research* [interaktyvus]. Elsevier, April 2005, vol. 35 (4), 748–757. Prieiga per doi: 10.1016/j.cemconres.2004.05.027
52. MOUSA, M. I. Factors affecting bond between repairing concrete and concrete substrate. *International Journal of Engineering and Innovative Technology (IJEIT)* [interaktyvus]. IJEIT, May 2015, vol. 4 (11), 47–56. Prieiga per: [http://www.ijeit.com/Vol%204/Issue%2011/IJEIT1412201505\\_07.pdf](http://www.ijeit.com/Vol%204/Issue%2011/IJEIT1412201505_07.pdf)



53. MUÑOZ, M. A. C. Compatibility of ultra high performance concrete as repair material: bond characterization with concrete under different loading scenarios: Master's Thesis, Michigan Technological University, Michigan, USA, 2012. Prieiga per: <http://digitalcommons.mtu.edu/etds/225>
54. MUÑOZ, M. A. C., D. K. HARRIS, T. M. AHLBORN, D. C. FROSTER. Bond performance between ultrahigh-performance concrete and normal-strength concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering* [interaktyvus]. ASCE Library, July 2014, vol. 26 (8), 04014031-1–04014031-9. Prieiga per doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000890
55. NAAMAN, A. E. High performance fiber reinforced cement composites. In: SHI, Caijun, Yilung L. Mo, eds. *High-performance construction materials: Science and applications. Engineering materials for technological needs – vol. 1.* Singapore, World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd, 2008, pp. 91–153. ISBN 139789812797353.
56. NAGAONKAR, D. S., J. P. BHUSARI. Characterization of reactive powder concrete with respect to its bond strength. *International Journal of Scientific & Engineering Research* [interaktyvus]. IJSER PUBLISHING, May 2014, vol. 5 (5), 279–282. Prieiga per: <http://www.ijser.org/onlineResearchPaperViewer.aspx?Characterization-of-Reactive-Powder-Concrete-with-respect-to-its-Bond-Strength.pdf>
57. NOSHIRAVANI, T. and E. BRÜHWILER. Behaviour of UHPFRC-RC beams subjected to combined bending and shear. In *Proceedings of 8th fib PhD Symposium in Civil Engineering*, June 20–23, 2010, Copenhagen, Denmark. Kgs. Lyngby: DTU Civil Engineering, Technical University of Denmark, 2010.
58. NOSHIRAVANI, T., E. BRÜHWILER. Analytical model for predicting response and flexure-shear resistance of composite beams combining reinforced ultrahigh performance fiber-reinforced concrete and reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering* [interaktyvus]. ASCE Library, June 2013a, vol. 140 (6), 04014012-1– 04014012-10. Prieiga per doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000902
59. NOSHIRAVANI, T., E. BRÜHWILER. Experimental investigation on reinforced ultra-high-performance fibre-reinforced concrete composite beams subjected to combined bending and shear. *ACI Structural Journal*. United States: American Concrete Institute, 2013b, vol. 110, no. 2, pp. 251–261. ISSN 0889-3241.
60. SADOWSKA-BURACZEWSKA, B. and A. LAPKO. The concept of strengthening of compressive zone in RC beams using HPC-HSC. In *Proceedings of 9th International Conference: Modern Building Materials, Structures and Techniques*, May 16–18, 2007, Vilnius, Lithuania. Vilnius: VGTU, Technika, 2007.
61. SAFDAR, M., T. MATSUMOTO, K. KAKUMA. Flexural behavior of reinforced concrete beams repaired with ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). *Composite Structures* [interaktyvus]. Elsevier, September 2016, vol. 157, 448–460. Prieiga per doi: 10.1016/j.compstruct.2016.09.010
62. SANTOS, D. S., P. M. D. SANTOS, D. DIAS-DA-COSTA. Effect of surface preparation and bonding agent on the concrete-to-concrete interface strength. *Construction and Building Materials* [interaktyvus]. Elsevier, December 2012, vol. 37, 102–110. Prieiga per doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.07.028
63. SANTOS, P. M. D. Assessment of the shear strength between concrete layers: doctoral thesis. University of Coimbra, Coimbra, Portugal, 2009, 338 p.
64. SANTOS, P. M. D. and E. N. B. S. JÚLIO. Recommended improvements to current shear-friction provisions of Model Code. In: *Proceedings of 3rd fib International Congress –*

- 2010, May 29–June 2, 2010, Washington, DC, United States. Chicago: Precast Prestressed Concrete Institute (PCI), 2010, pp. 1–21.
65. SHETTY, M. S. Concrete technology: theory and practice. 7th ed. India: S. Chand & Company Pvt. Ltd., 2013. ISBN: 978-81-219-0003-4.
  66. SKRIPKIŪNAS, G. Statybinių konglomeratų struktūra ir savybės. Kaunas: Vitae Litera, 2007. ISBN 978-9955-686-50-7.
  67. STR 2.05.03:2003. Statybinių konstrukcijų projektavimo pagrindai: statybos techninis reglamentas. Vilnius: Lietuvos Respublikos aplinkos ministerija, 2003.
  68. STR 2.05.05:2005. Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas: statybos techninis reglamentas. Vilnius: Lietuvos Respublikos aplinkos ministerija, 2005.
  69. SÜMER, Y., M. AKTAŞ. Defining parameters for concrete damage plasticity model, Challenge Journal of Structural Mechanics [interaktyvus]. 2015, vol. 1 (3), 149–155. Prieiga per doi: 10.20528/cjsmec.2015.07.023
  70. TAYEH, B. A., B. H. ABU BAKAR, M. A. MEGAT JOHARI. Characterization of the interfacial bond between old concrete substrate and ultra high performance fiber concrete repair composite. Materials and Structures [interaktyvus]. SpringerLink, October 2012, vol. 46 (5), 743–753. Prieiga per doi: 10.1617/s11527-012-9931-1
  71. TAYEH, B. A., B. H. ABU BAKAR, M. A. MEGAT JOHARI, Y. L. VOO. Evaluation of bond strength between normal concrete substrate and ultra high performance fiber concrete as a repair material. Procedia Engineering [interaktyvus]. Elsevier, April 2013, vol. 54, 554–563. Prieiga per doi: 10.1016/j.proeng.2013.03.050
  72. TIKALSKY, P. J., D. JONASSEN. Prieiga per:
  73. <http://www.engr.psu.edu/ce/courses/ce584/concrete/library/construction/curing/Accelerating%20strength%20gain.htm>
  74. TSIIOULOU, O. T., A. P. LAMPROPOULOS, S. E. DRITSOS. Experimental investigation of interface behaviour of RC beams strengthened with concrete layers. Construction and Building Materials [interaktyvus]. Elsevier, December 2012, vol. 40, 50–59. Prieiga per doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.09.093
  75. VOIT, K., J. KIRNBAUER. Tensile characteristics and fracture energy of fiber reinforced and non-reinforced ultra high performance concrete (UHPC). International journal of fracture [interaktyvus]. Springer, June 2014, vol. 188 (2), 147–157. Prieiga per doi: 10.1007/s10704-014-9951-7
  76. WILLE, K., S. EL-TAWIL, A. E. NAAMAN. Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading. Cement & Concrete Composites [interaktyvus]. Elsevier, April 2014, vol. 48, 56-66. Prieiga per doi: 10.1016/j.cemconcomp.2013.12.015
  77. WILLE, K. and A. E. NAAMAN. Fracture energy of UHP-FRC under direct tensile loading. In Proceedings of 7th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-7), May 23–28, 2010, Seoul, South Korea. Seoul: Korea Concrete Institute, 2010. pp. 65–72.
  78. WUEST, J. Structural behaviour of reinforced concrete elements improved by layers of ultra high performance reinforced concrete. In 6th International PhD Symposium in Civil Engineering, August 23–26, 2006, Zurich, Switzerland. Zurich: IBK, 2006. pp. 1–8.
  79. WUEST, J. Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans des éléments composites: doctoral thesis. [in French] Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland, 2007, 244 p.

80. XU, M., K. WILLE. Fracture energy of UHP-FRC under direct tensile loading applied at low strain rates. *Composites Part B: Engineering* [interaktyvus]. Elsevier, October 2015, vol. 80, 116–125. Prieiga per doi: 10.1016/j.compositesb.2015.05.031
81. ZINGAILA, T. and M. AUGONIS. Analysis of flexural NSRC-HSRC composite members cracking behaviour and concrete properties. In *Proceedings of the 4th International Conference Advanced Construction 2014*, October 9–10, 2014, Kaunas, Lithuania. Kaunas: Kaunas University of Technology, 2014a. pp. 189.
82. ZINGAILA, T., M. AUGONIS. Analysis of flexural NSRC-HSRC composite members cracking behaviour and concrete properties. *Journal of sustainable architecture and civil engineering = Darnioji architektūra ir statyba*. [interaktyvus]. Kaunas: Technologija, June 2014b, vol. 3 (8), 83–91. Prieiga per doi: 10.5755/j01.sace.8.3.7144
83. ZINGAILA, T. and M. AUGONIS. Influence of partial use of UHPC on the cracking moment of flexural composite beams. In *Proceedings of the 20th International Conference Mechanika 2015*, April 23–24, 2015, Kaunas, Lithuania. Kaunas: Kaunas University of Technology, 2015. pp. 281–286.
84. ZINGAILA, T., M. AUGONIS, M. R. T. ARRUDA, E. ŠERELIS, Š. KELPŠA. Experimental and numerical analysis of flexural concrete-UHPFRC/RC composite members. *Mechanika. Kauno technologijos universitetas, Lietuvos mokslų akademija, Vilniaus Gedimino technikos universitetas*. Kaunas: KTU. 2017, vol. 23 (2), 182–189. Prieiga per doi: <http://dx.doi.org/10.5755/j01.mech.23.2.17210>.
85. ZINGAILA, T., M. AUGONIS, E. ŠERELIS, Š. KELPŠA, D. MARTINAVIČIUS. Influence of heat treatment regimes on mechanical properties of NSC-UHPC composite members. In *Proceedings of the 5th International Conference Advanced Construction 2016*, October 6, 2016, Kaunas, Lithuania. Kaunas: Kaunas University of Technology, 2016a. pp. 89.
86. ZINGAILA, T., M. AUGONIS, E. ŠERELIS, Š. KELPŠA, D. MARTINAVIČIUS. Influence of heat treatment regimes on mechanical properties of NSC-UHPC composite members. *Journal of sustainable architecture and civil engineering = Darnioji architektūra ir statyba* [interaktyvus]. Kaunas: Technologija, June 2016b, vol. 14 (1), 51–59. Prieiga per doi: 10.5755/j01.sace.14.1.15820
87. БАЙКОВ, В. Н., Э. Е. СИГАЛОВ. Железобетонные конструкции. Общий курс. Учебник для вузов. 5-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1991. ISBN 527401528X.

## **MOKSLINIŲ PUBLIKACIJŲ DISERTACIJOS TEMA SĄRAŠAS STRAIPSNIAI**

### **Mokslinės informacijos instituto duomenų bazės „Clarivate Analytics Web of Science“ leidiniuose, turinčiuose citavimo indeksą**

1. Zingaila, Tadas; Augonis, Mindaugas; Arruda, Mário Rui Tiago; Šerelis, Evaldas; Kelpša, Šarūnas. Experimental and numerical analysis of flexural concrete-UHPFRC/RC composite members // *Mechanika / Kauno technologijos universitetas, Lietuvos mokslų akademija, Vilniaus Gedimino technikos universitetas*. Kaunas: KTU. ISSN 1392-1207. 2017, t. 23, nr. 2, p. 182–189. DOI: <http://dx.doi.org/10.5755/j01.mech.23.2.17210>. [Science Citation Index Expanded (Web of Science); INSPEC; Compendex; Academic Search Complete; FLUIDEX; Scopus].

### **Kitų tarptautinių duomenų bazių leidiniuose**

1. Zingaila, Tadas; Augonis, Mindaugas. Analysis of flexural NSRC-HSRC composite members cracking behaviour and concrete properties // *Journal of sustainable architecture and civil engineering = Darnioji architektūra ir statyba / Kaunas University of Technology*. Kaunas: Technologija. ISSN 2029-9990. 2014, Vol. 8, no. 3, p. 83–91. DOI: 10.5755/j01.sace.8.3.7144.
2. Zingaila, Tadas; Augonis, Mindaugas; Šerelis, Evaldas; Kelpša, Šarūnas; Martinavičius, Deividas. Influence of heat treatment regimes on mechanical properties of NSC-UHPC composite members // *Journal of sustainable architecture and civil engineering = Darnioji architektūra ir statyba*. Kaunas: Technologija. ISSN: 2029-9990, eISSN: 2335-2000. 2016, vol. 14, iss. 1, p. 51–59. [IndexCopernicus].

### **Konferencijų pranešimų medžiagoje**

1. Zingaila, Tadas; Augonis, Mindaugas. Analysis of flexural NSRC-HSRC composite members cracking behaviour and concrete properties // *Advanced construction 2014: proceedings of the 4th international conference, 9–10 October, 2014, Kaunas, Lithuania / Kaunas University of Technology*. Kaunas: Technologija. ISSN 2029-1213. 2014, p. 189.
2. Zingaila, Tadas; Augonis, Mindaugas. Influence of partial use of UHPC on the cracking moment of flexural composite beams // *Mechanika 2015: proceedings of the 20th international scientific conference, 23, 24 April 2015, Kaunas University of Technology, Lithuania / Kaunas University of Technology, Lithuanian Academy of Science, IFTOMM National Committee of Lithuania, Baltic Association of Mechanical Engineering*. Kaunas: Kauno technologijos universitetas. ISSN 1822-2951. 2015, p. 281–286.
3. Zingaila, Tadas; Augonis, Mindaugas; Šerelis, Evaldas; Kelpša, Šarūnas; Martinavičius, Deividas. Influence of heat treatment regimes on mechanical properties of NSC-UHPC composite members // *Advanced construction 2016: proceedings of the 5th international conference, 6 October, 2016, Kaunas, Lithuania*. Kaunas: Kaunas University of Technology. ISSN: 2029-1213. 2016, p. 89.



SL344. 2018-04-12, 12,75 leidyb. apsk. I. Tiražas 16 egz. Užsakymas 167.  
Išleido Kauno technologijos universitetas, K. Donelaičio g. 73, 44249 Kaunas  
Spausdino leidyklos „Technologija“ spaustuvė, Studentų g. 54, 51424 Kaunas