

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

*Janova 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,  
Konstrukcijska smer

Kandidat:

**Miha Oražem**

**ANALIZA KOMPOZITNIH NOSILCEV IZ  
LESA IN BETONA Z UPOŠTEVANJEM  
ZDRSA IN RAZMIKA**

**Diplomska naloga št.: 3152**

**Mentor:**  
prof. dr. Igor Planinc

**Somentor:**  
Aleš Kroflič

Ljubljana, 3. 5. 2011

## STRAN ZA POPRAVKE

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Skladno s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo,

Podpisani MIHA ORAŽEM izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:  
»ANALIZA KOMPOZITNIH NOSILCEV IZ LESA IN BETONA Z UPOŠTEVANJEM  
ZDRSA IN RAZMIKA«.

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev strokovnega naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali na drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana,

---

(podpis)

**BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.011.1:624.012.4:624.072.2(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Miha Oražem</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Igor Planinc</b>
<b>Somentor:</b>	<b>Aleš Kroflič</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Analiza kompozitnih nosilcev iz lesa in betona z upoštevanjem zdrsa in razmika</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>97 str., 10 pregl., 56 sl., 47 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>kompozitni nosilec, nelinearna analiza, metoda končnih elementov, zdrs med slojema, prečna delaminacija</b>

**Izvleček**

V diplomski nalogi je predstavljen nov numerični model za nelinearno analizo dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona. Numerični model je zasnovan na deformacijski metodi končnih elementov. Pomembna novost predstavljenega modela je v tem, da je za določitev napetostnega in deformacijskega stanja dvoslojnih kompozitnih nosilcev mogoče upoštevati tudi vpliv zamikov in razmikov na stiku med lesenim nosilcem in armiranobetonsko ploščo. Pri izpeljavi modela je bil uporabljen geometrijsko linearen Reissnerjev model ravninskega nosilca in nelinearni konstitucijski modeli lesa, betona, jekla in stika med slojema v vzdolžni in prečni smeri. S primerjavo med eksperimentalnimi in numeričnimi rezultati je bilo ugotovljeno, da je model zelo natančen in zato primeren za analizo dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 624.011.1:624.012.4:624.072.2(043.2)  
**Author:** Miha Oražem  
**Supervisor:** Assoc. Prof. Ph. D. Igor Planinc  
**Co supervisor:** Aleš Kroflič  
**Title:** Numerical analysis of timber-concrete composite beam considering inter-layer slip and delamination  
**Notes:** 97 p., 10 tab., 56 fig., 47 eq.  
**Key words:** composite beam, non-linear analysis, finite element method, inter-layer slip, delamination of layers

### **Abstract**

A new numerical model for the non-linear analysis of two-layer timber-concrete composite beams is presented. Numerical model is based on a strain finite element method. The effect of slip and uplift at the contact interface is considered for determination of stress-strain state of a two-layer composite beam which is an important novelty of presented model. Planar geometrically linear Reissner beam model and non-linear constitutive law of timber, concrete, steel and interface connection in longitudinal and transverse direction is considered. An excellent agreement between experimental and numerical results is observed. Therefore, it can be concluded that presented model is suitable for the analysis of two-layer composite timber-concrete beams.

## ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Igorju Planincu in somentorju Alešu Krofliču. Za koristne napotke se zahvaljujem tudi doc. dr. Sebastjanu Bratini.

Prav tako se zahvaljujem vsem, ki so mi v času študija pomagali, najbolj pa svoji družini.

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>DVOSLOJNI KOMPOZITNI NOSILCI IZ LESA IN BETONA</b>	<b>5</b>
2.1	Splošno	5
2.2	Delovanje kompozitnega sistema	9
2.3	Vrste medstojne povezave kompozitnega sistema iz lesa in betona	11
2.3.1	Splošno	11
2.3.2	Mehanske povezave pri kompozitnem nosilcu iz lesa in na mestu litega betona	13
2.3.2.1	Primeri strižnega obnašanja povezav (Van der Linden, 1999)	15
2.3.2.1.1	Splošne značilnosti vseh preizkušancev	19
2.3.2.1.2	Značilnosti povezave s križno uvrtnimi vijaki	19
2.3.2.1.3	Značilnosti povezave z ježevkami	20
2.3.2.1.4	Značilnosti povezave z utori in mozniki	20
2.3.2.1.5	Značilnosti povezave s konično izvrtanimi utori v vezane plošče	21
2.3.2.1.6	Rezultati strižnih preiskav vseh predstavljenih mehanskih povezav	21
2.3.3	Mehanske povezave pri kompozitnem nosilcu iz lesa in prefabriciranega betona	27
2.3.3.1	Primeri strižnega obnašanja najučinkovitejših mehanskih povezav pri kompozitnem sistemu iz lesa in prefabriciranega betona	28
2.3.3.1.1	Splošne značilnosti vseh preizkušancev	29
2.3.3.1.2	Rezultati strižnih preiskav obeh predstavljenih mehanskih povezav	30
2.3.4	Mehanske povezave mostnih kompozitnih sistemov iz lesa in betona	32
2.3.4.1	Primeri konkretnih mehanskih povezav pri mostnih kompozitnih sistemih iz lesa in betona	32
2.4	Dolgotrajno obnašanje kompozitnega nosilca iz lesa in betona	33

<b>3</b>	<b>NUMERIČNI MODEL KOMPOZITNEGA NOSILCA IZ LESA IN BETONA</b>	<b>35</b>
<b>3.1</b>	<b>Osnovne predpostavke</b>	<b>35</b>
<b>3.2</b>	<b>Kinematične, ravnotežne in konstitucijske enačbe</b>	<b>35</b>
<b>3.3</b>	<b>Vezne enačbe</b>	<b>42</b>
<b>3.4</b>	<b>Formulacija končnih elementov</b>	<b>44</b>
<b>4</b>	<b>PROJEKTIRANJE DVOSLOJNIH KOMPOZITNIH NOSILCEV IZ LESA IN BETONA V SKLADU Z EVROPSKIMI STANDARDI</b>	<b>50</b>
<b>4.1</b>	<b>Splošno</b>	<b>50</b>
<b>4.2</b>	<b>Efektivna upogibna togost dvoslojnega sestavljenega nosilca</b>	<b>51</b>
<b>4.3</b>	<b>Strižna togost veznega sredstva</b>	<b>53</b>
<b>4.4</b>	<b>Kontrola normalnih napetosti</b>	<b>53</b>
<b>4.5</b>	<b>Kontrola strižnih napetosti</b>	<b>54</b>
<b>4.6</b>	<b>Kontrola nosilnosti veznih sredstev</b>	<b>55</b>
<b>4.7</b>	<b>Kontrola pomikov</b>	<b>56</b>
<b>4.8</b>	<b>Sodelujoča širina tlačene betonske pasnice</b>	<b>57</b>
<b>5</b>	<b>RAČUNSKI PRIMERI</b>	<b>59</b>
<b>5.1</b>	<b>Validacija matematičnega modela</b>	<b>59</b>
<b>5.1.1</b>	<b>Eksperimentalno obnašanje kompozitnega nosilca iz lesa in prefabriciranega betona z veznimi sredstvi tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>59</b>
<b>5.1.1.1</b>	<b>Podatki preizkušancev</b>	<b>59</b>
<b>5.1.1.2</b>	<b>Upogibni preizkusi</b>	<b>61</b>
<b>5.1.1.3</b>	<b>Rezultati upogibnih preizkusov</b>	<b>62</b>
<b>5.1.2</b>	<b>Eksperimentalno obnašanje kompozitnega nosilca iz lesa in prefabriciranega betona z veznimi sredstvi tipa SST+S (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>64</b>
<b>5.1.2.1</b>	<b>Podatki preizkušancev</b>	<b>64</b>
<b>5.1.2.2</b>	<b>Upogibni preizkusi</b>	<b>66</b>
<b>5.1.2.3</b>	<b>Rezultati upogibnih preizkusov</b>	<b>66</b>



<b>5.1.3</b>	<b>Numerična analiza kompozitnega nosilca iz lesa in prefabriciranega betona z veznimi sredstvi tipa SP+N</b>	<b>68</b>
<b>5.1.3.1</b>	<b>Osnovni podatki</b>	<b>68</b>
<b>5.1.3.1.1</b>	<b>Konstitucijski zakon lesa</b>	<b>68</b>
<b>5.1.3.1.2</b>	<b>Konstitucijski zakon betona</b>	<b>69</b>
<b>5.1.3.1.3</b>	<b>Konstitucijski zakon jekla za armiranje</b>	<b>69</b>
<b>5.1.3.1.4</b>	<b>Konstitucijski zakon stika</b>	<b>70</b>
<b>5.1.3.2</b>	<b>Primerjava rezultatov numeričnega modela in eksperimentalnih rezultatov</b>	<b>71</b>
<b>5.1.4</b>	<b>Numerična analiza kompozitnega nosilca iz lesa in prefabriciranega betona z veznimi sredstvi tipa SST+S</b>	<b>74</b>
<b>5.1.4.1</b>	<b>Osnovni podatki</b>	<b>74</b>
<b>5.1.4.1.1</b>	<b>Konstitucijski zakon lesa</b>	<b>74</b>
<b>5.1.4.1.2</b>	<b>Konstitucijski zakon betona</b>	<b>74</b>
<b>5.1.4.1.3</b>	<b>Konstitucijski zakon jekla za armiranje</b>	<b>74</b>
<b>5.1.4.1.4</b>	<b>Konstitucijski zakon stika</b>	<b>75</b>
<b>5.1.4.2</b>	<b>Primerjava rezultatov numeričnega modela in eksperimentalnih rezultatov</b>	<b>75</b>
<b>5.2</b>	<b>Primerjava rezultatov numeričnega modela in modela skladno z Evrokodom</b>	<b>79</b>
<b>5.2.1</b>	<b>Analiza prostoležečega kompozitnega nosilca iz lesa in betona skladno s standardi Evrokod</b>	<b>79</b>
<b>5.2.1.1</b>	<b>Obtežba sestavljenega prostoležečega nosilca</b>	<b>79</b>
<b>5.2.1.2</b>	<b>Geometrijske karakteristike prereza, karakteristike materiala in veznih sredstev</b>	<b>80</b>
<b>5.2.1.3</b>	<b>Račun koeficienta podajnosti veznih sredstev in geometrijskih karakteristik nadomestnega prečnega prereza za mejno stanje nosilnosti</b>	<b>82</b>
<b>5.2.1.4</b>	<b>Račun koeficienta podajnosti veznih sredstev in geometrijskih karakteristik nadomestnega prereza za mejno stanje uporabnosti</b>	<b>82</b>
<b>5.2.1.5</b>	<b>Račun momentov, napetosti in deformacij sestavljenega prereza vzdolž kompozitnega nosilca ter obremenitve veznega sredstva</b>	<b>83</b>
<b>5.2.1.6</b>	<b>Račun zdrsov na stični ploskvi vzdolž kompozitnega nosilca</b>	<b>87</b>

<b>5.2.1.7</b>	<b>Račun pomika kompozitnega nosilca za mejno stanje uporabnosti</b>	<b>90</b>
<b>5.2.2</b>	<b>Primerjava rezultatov</b>	<b>91</b>
<b>6</b>	<b>ZAKLJUČEK</b>	<b>94</b>
<b>VIRI</b>		<b>95</b>

## KAZALO SLIK

<b>Slika 1: Kompozitni nosilec iz jekla in betona (Kroflič, 2007)</b>	<b>5</b>
<b>Slika 2: Kompozitni strop iz lesa in betona (Wieland)</b>	<b>6</b>
<b>Slika 3: Prekladna konstrukcija mostu iz lesa in betona (Lee)</b>	<b>8</b>
<b>Slika 4: Nekatere vrste medstojnih povezav popolnoma montažnega kompozitnega sistema iz lesa in betona (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>9</b>
<b>Slika 5: Primer deformiranja prostoležečega kompozitnega nosilca v primeru različne povezave (Bratina, 1998)</b>	<b>10</b>
<b>Slika 6: Potek deformacij po prerezu kompozitnega nosilca v primeru različno toge povezave med slojema (Bratina, 1998)</b>	<b>11</b>
<b>Slika 7: Najbolj razširjene mehanske povezave za kompozitni sistem iz lesa in na mestu litega betona (Faggiano in sod., 2009)</b>	<b>13</b>
<b>Slika 8: Konstitucijski zakon zdrsa najbolj uporabljenih povezav kompozita iz lesa in betona (Faggiano in sod., 2009)</b>	<b>14</b>
<b>Slika 9: Prikaz določitve modulov zdrsa na diagramu sila-zdrs (Čas, 1999)</b>	<b>15</b>
<b>Slika 10: Preizkušane s križno uvrtnimi vijaki pod kotom 45° (enote v mm)</b>	<b>15</b>
<b>Slika 11: Preizkušane s ježevkami (enote v mm)</b>	<b>16</b>
<b>Slika 12: Preizkušane s zarezo in armaturno palico (enote v mm)</b>	<b>16</b>
<b>Slika 13: Preizkušane s konično izvrtanimi utori v vezane plošče (enote v mm)</b>	<b>17</b>
<b>Slika 14: Odvisnost strižne sile in zdrsa za povezave s križno uvrtnimi vijaki serije D in srednje obnašanje za serijo B (Van der Linden, 1999)</b>	<b>22</b>
<b>Slika 15: Odvisnost strižne sile in zdrsa za povezave z ježevkami serije B in srednje obnašanje za serijo A (Van der Linden, 1999)</b>	<b>23</b>
<b>Slika 16: Odvisnost strižne sile in zdrsa za povezave z zarezi in moznikom serije B in srednje obnašanje za serijo A (Van der Linden, 1999)</b>	<b>25</b>
<b>Slika 17: Odvisnost strižne sile in zdrsa za povezave s koničnimi utori serije F in srednje obnašanje za serijo G (Van der Linden, 1999)</b>	<b>26</b>
<b>Slika 18: Shematični prikaz obravnavanih mehanskih povezav SST+S in SP+N pri popolnoma montažnem kompozitnem sistemu (Lukaszewska in Fragiaco, 2010)</b>	<b>28</b>

<b>Slika 19: Konkretna strižna preizkušanca s povezavama SST+S in SP+N pri popolnoma montažnem kompozitnem sistemu (Lukaszewska in Fragiacom, 2010)</b>	<b>29</b>
<b>Slika 20: Rezultati strižnih testov za eno povezavo v obliki odvisnosti strižne sile od zdrsa vseh šestih preizkušancev (Lukaszewska in Fragiacom, 2010)</b>	<b>30</b>
<b>Slika 21: Dejanska porušitev vzorcev povezav: a) povezava SST+S, b) povezava SP+N (Lukaszewska in Fragiacom, 2010)</b>	<b>31</b>
<b>Slika 22: Primer mehanske povezave s pomočjo krivljenih armaturnih palic (Kuhlmann in sod., 2008)</b>	<b>33</b>
<b>Slika 23: Deformirana in nedeformirana lega dvoslojnega kompozitnega nosilca iz lesa in betona</b>	<b>36</b>
<b>Slika 24: Konstitucijski zakon lesa (Pischl, 1980)</b>	<b>39</b>
<b>Slika 25: Konstitucijski zakon betona po SIST EN 1992-1-1</b>	<b>40</b>
<b>Slika 26: Konstitucijski zakon jekla za armiranje po SIST EN 1992-1-1</b>	<b>41</b>
<b>Slika 27: Geometrijski pomen zdrsa in razmika kompozitnega nosilca</b>	<b>43</b>
<b>Slika 28: Geometrijske karakteristike prečnega prereza sestavljenih dvoslojnih nosilcev in razporeditev normalnih napetosti po prečnem prerezu</b>	<b>52</b>
<b>Slika 29: Geometrijski parametri sodelujoče širine tlačne betonske plošče</b>	<b>57</b>
<b>Slika 30: Razdalje ničelnih točk momentov za izračun sodelujoče širine</b>	<b>58</b>
<b>Slika 31: Geometrijski podatki preizkušancev (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>59</b>
<b>Slika 32: Preizkušanec z vgrajeno povezavo tipa SP+N tik pred betoniranjem (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>61</b>
<b>Slika 33: Kompozitni nosilec z mehansko strižno povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>62</b>
<b>Slika 34: Eksperimentalna odvisnost med obtežbo in prečnim pomikom na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>63</b>
<b>Slika 35: Eksperimentalna odvisnost med obtežbo in zdrsom ob podpori kompozitnega nosilca s povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>64</b>
<b>Slika 36: Preizkušanec z vgrajeno povezavo tipa SST+S tik pred betoniranjem in po njem (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>65</b>

<b>Slika 37: Kompozitni nosilec z mehansko strižno povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>66</b>
<b>Slika 38: Eksperimentalna odvisnost med obtežbo in prečnim pomikom na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SST+S (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>67</b>
<b>Slika 39: Eksperimentalna odvisnost med obtežbo in zdrsom ob podpori kompozitnega nosilca s povezavo tipa SST+S (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>68</b>
<b>Slika 40: Konstitucijski zakon lesa v vzdolžni smeri za numerično analizo kompozitnega nosilca iz lesa in betona</b>	<b>69</b>
<b>Slika 41: Upoštevan zvezni konstitucijski zakon stika za vezna sredstva tipa SP+N</b>	<b>70</b>
<b>Slika 42: Primerjava obtežno-deformacijske krivulje prečnega pomika na sredini razpona kompozitnega nosilca v odvisnosti od obtežbe s povezavo tipa SP+N</b>	<b>71</b>
<b>Slika 43: Primerjava obtežno-deformacijske krivulje zdrsa ob podpori kompozitnega nosilca v odvisnosti od obtežbe s povezavo tipa SP+N</b>	<b>72</b>
<b>Slika 44: Izračunan potek deformacij po prerezu na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SP+N pri porušni obtežbi</b>	<b>73</b>
<b>Slika 45: Izračunan potek napetosti po prerezu na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SP+N pri porušni obtežbi</b>	<b>73</b>
<b>Slika 46: Upoštevan zvezni konstitucijski zakon stika za vezna sredstva tipa SST+S</b>	<b>75</b>
<b>Slika 47: Primerjava obtežno-deformacijske krivulje prečnega pomika na sredini razpona kompozitnega nosilca v odvisnosti od obtežbe s povezavo tipa SST+S</b>	<b>76</b>
<b>Slika 48: Primerjava obtežno-deformacijske krivulje zdrsa ob podpori kompozitnega nosilca v odvisnosti od obtežbe s povezavo tipa SST+S</b>	<b>77</b>
<b>Slika 49: Deformacije po prerezu na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SST+S pri porušni obtežbi</b>	<b>78</b>
<b>Slika 50: Napetosti po prerezu na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SST+S pri porušni obtežbi</b>	<b>78</b>
<b>Slika 51: Geometrija obravnavanega kompozitnega nosilca</b>	<b>80</b>
<b>Slika 52: Določitev tangentnega modula zdrsa iz konstitucijskega diagrama strižnega obnašanja veznega sredstva SP+N</b>	<b>81</b>
<b>Slika 53: Deformacije po prerezu na sredini razpona prostoležečega kompozitnega nosilca po standardih Evrokod pri obtežbi mejnega stanja nosilnosti</b>	<b>86</b>

---

<b>Slika 54: Napetosti po prerezu na sredini razpona prostoležečega kompozitnega nosilca po standardih Evrokod pri obtežbi mejnega stanja nosilnosti</b>	<b>87</b>
<b>Slika 55: Potek zdrsa vzdolž obravnavanega kompozitnega nosilca pri obtežbi mejnega stanja nosilnosti</b>	<b>90</b>
<b>Slika 56: Primerjava nivojev točkovne obtežbe eksperimenta, numeričnega modela in modela skladno z Evrokodi</b>	<b>92</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

<b>Preglednica 1: Značilnosti preizkušancev strižnih preiskav (Van der Linden, 1999)</b>	<b>18</b>
<b>Preglednica 2: Rezultati strižnih testov: moduli zdrsa in strižne trdnosti za obe mehanski povezavi (Lukaszewska in Fragiaco, 2010)</b>	<b>31</b>
<b>Preglednica 3: Izmerjene mehanske lastnosti betona in lesa za preizkušanec s strižno povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>60</b>
<b>Preglednica 4: Izmerjene vrednosti porušne obtežbe pri obravnavanih kompozitnih nosilcih s strižno povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>63</b>
<b>Preglednica 5: Izmerjene mehanske lastnosti betona in lesa za preizkušanec s strižno povezavo tipa SST+S (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>65</b>
<b>Preglednica 6: Izmerjene vrednosti porušne obtežbe pri obravnavanih kompozitnih nosilcih s strižno povezavo tipa SST+S (Lukaszewska in sod., 2010)</b>	<b>67</b>
<b>Preglednica 7: Napetosti vzdolž polovice obravnavanega kompozitnega nosilca za mejno stanje nosilnosti po standardih Evrokod</b>	<b>84</b>
<b>Preglednica 8: Deformacije vzdolž polovice obravnavanega kompozitnega nosilca za mejno stanje nosilnosti po standardih Evrokod</b>	<b>85</b>
<b>Preglednica 9: Zdrsi vzdolž polovice nosilca pri mejni obremenitvi mejnega stanja nosilnosti po standardih Evrokod</b>	<b>89</b>
<b>Preglednica 10: Primerjava pomikov na sredini razpona kompozitnega nosilca iz lesa in betona s povezavami tipa SP+N pri obtežbi mejnega stanja uporabnosti</b>	<b>92</b>





## 1 UVOD

Uporaba sestavljenih konstrukcij je v gradbeništvu omogočila veliko število novih načinov gradnje in oblikovanja konstrukcij. Ko govorimo o sestavljenih nosilcih, imamo navadno v mislih tako slojevite kot sestavljene nosilce (Kroflič, 2007). O slojevitih govorimo takrat, ko obstoječemu nosilcu dodamo en ali več novih slojev materiala. Na ta način pri sanaciji konstrukcij ojačimo poškodovane dele. Praktičen primer take ojačitve je nadvišanje armiranobetonske plošče s tanjšim slojem betona. Stopnja povezanosti obeh slojev je odvisna od obdelave stične površine. O sestavljenih nosilcih pa govorimo takrat, ko dva ali več nosilcev povežemo v celoto z mehanskimi veznimi sredstvi. Stopnja povezanosti pri takih nosilcih je v največji meri odvisna od uporabljenih veznih sredstev in manj od obdelave stične ploskve. Sestavljene konstrukcije zelo pogosto imenujemo kompozitne konstrukcije.

Nekateri gradbeni materiali enako dobro prenašajo tako tlačne kot natezne obremenitve. Tak material je jeklo, nekoliko manj izrazito pa tudi les. Dejansko je natezna trdnost idealnega lesa občutno večja od tlačne trdnosti. Nepravilnosti, ki so praviloma prisotne v lesu, bistveno vplivajo na zmanjšanje natezne trdnosti lesa. Zato pri projektiranju upoštevamo sorazmerno majhno razliko med natezno in tlačno trdnostjo lesa. Zaradi tega sta jeklo in les primerna gradbena materiala praktično za vse vrste gradbenih konstrukcij. V gradbeništvu se zelo veliko, če ne kar največ, uporablja beton, ki dobro prenaša tlačne, slabo pa natezne obremenitve, zato njegove natezne trdnosti pri dokazovanju nosilnosti konstrukcij praviloma ne upoštevamo. Za gospodarno snovanje gradbenih konstrukcij je zato najpomembnejša zasnova učinkovitega konstrukcijskega sistema in s tem povezana izbira gradbenega materiala. Zato v območju tlačnih obremenitev uporabljamo materiale, ki dobro prenašajo tlačne obremenitve, v območju nateznih obremenitev pa materiale, ki dobro prenašajo natezne obremenitve. Tako so se razvile armiranobetonske, za njimi prednapete in kasneje še druge kompozitne konstrukcije.

Les je eden najstarejših gradbenih materialov, ki ima v arhitekturi in gradbeništvu pomembno vlogo. Med lesene konstrukcije uvrščamo vse vrste konstrukcij iz masivnega in lameliranega lesa, kjer je povezovanje posameznih konstrukcijskih elementov izvedeno z veznimi sredstvi.

Pri sodobnih kompozitnih konstrukcijah iz lesa se uporabljajo najnovejša vezna sredstva in lepljen les, večslojne furnirne plošče in druge industrijske komponente. Najnovejša vezna sredstva in povezovanja različnih materialov omogočajo racionalizacijo gradnje najzahtevnejših kompozitnih konstrukcij, kot so kompozitne konstrukcije iz lesa in betona.

V novejšem času je opazno povečanje uporabe kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona pri obnovah stropov starih zidanih hiš in tudi pri obnovi mostnih prekladnih konstrukcij. Te vrste kompozitnih konstrukcij nudijo številne prednosti, predvsem pri prenovi starih zidanih stavb. Tako lahko pri prenovi starih lesenih tal oziroma stropov leseni del stropa ostane nedotaknjen, nadvišamo oziroma ojačimo pa ga z armiranobetonsko ploščo. Na ta način stropni konstrukciji povečamo nosilnost, zvočno in toplotno izolativnost, požarno odpornost in zagotovimo pretežno togo horizontalno diafragmo pri horizontalni obremenitvi stavbe. Pri ojačitvah mostov z dodatno armiranobetonsko ploščo pa ta, poleg ojačitve, ščiti lesene nosilce tudi pred padavinami in direktnim sončnim sevanjem.

V diplomski nalogi bomo analizirali kompozitne nosilce iz lesa in betona, pri katerih je pretežno tlačni del nosilca iz betona, pretežno natezni pa iz lesa. Oba sestavna dela kompozitnega nosilca sta vzdolž stične ploskve med seboj povezana z veznimi sredstvi. Ker je popolno (togo) povezavo med slojema obravnavanega kompozitnega nosilca praktično nemogoče narediti, opazimo na stiku zaradi delovanja zunanje obtežbe zamike v vzdolžni smeri in lahko tudi razmike oziroma vtiske med slojema (Kroflič, 2007). Zamike in razmike pogosto imenujemo vzdolžna in prečna delaminacija nosilca ali pa samo delaminacija. Velikost zamika in razmika je odvisna od vrste povezave. Če so zamiki in razmiki na stiku slojev praktično enaki nič, govorimo o togi povezavi med sloji, če pa so različni od nič, kar je običajno, pa govorimo o podajni povezavi med sloji kompozitnega nosilca (Kroflič, 2007).

Povezavo med lesenim nosilcem in betonsko ploščo z mehanskimi veznimi sredstvi lahko izvedemo na različne načine. Najpogosteje vezna sredstva vgradimo na gradbišču, ki po strditvi betona povežejo lesene nosilce z betonsko ploščo v kompozitno celoto. Alternativno lahko med lesen nosilec in betonsko ploščo vložimo tudi stalni opaž (npr. jekleno pločevino). Ta se pritrdi na lesen nosilec, služi kot vezno sredstvo in opaž betonske plošče ter zagotavlja lepši videz konstrukcije s spodnje strani. V novejšem času opažamo veliko uporabo

prefabriciranih sistemov kompozitne gradnje iz lesa in betona, pri katerih se vezna sredstva vgradijo že v betonsko ploščo. Ta se na gradbišču pritrdirijo na lesene nosilce in tako povežejo kompozitno celoto. Na ta način lažje zagotavljamo višjo kakovost gradnje in kontrolo vgrajenih materialov.

Podrobneje bomo v diplomski nalogi predstavili numerični model za nelinearno analizo kompozitnih nosilcev iz lesa in betona z upoštevanjem vzdolžne in prečne delaminacije stika. Hkrati pa bomo v nalogi predstavili praktično načrtovanje kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona, kot ga predlaga SIST EN 1995-1-1. Naprednejša in natančnejša je seveda nelinearna numerična analiza tovrstnih kompozitnih nosilcev. Rezultati take analize nam omogočajo optimalnejše projektiranje kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona. Zato bo pomemben del diplomske naloge tudi predstavitev uporabe numerične analize. Predstavljeni numerični model bo zasnovan na deformacijskih končnih elementih, pri katerih interpoliramo ločeno osne in upogibne deformacije z Lagrangejevimi interpolacijskimi polinomi. Poleg standardnih predpostavk Reissnerjevega modela ravninskih nosilcev bomo v predstavljenem numeričnem modelu upoštevali tudi nelinearne lastnosti lesa in betona ter nelinearnega obnašanja veznih sredstev v vzdolžni in prečni smeri. Reoloških pojavov, kot sta lezenje in krčenje, v diplomski nalogi ne obravnavamo.

Diplomska naloga ima poleg uvodnega poglavja in seznama uporabljene literature še štiri vsebinsko zaokrožena poglavja.

V drugem poglavju predstavljamo glavne značilnosti obnašanja dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona. Posebno pozornost namenimo različnim veznim sredstvom, ki se uporabljajo za povezavo lesa in betona v kompozitno celoto. Podrobneje predstavimo obnašanje mehanskih veznih sredstev, ki se vgradijo na gradbišču oziroma mehanskih veznih sredstev kompozitne konstrukcije iz lesa in prefabriciranega betona.

V tretjem poglavju podrobneje predstavimo numerični model za nelinearno analizo dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona. Predvidimo nelinearno obnašanje lesa in betona ter nelinearno obnašanje stika med slojema v vzdolžni in prečni smeri. V predstavljenem numeričnem modelu veznih sredstev ne modeliramo s točkovnimi vzmetmi, ampak vzmet

razmažemo vzdolž celotne stične ploskve. Dobljeni sistem kinematičnih, ravnotežnih, konstitucijskih in veznih enačb matematičnega modela sestavljajo diferencialne in algebrajske enačbe. Rešimo ga z uporabo deformacijskih končnih elementov.

Četrto poglavje obsega predstavitev poenostavljene metode za analizo kompozitnih nosilcev iz lesa in betona po SIST EN 1995-1-1. Predstavimo tudi določitev sodelujoče širine betonske pasnice po standardu SIST EN 1995-2:2004 oziroma SIST EN 1992-1-1.

V petem poglavju najprej predstavljamo eksperimentalne rezultate raziskav dveh vrst kompozitnih nosilcev iz lesa in prefabriciranega betona, ki smo jih zasledili v literaturi. S pomočjo teh eksperimentalnih rezultatov ocenimo natančnost predstavljenega numeričnega modela za analizo dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona. S primerjavo med eksperimentalnimi in numeričnimi rezultati nelinearne metode in poenostavljene metode skladno z SIST EN 1995-1-1 na koncu ocenimo tudi primernost poenostavljene metode po SIST EN 1995-1-1.

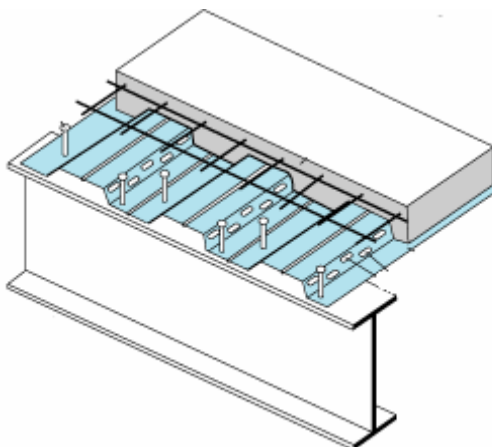
V zaključku povzamemo glavne ugotovitve predstavljene diplomske naloge.

## 2 DVOSLOJNI KOMPOZITNI NOSILCI IZ LESA IN BETONA

### 2.1 Splošno

Kompozitni nosilci iz lesa in betona so sestavljeni iz dveh podelementov, ki sta z veznimi sredstvi povezana v celovit sistem. Nosilnost takega kompozitnega nosilca je višja, kot je vsota nosilnosti sestavnih slojev ali podelementov. Poleg kompozitnih nosilcev iz lesa in betona poznamo tudi druge vrste (Kroflič, 2007):

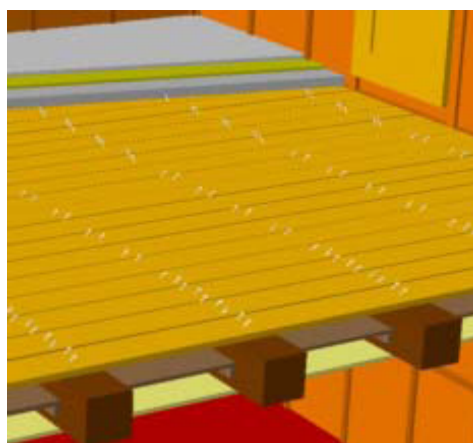
- kompozitne nosilce iz jekla in betona (sovpredni nosilec),
- kompozitne nosilce iz betona in FRP trakov,
- kompozitne nosilce, sestavljene iz dveh ali več slojev betona in
- sestavljene lesene nosilce.



Slika 1: Kompozitni nosilec iz jekla in betona (Kroflič, 2007)

Sestavljene konstrukcije iz lesa in betona se pogosto uporabljajo pri obnovi starih lesenih, medetažnih konstrukcij stanovanjskih hiš. V zadnjem času opažamo uporabo takih kompozitnih nosilcev tudi pri gradnji mostov (Kuhlmann in Aldi, 2008). Dobro je znano, da je uporaba kompozitnega sistema pri obnovah starih zidanih hiš z obstoječimi lesenimi stropi učinkovita in smotrna. Če je stari leseni nosilec dovolj ohranjen, ga nadgradimo z medslojnimi povezavami in nadvišamo z armiranobetonsko ploščo. Prednost take sanacije je ohranitev spodnje strani medetažne konstrukcije in kratek čas gradnje. Sočasno povečamo nosilnost in togost medetažne konstrukcije, hkrati pa zagotovimo boljšo povezavo z obodnimi zidovi, kar je predvsem ugodno pri prevzemu horizontalnih obtežb. Prenovljena medetažna

konstrukcija je učinkovitejša tudi zaradi nižje cene, večje toplotne in zvočne izolativnosti ter povečane požarne odpornosti. Ponavadi vse te pozitivne lastnosti zadostijo novim zahtevam s področja gradnje, ki danes predpisujejo večje obremenitve, večjo toplotno in zvočno izolativnost ter požarno odpornost konstrukcij in konstrukcijskih sistemov (Yeoh in sod.).



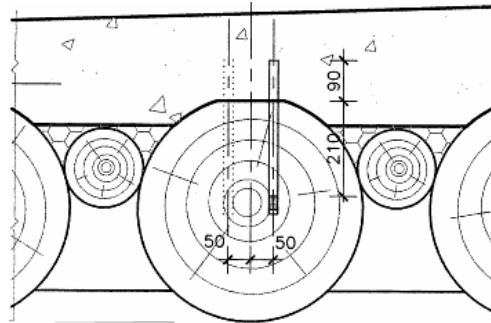
Slika 2: Kompozitni strop iz lesa in betona

([http://www.com-ing.com/Downloads/041125\\_Docu--E.pdf](http://www.com-ing.com/Downloads/041125_Docu--E.pdf))

Pri sanaciji starih lesenih stropov se nemalokrat pokaže potreba po zamenjavi lesenega opaža in tudi kakšnega od dotrajanih lesenih nosilcev. Na novi leseni ali dober stari opaž se položi in spoji ena ali več plasti folije, kar preprečuje navlaženje lesenih delov in uhajanje svežega betona, če leseni opaž ne tesni zadovoljivo. Nato se medsplojna povezava vgrajuje z vrhnje strani skozi folijo in opaž v lesene nosilce. Nekatere povezave (kot na primer križno uvrtni vijaki) imajo izpopolnjen sistem do te mere, da hkrati služijo za pritrditev lesenega opaža in za samo povezavo med slojema lesa in betona. Vendar je cena takih vijakov neprimerno večja od lesnih, ki jih potrebujemo za pritrditev opaža. V primeru menjave dotrajanega opaža je možno izvesti medsplojno povezavo s konično izvrtanimi utori v vezane plošče, v katere se vgradijo tudi ravne armaturne palice. Konična zareza služi za prevzem normalnih in strižnih kontaktnih napetosti, mozniki iz armaturnih palic pa v kombinaciji z zarezo nudijo dovolj veliko strižno togost in duktilnost vmesnega sloja. V betonsko ploščo prostoležečih kompozitnih nosilcev se zaradi praktičnih razlogov položi tudi jeklena armatura, ki je mora biti vsaj toliko, da lahko prevzame napetosti zaradi krčenja betona. Glede na vrsto strižne povezave lahko pride do lokalnih prekoračitev natezne trdnosti betona v okolici strižne povezave. V takih primerih namestimo na ta mesta dodatno armaturo.

V zadnjem času se kompozitni sistem iz lesa in betona uporablja tudi na področju mostogradnje pri premostitvah manjšega obsega. Zaradi smotrne združitve, ob upoštevanju narave nosilnosti posameznih materialov v sistemu, lahko dosežemo precej višjo togost kot v primeru samo lesene nosilne konstrukcije. Mehanske lastnosti lesa se namreč poslabšajo, ko je ta izpostavljen direktnemu vlaženju, kar se navadno dogaja pri lesenih mostovih. Za preprečitev vlaženja se lahko izvede nadvišanje lesenih elementov z vodonepropustno armiranobetonsko ploščo. Če povežemo armiranobetonsko ploščo z lesom v enovit kompozitni sistem, dosežemo visoko učinkovito prekladno konstrukcijo. Tako dobimo dvojni učinek in povečamo tako togost kot tudi življenjsko dobo konstrukcije. Tak tip mostnih konstrukcij je v primerjavi z armiranobetonskimi ugoden predvsem zaradi nizke cene in hitre ter lažje izgradnje. Oblike lesenih nosilcev pri cestnih premostitvah so lahko zelo različne. Tam, kjer želijo ustvariti videz naravne konstrukcije, so to lahko le hlodi brez lubja, če pa želimo doseči novejši in modernejši izgled konstrukcije, pa uporabimo lepljene lamelirane lesene nosilce.

Izvedba takih kompozitnih konstrukcij je precej podobna izgradnji medetažnih kompozitnih sistemov v objektih. V primeru prenove lesenega mostu se lahko dotrajane in slabe dele deloma ali pa v celoti zamenja z novimi. Betonska plošča nad lesenimi nosilci z vmesno strižno povezavo se lahko izvede z opažem ali pa brez njega. Če se za leseni del nosilne konstrukcije uporablja okrogel, masiven les, je razdalja med lesenimi nosilci ponavadi manjša, kar pomeni, da lahko z dodatnimi vzdolžno orientiranimi elementi zapolnimo praznine. Pri uporabi lepljenih lesenih nosilcev, ki imajo zaradi večje statične višine tudi višjo nosilnost in je medsebojna razdalja večja, je uporaba opaža skoraj vedno nujna. Opaž se v tem primeru izvede tako, da ga je mogoče po strditvi betona tudi odstraniti. Za vidni opaž se lahko uporabljajo razne jeklene pločevine, kompozitne lesene plošče ali pa preprosto lesene deske na pero in utor.



Slika 3: Prekladna konstrukcija mostu iz lesa in betona

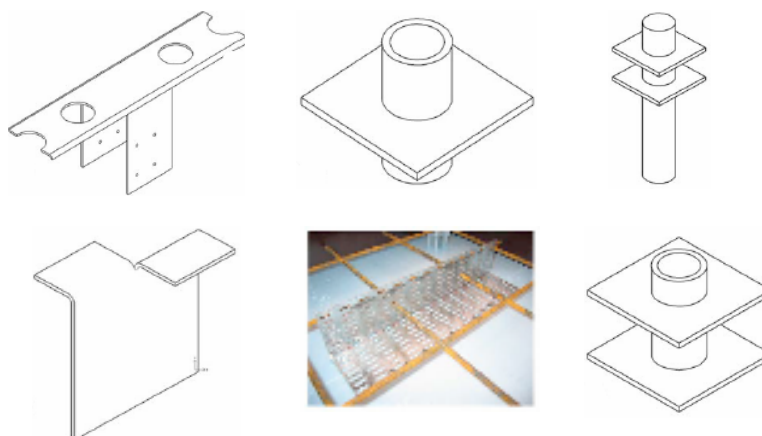
([http://www.forestrytas.com.au/assets/0000/0173/tasforests11\\_part\\_6.pdf](http://www.forestrytas.com.au/assets/0000/0173/tasforests11_part_6.pdf))

Razvoj kompozitnih sistemov iz lesa in betona je v zadnjem času moč opaziti tudi pri montažni gradnji s prefabricirano armiranobetonsko ploščo. Uporaba na mestu litega betona kaže pomanjkljivosti (Lukaszewska in sod., 2010):

- vpliv vlažnega okolja iz betona na lesene nosilce, ki imajo relativno nizko vlažnost,
- potreben čas za doseganja zadostne trdnosti betonske plošče,
- nižja togost in intenzivnejše lezenje betona, kar ima še posebno velik vpliv na delno povezane sisteme iz lesa in betona,
- višji stroški betonskega dela konstrukcije in
- morebitne težave pri nadzoru kakovosti gradnje.

Rešitev za odpravo teh težav predstavlja uporaba prefabricirane armiranobetonske plošče z vgrajenimi strižnimi povezavami, ki se na gradbišču povežejo z lesenimi grednimi nosilci. Največje koristi takega sistema so v zmanjšanju časovnih deformacij in napetosti (dobljen del krčenja se izvrši že pred montažo), večji kakovosti in zmanjšani ceni gradnje, ker se večina dela prenese v delavnico. Poseben kompozitni sistem zahteva tudi posebne midslojne povezave, vendar je razvoj mehansko učinkovitih povezav nesmiseln, če je gradnja kompozita preveč zapletena in dolgotrajna. Povezave morajo biti torej nosilno učinkovite in tudi enostavne za vgradnjo (Lukaszewska in sod., 2010).

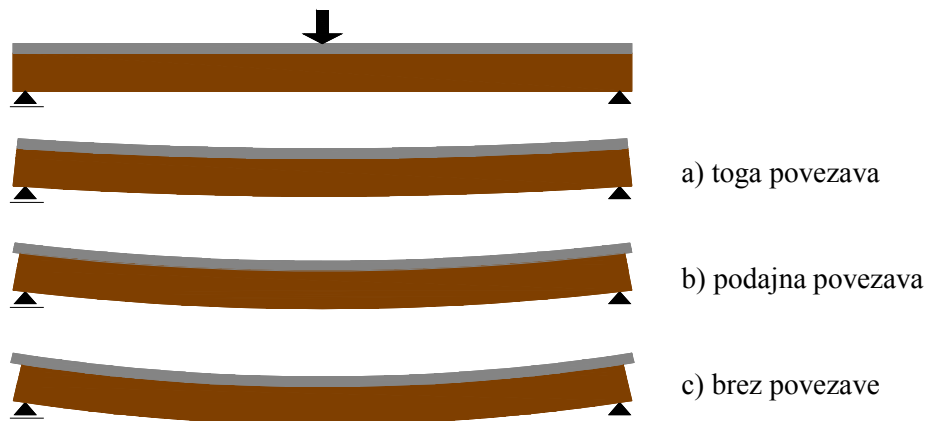




Slika 4: Nekateri vrste medstojnih povezav popolnoma montažnega kompozitnega sistema iz lesa in betona (Lukaszewska in sod., 2010)

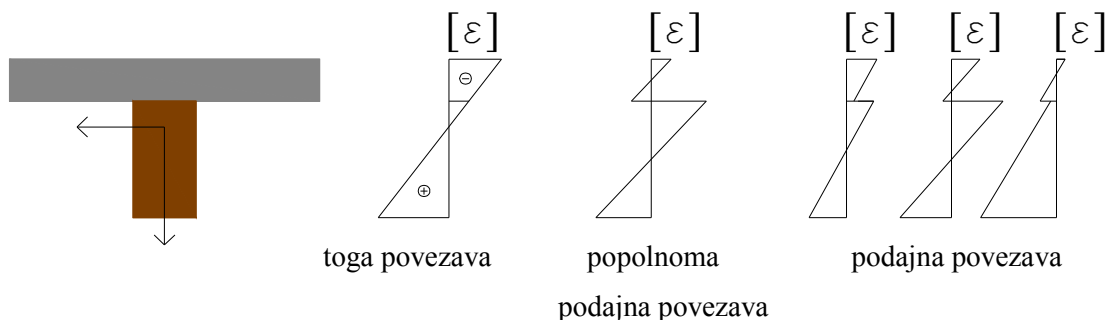
## 2.2 Delovanje kompozitnega sistema

Kompozitni nosilci imajo v primerjavi z običajnimi mnoge prednosti. Kot smo že omenili, primerna povezava med sestavnima slojema vpliva na povečanje nosilnosti glede na vsoto nosilnosti posameznih slojev. Pri osnovpogibni obremenitvi je običajno del prereza izpostavljen tlačni obremenitvi, del pa natezni. Splošno je znano, da se večina gradbenih materialov ne obnaša enako v primeru natezne oziroma tlačne obremenitve. Zato je pri teh vrstah obremenitev smotno uporabiti kompozitni nosilni sistem, ki zagotavlja izkoristek dobrih lastnosti materiala v vsakem sloju. V delu prereza, kjer prevladujejo tlačne obremenitve, uporabimo materiale, ki dobro prenašajo tlake (npr. beton), v nateznem delu prereza pa tiste, ki se ugodno obnašajo pri nateznih obremenitvah, kot so jeklo, les in številni drugi (Kroflič, 2007).



Slika 5: Primer deformiranja prostoležečega kompozitnega nosilca v primeru različne povezave  
(Bratina, 1998)

V primeru popolnoma toge povezave med slojema enakega materiala je obnašanje kompozitnega nosilca enako obnašanju monolitnega nosilca. Pri enostavni upogibni obremenitvi je tako potek deformacij po enovitem prerezu linearen, brez kakršne koli nezveznosti. Posledica nične midslojne povezave je samostojno obnašanje vsakega sloja posebej. V tem primeru je potek deformacij vsakega sloja neodvisen in se v obeh slojih pojavijo natezne in tlačne deformacije. Delno toga midslojna povezava zagotavlja povezavo v kompozitni sistem in predstavlja vmesno fazo med togim in podajnim sistemom. Značilnost takega sistema je nezvezen potek deformacij na stični ploskvi med sestavnima slojema. V odvisnosti od obtežbe, dimenzij, stopnje povezanosti in drugih parametrov je lahko v tem primeru tlačno obremenjen ves zgornji sloj in del spodnjega, lahko le del zgornjega, lahko pa tudi del zgornjega in spodnjega sloja (Bratina, 1998). Vsekakor je učinkovitost kompozitnega sistema dosežena v primeru, ko je večina zgornjega sloja (beton) podvržena tlačni obremenitvi, večina spodnjega sloja (les) pa natezni.



Slika 6: Potek deformacij po prerezu kompozitnega nosilca v primeru različno toge povezave med slojema (Bratina, 1998)

Za delovanje kompozitnega sistema je nujna medslojna povezava, ki zagotavlja enovitejši konstrukcijski sistem.

## 2.3 Vrste medslojne povezave kompozitnega sistema iz lesa in betona

### 2.3.1 Splošno

Povezavo med sestavnimi elementi kompozitnega nosilca zagotavljamo na naslednje načine (Kroflič, 2007):

- z adhezijo,
- s trenjem in
- z mehanskimi veznimi sredstvi.

Adhezija je sila, ki privlači molekule različnih snovi. Pri obravnavi kompozitnih nosilcev gre za kemično povezavo sestavnih elementov. Navadno se v večji meri pojavlja v slojevitih kompozitnih sistemih.

Trenje oziroma trenjska sila se pojavlja na stičnih ploskvah sestavljenih slojev in je v precejšnji meri odvisna od obdelave stične površine in normalnih napetosti, ki učinkujejo na stično površino.

Ko govorimo o mehanski povezavi, mislimo na mehanska vezna sredstva, ki prečkajo stično ploskev in tako povežejo sloja kompozitnega nosilca. Zagotavljanje povezanosti je pogosto kombinacija vseh treh načinov povezovanj. Prenos strižnih napetosti z mehansko povezavo na stiku slojev kompozitnega elementa je podoben prenosu s trenjem. Medtem ko fenomen trenja povežujemo z mikroskopskimi spremembami na stični površini, predstavljajo mehanske povezave tako imenovane makroskopske spremembe. Zaradi poenostavitve računa ponavadi zanemarimo vpliv adhezije in trenja ter upoštevamo le delovanje mehanskih veznih sredstev. Vpliva adhezije ali trenja je potrebno upoštevati v primerih, ko je povezava zagotovljena le na ta način (Kroflič, 2007).

Mehanska vezna sredstva nudijo odpor silam, ki se pojavijo na stični ploskvi med slojema kompozitnega nosilca. Normalna togost oziroma odpor na delovanje normalnih sil med elementoma lesa in betona zagotavlja upiranje razmikanju ali vtiskanju sestavnih elementov, strižna togost ali odpor na delovanje strižnih sil pa zagotavlja upiranje povezave na medsebojni zdrs med betonskim in lesenim slojem.

Vztrajnostna sila v vmesnem sloju kompozitnega nosilca iz lesa in betona se aktivira le, če je povezava vsaj delno toga, da preprečuje predvsem zdrs med lesenimi nosilci in betonsko ploščo. Upogibna togost kompozitnega nosilca, na katero vpliva tudi togost medslojne povezave, je zelo pomembna že v začetni fazi obremenjevanja obravnavanega kompozitnega sistema. Z izbiro duktilne povezave lahko dosežemo, da kompozitni sistem ne izkaže krhkega obnašanja, kar bi lahko pri veliki obtežbi povzročilo katastrofalno porušitev. Poleg tega je obnašanje duktilnega kompozitnega sistema bolj prilagodljivo na stanja izjemne obtežbe, saj lahko pride do prerazporejanja obremenitve iz posameznega sloja na celoten kompozitni sistem.

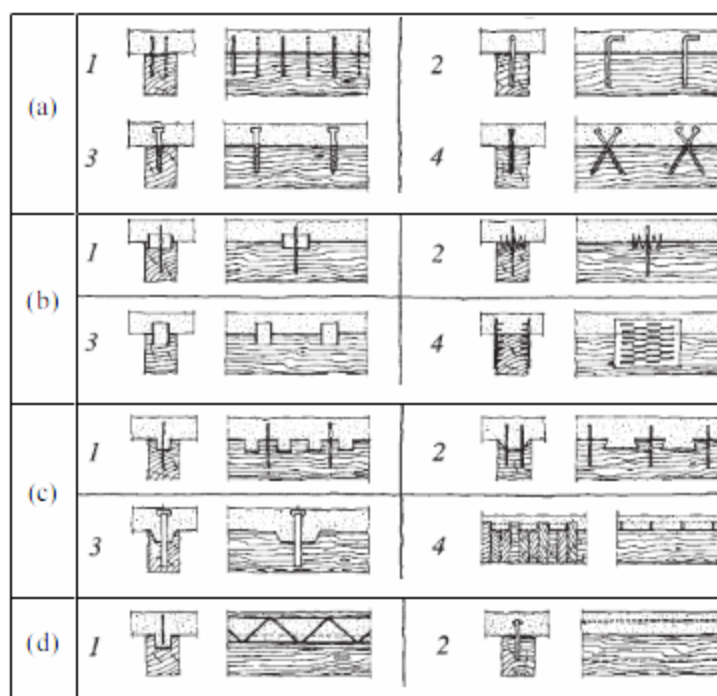
Do popolne aktivacije strižne sile vmesnega sloja lahko pri kompozitnem nosilcu pride le v primeru zelo visoke strižne togosti. Nepopolno delovanje povezave v smislu zelo nizke strižne in normalne togosti privede do povečanih zdrsov, razmikov in deformacij, kar pa vpliva tudi na končno nosilnost sestavljenega nosilca iz lesa in betona (Yttrup).

### 2.3.2 Mehanske povezave pri kompozitnem nosilcu iz lesa in na mestu litega betona

Najbolj razširjene mehanske povezave med lesom in betonom te vrste so prikazane na Sliki 7. Delimo jih na (Faggiano in sod., 2009):

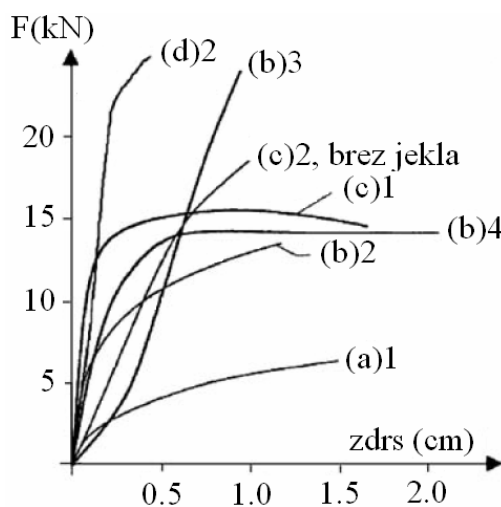
- (a) točkovne povezave, kot so žebliji, vijaki, jekleni mozniki in čepi;
- (b) manjše kovinske plošče ali mreže, ki se vgradijo v lesene nosilce na določenih medsebojnih razdaljah;
- (c) nazobčano obdelane lesene stropnike z mozniki ter
- (d) kovinske plošče ali mreže, ki se vgradijo neprekinjeno po celotni dolžini lesenega nosilca.

Večina študij, ki so bile do sedaj opravljene na kompozitnih nosilcih iz lesa in betona, upošteva pri izračunu le vpliv strižne togosti določene mehanske povezave. Slika 8 prikazuje odnose med strižno silo in zdrsom predstavljenih povezav. Krivulje odvisnosti med strižno silo in zdrsom med slojema pridobimo eksperimentalno s tako imenovanimi strižnimi preizkusi.



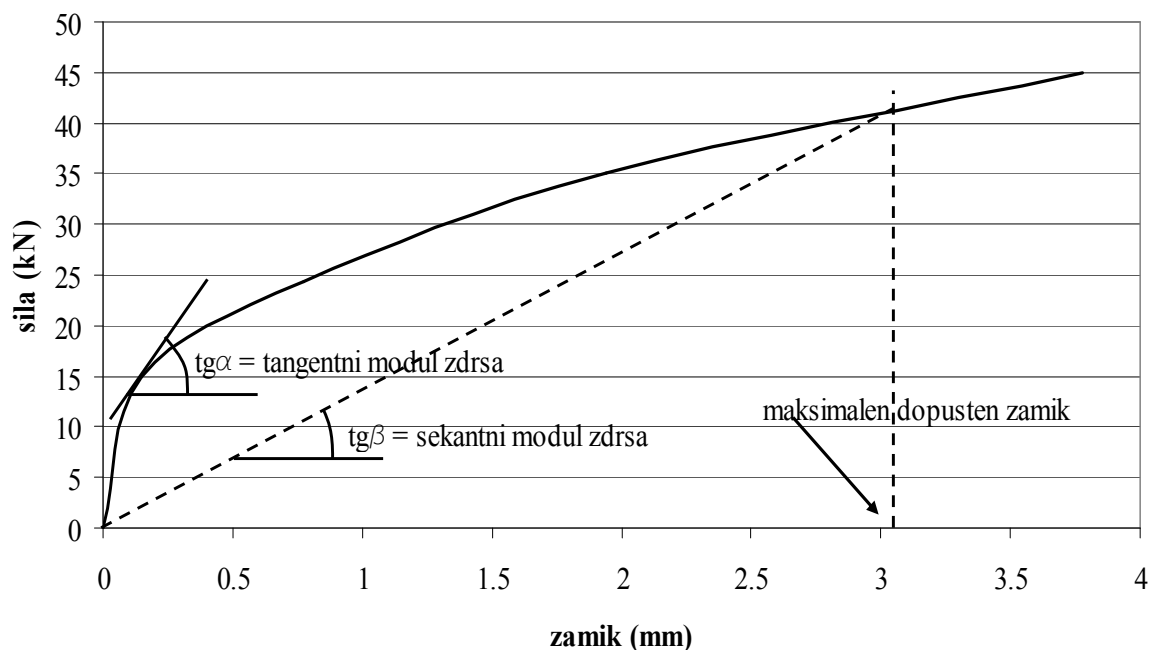
Slika 7: Najbolj razširjene mehanske povezave za kompozitni sistem iz lesa in na mestu litega betona  
(Faggiano in sod., 2009)

Na Sliki 8 lahko opazimo, da se strižna togost, nosilnost in duktilnost predstavljenih veznih sredstev med seboj zelo razlikujejo. Mozničeni sistemi povezav (a) se obnašajo razmeroma duktilno, vendar imajo manjšo nosilnost in začetno strižno togost. Medtem ko imajo povezave s kovinskimi ploščami ali mrežami (d) znatno višjo nosilnost in začetno togost, a spadajo med manj duktilne tipe povezav.



Slika 8: Konstitucijski zakon zdrsa najbolj uporabljenih povezav kompozita iz lesa in betona  
(Faggiano in sod., 2009)

S pomočjo diagramov sila-zdrs lahko za določeno vrsto strižne povezave določimo tako imenovani modul zdrsa. Tangentni modul zdrsa veznega sredstva predstavlja tangens naklonskega kota tangente na krivuljo sila-zdrs. Kot je razvidno iz Slike 9, se modul zdrsa vzdolž krivulje spreminja. Običajno v računih upoštevamo sekantni modul zdrsa med izhodiščno točko in točko na krivulji, ki pripada še dopustnemu zdrs. Vrednosti sekantnega modula zdrsa so lahko tudi vmesne, kar pomeni, da so to lahko moduli med izhodiščno točko in točko, ki predstavlja določen odstotek še dovoljenega zdrsa. Po evropskem standardu SIST EN 1995-1-1:2005 (EC5) naj bi se za vsako novo mehansko povezavo opravile strižne preiskave, s katerimi bi ugotovili nosilnost in modul zdrsa povezave (Čas, 1999).

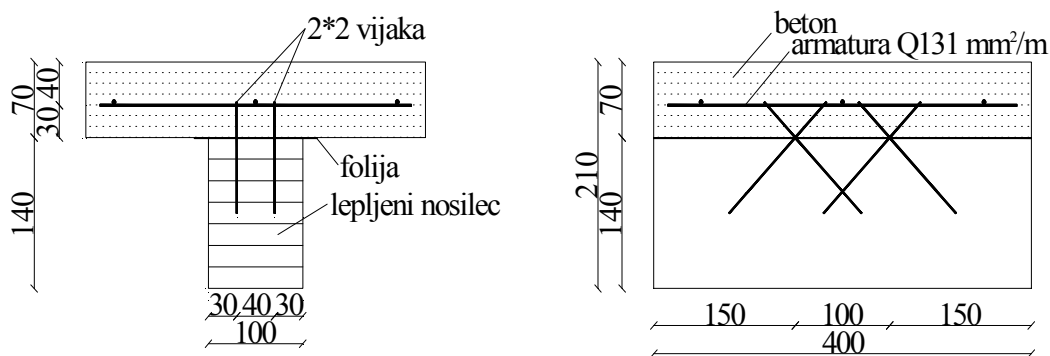


Slika 9: Prikaz določitve modulov zdrsa na diagramu sila-zdrs (Čas, 1999)

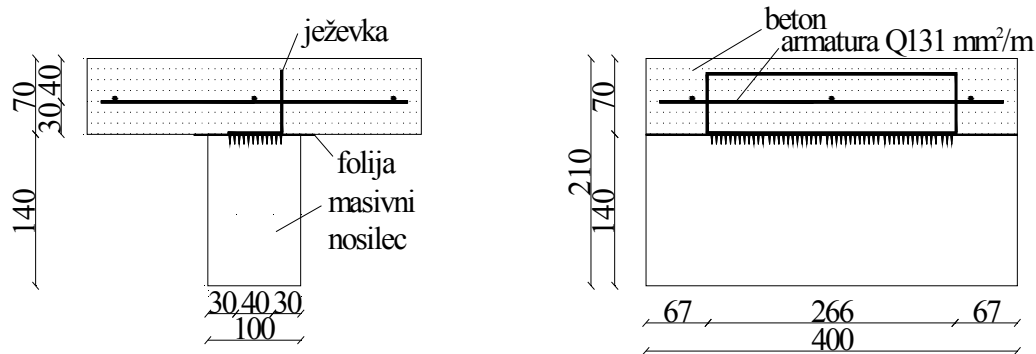
### 2.3.2.1 Primeri strižnega obnašanja povezav (Van der Linden, 1999)

Predstavljamo štiri različne tipe medstojnih povezav, na katerih so bile izvedene strižne preiskave (Van der Linden, 1999):

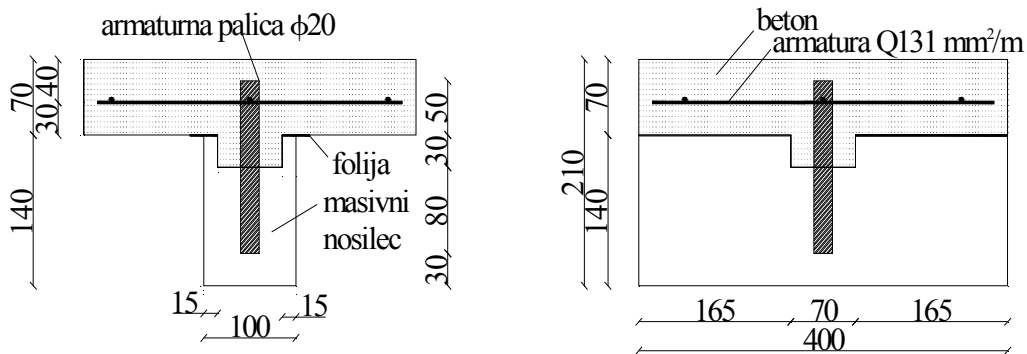
- z uvrtnimi vijaki pod kotom  $\pm 45^\circ$ ;
- z ježevkami, ki so v les vtisnjene na zgornji strani in so zato zvite za  $90^\circ$ ;
- z zarezi v lesenem elementu, v katere je vstavljen tudi moznik iz armaturne palice;
- s konično izvrtanimi utori v vezane plošče.



Slika 10: Preizkušavec s križno uvrtnimi vijaki pod kotom  $45^\circ$  (enote v mm)



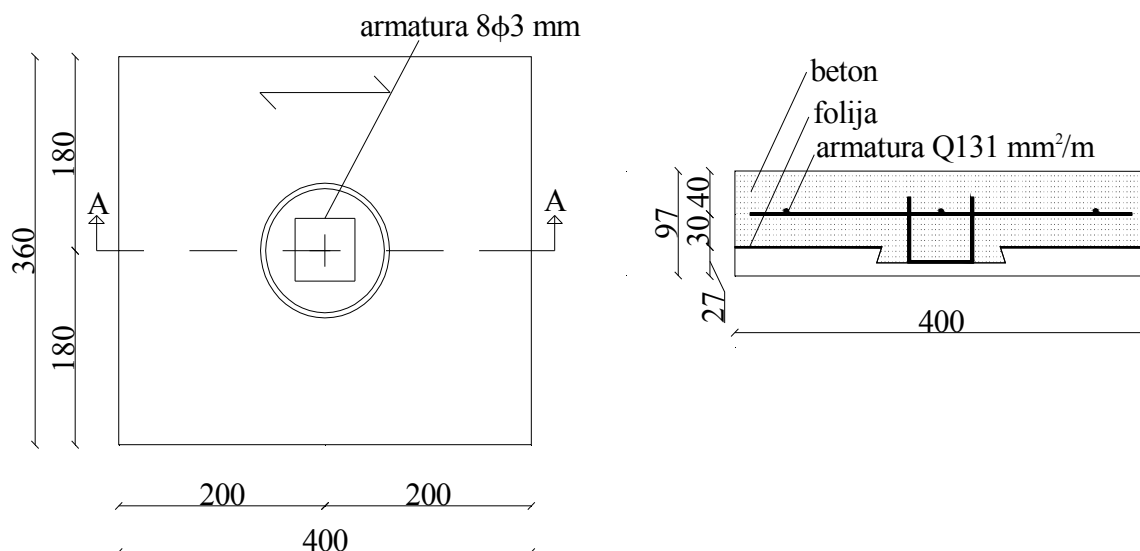
Slika 11: Preizkušanec z ježevkami (enote v mm)



Slika 12: Preizkušanec z zarezo in armaturno palico (enote v mm)

Prvi tip priključka (Slika 10) je namenjen predvsem obnovam starih lesenih stropov. Lahko pa se uporablja tudi pri novogradnjah, ker je izvedba hitra in enostavna. Že zgodnji raziskovalci te vrste medstojne povezave so odkrili, da je naugodnejši montažni kot vijakov  $45^\circ$  (Van der Linden, 1999). Raziskave le malokrat zajemajo vpliv opaža, ki bi ga bilo smotno upoštevati, saj se velika večina obnov starih stropov izvede na ta način. V teh primerih ostane opaž nad lesenimi nosilci trajen in služi kot opaž betonske plošče in vidni opaž s spodnje strani. V primeru uporabe opaža je očitno, da se zmanjša porušna strižna obtežba in modul zdrsa povezave, saj se zaradi dodatne ekscentričnosti pojavi dodaten upogibni moment. Ta vpliv je bil potrjen v predstavljeni raziskavi (Van der Linden, 1999), kjer so za vmesni sloj nekaterih preizkušancev med lesom in betonom uporabili iverne plošče.





Slika 13: Preizkušavec s konično izvrtanimi utori v vezane plošče (enote v mm)

Mehanska povezava z ježevkami se običajno uporablja le pri novogradnjah. Dolžina žebeljev na ježevkah znaša le okoli 20 mm, kar ne bi zadostovalo za pritrditev skozi opaž na vrhu lesenih nosilcev. Tudi vgrajevanje ježevk ni tako preprosto, saj za njihovo vtiskanje potrebujemo posebno hidravlično opremo. Ježevka je zaradi vgrajevanja z zgornje strani lesenega nosilca prepognjena pod kotom  $90^\circ$ . Na zgornji polovici ježevke, ki se sidra v beton, so žebli odstranjeni, da beton kar najbolje objame ježevko.

Povezava z zarezami in jeklenimi mozniki se lahko uporablja tako pri obnovah kot tudi pri novogradnjah. Na mestu zareze se vgradi moznik. Nato se zarezo zalije z betonom, tako beton in moznik poskrbita za prenos sil iz betona na les in obratno. Brez zareze v lesenem elementu bi povezava delovala veliko bolj podajno in bi se zaradi povečanega vtiskanja moznika v les tudi prej porušila. Za moznik so izbrali armaturno palico, saj je v primerjavi s pravim moznikom precej cenejša (Van der Linden, 1999).

Zadnja vrsta mehanske povezave (Slika 13) je še posebej uporabna za izdelavo sestavljenih plošč iz lesa in betona pri obnovah in tudi novogradnjah. Velikost utora v plošči je precej večja, kot bi lahko bila v lesenem nosilcu. Tak način povezovanja je mogoče uporabiti tudi pri lesenih nosilcih, ki morajo biti od premera luknje širši vsaj za 30 % (Van der Linden, 1999). Za povezave z zarezami v vezanih ploščah so bile pridobljene vrednosti modula zdrsa in

nosilnosti. Če bi avtorji (Van der Linden, 1999) proučevali obnašanje iste povezave z zarezi v lesenih nosilcih, bi bile vrednosti zdrsnega modula in nosilnosti verjetno drugačne.

Kot je bilo že povedano, so avtorji (Van der Linden, 1999) s strižnimi testi določili strižno trdnost in modul zdrsa vsake izmed naštetih povezav. Za vsako mehansko povezavo so testirali vsaj 50 vzorcev, pred tem pa so naredili tudi teste vseh povezav v manjših serijah. V njih so spreminjali in analizirali določene parametre, ki bi lahko kasneje vplivali na rezultate. V preglednici 1 so predstavljene značilnosti posameznih preizkušancev in njihovo število.

Preglednica 1: Značilnosti preizkušancev strižnih preiskav (Van der Linden, 1999)

Serijska	Opis	Število
Križno uvrtni vijaki		
A	1 par vijakov, lepljen les, brez iverne plošče	20
B	2 para vijakov, lepljen les, brez iverne plošče	5
C	2 para vijakov, masivni les, 19 mm debela iverna plošča	10
D	2 para vijakov, masivni les, 28 mm debela iverna plošča	16
Ježevke		
A	ježevka GN 200, lepljen les	5
B	ježevka MNP-A, masivni les	46
Zareze v lesenem elementu z moznikom iz armaturne palice		
A	zarez premera 50 mm, navojna palica prem. 16 mm, lepljen les	5
B	zarez premera 70 mm, armaturni moznik prem. 20 mm, masivni les	46
Konično izvrtani utori v vezane plošče		
A	brez armature v utorih, Kerto S, brez folije	2
B	kot A, vezane plošče premazane z lanenim oljem	3
C	brez armature v utorih, Kerto Q, brez folije	2
D	kot C, vezane plošče premazane z barvo	3
E	kot C, folija med betonom in vezano ploščo	7
F	armatura v utorih, Kerto Q, folija med betonom in vezano ploščo	48
G	kot F, drugačna armatura v utorih	6

### **2.3.2.1.1 Splošne značilnosti vseh preizkušancev**

Marko betona, ki je bil uporabljen pri vseh štirih mehanskih povezavah vseh preizkušancev, so ocenili s C 25/30. Armatura količine 131 mm<sup>2</sup>/m, položena v betonsko ploščo, je konstrukcijska armatura in zagotavlja prevzem napetosti v betonu, ki nastanejo zaradi krčenja. Ob uporabi določene vrste mehanske povezave, ki zaradi svojega delovanja povzroča velike natezne napetosti v betonu v okolici veznih sredstev, je lahko uporaba armature nujna, saj z njo preprečimo lokalno porušitev betona (Van der Linden, 1999).

Med sloj betona in lesa so položili PE-folijo, ki preprečuje adhezijsko sprijemnost. Na adhezijo med lesom in betonom se tudi drugače ni mogoče zanesti (Van der Linden, 1999). Neodvisno od tega pa folija preprečuje tudi odtekanje odvečne vode iz betona v leseni sloj.

Vsi leseni elementi so bili narejeni iz smreke in so bili kontrolirani skladno z DIN 50014-predpisi v preizkuševalnih pogojih po načelu temperature 20 °C in vlažnosti 65 %. Za lesene nosilce so uporabili lepljene lamelirane nosilce in nosilce iz žaganega oziroma masivnega lesa.

Opaž so na lesene nosilce vgradili tik pred vlivanjem betona. V preizkušancih, ki so bili izdelani brez stalnega opaža, je bil ta odstranjen po enem dnevu od vgrajevanja betona. Nato so preizkušance sedem dni vzdrževali v vodi. Leseni del prereza je bil nad vodno gladino, betonski pa pod njo. Nato so vzorce vzdrževali v konstantnih klimatskih pogojih z vlažnostjo 65 % in temperaturo 20 °C.

### **2.3.2.1.2 Značilnosti povezave s križno uvrtnimi vijaki**

Prvo serijo preizkušancev so naredili le z enim parom križno uvrtnih vijakov, vse ostale pa z dvema. Prvo in drugo serijo testirancev so naredili brez vmesne opažne plasti. Višina konstrukcijskega sistema je v vseh primerih enaka in znaša 210 mm. Pri preizkušancih z opažem se višina prilagaja z zniževanjem višine lesenih nosilcev glede na debelino opaža. Lesen opaž so naredili iz ivernih plošč vrste V100 po predpisih DIN 68763 in povezali z lesenimi nosilci preko vijakov, ki zagotavljajo povezavo sistema.

Pri vseh preizkušancih so uporabili vijake z dvojno glavo skupne dolžine 156.5 mm in premera 6 mm. Razdalje med vijaki in tudi razdalje od vijakov do roba so določili v skladu z EC5. Vijak se privijači v lesene nosilce pod kotom  $\pm 45^\circ$ , dokler mu to dovoljuje spodnja glava. Ta se vtisne v leseni nosilec pri seriji A in B oziroma v iverno ploščo pri seriji C in D. Kvaliteta jekla vijakov sodi v razred 8.8.

### **2.3.2.1.3 Značilnosti povezave z ježevkami**

Ježevke so prepognjene pod kotom  $90^\circ$  in imajo na delu, ki se vgradi v betonski sloj, odstranjene žeblice, kar zagotavlja boljšo medsebojno povezavo z betonom, saj ta v večji meri oblije ježevko. Spodnji del krempljaste plošče so v leseni del vtisnili s hidravlično opremo. Vrsti uporabljenih ježevk sta po karakteristikah praktično enaki, vendar sta proizvajalca različna. Meja tečanja uporabljenega jekla za izdelavo plošč znaša  $250 \text{ N/mm}^2$ .

### **2.3.2.1.4 Značilnosti povezave z utori in mozniki**

Slika 12 prikazuje tretjo serijo medstojne povezave, ki so jo preizkusili s strižnimi testi. Ta vsebuje luknjo oziroma zarezo s premerom 70 mm, ki je dodatno mozničena z armaturnim moznikom premera 20 mm, kvalitete jekla S 500. Zareza v lesenem elementu zmanjša obremenjenost lesenega elementa zaradi armaturnega moznika (Van der Linden, 1999). Najprej so v leseni nosilec izvrtali 30 mm globoko luknjo premera 70 mm, nato so dodatno izvrtali še luknjo za jekleni moznik, ki je kot moznik premera 20 mm. Moznik so vstavili v luknje brez lepljenja. Zaradi luknje v lesenem elementu, ki se zalije z betonom, se končna medsebojna povezava med lesom in betonom obnaša popolnoma drugače, kot v povezavi z moznikom brez zareze (Van der Linden, 1999).

Moznik iz navojne palice M16, ki so ga uporabili v prvi seriji testirancev je enake dolžine, kot moznik iz armaturne palice. Zareza, ki so jo najprej izvrtali v leseni element meri 50 mm, kasnejša luknja za moznik pa le 12 mm.

### **2.3.2.1.5 Značilnosti povezave s konično izvrtanimi utori v vezane plošče**

Ta način povezave ima konično izvrtane utore v vezane plošče s premerom 120 mm in globino 15 mm in zagotavlja ustrezno povezavo med lesom in betonom. Vezane plošče v praksi služijo kot opaž za vlivanje betonske plošče. S predhodnimi strižnimi preiskavami so potrdili, da se ta tip mehanske povezave obnaša zadovoljivo in služi svojemu namenu. Dimenzije konično izvrtane zareze so pri vseh preizkušancih enake. V tem kompozitnem sistemu so od serije do serije spreminjali vrsto in obdelavo površine vezane plošče ter armaturo, ki se namesti v zarezo. V prvih dveh serijah so vsi sloji lesenega furnirja, ki sestavljajo vezano ploščo, orientirani vzporedno. Vezane plošče se lahko zaradi izhajanja vlage iz betona navlažijo in zvijejo in tako še zmanjšajo že tako majhno upogibno togost pravokotno na vlakna furnirja. Prav zaradi tega so v teh serijah uporabili vezane plošče tipa Kerto Q, ki imajo dva od devetih slojev furnirja obrnjena v drugo smer (Van der Linden, 1999).

Pri serijah preizkušancev A do D niso uporabili folije med betonskim in lesenim slojem. Za zaščito vezanih plošč so v teh primerih uporabili le olje in barvo. Folijo so položili le med zarezami, in ne vanje, da je bila na teh mestih dosežena boljša sprijemnost in omogočeno neovirano polnjenje utora med zalivanjem betona (Van der Linden, 1999).

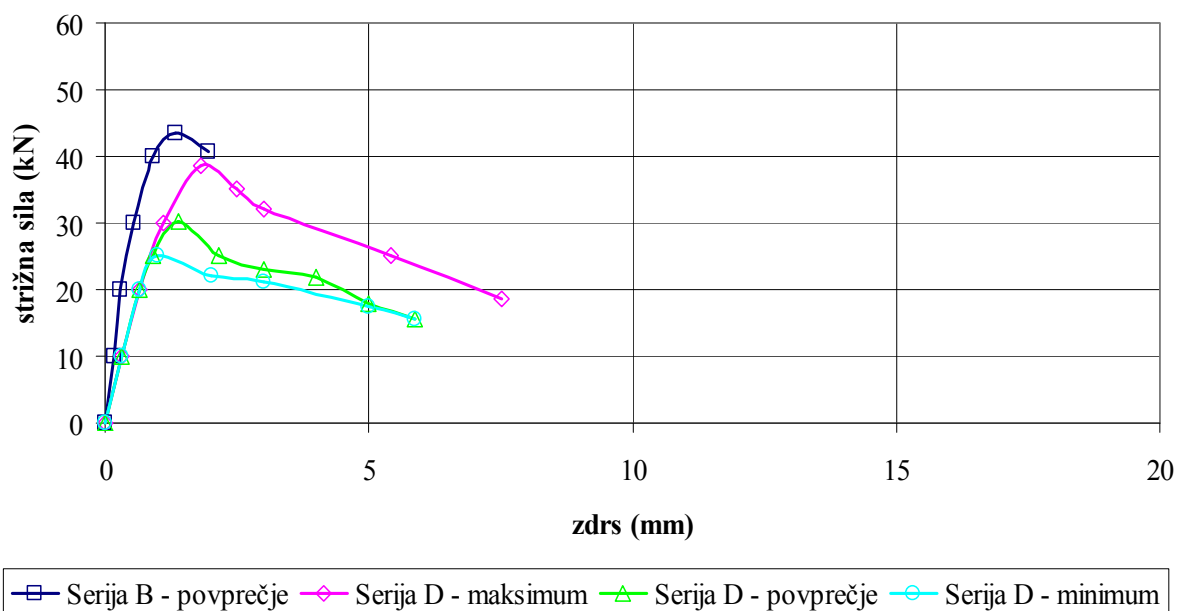
Pri serijah F in G so v utore položili tudi armaturo. Armaturo pri seriji F so izdelali iz osmih kosov krivljene palice s premerom 3 mm, pri seriji G pa iz štirih kosov krivljene palice premera 6 mm. Kvaliteta uporabljene jeklene armature je bila S 500.

### **2.3.2.1.6 Rezultati strižnih preiskav vseh predstavljenih mehanskih povezav**

#### **Povezave s križno uvrtnimi vijaki**

Porušitev povezave s križno uvrtnimi vijaki je odvisna od tega, ali je nad lesenimi nosilci dodaten sloj opaža ali ne. V prvih dveh serijah preizkušancev brez opaža je strižna nosilnost sistema precej višja kot v primeru preizkušancev z opažem. V tem primeru v vijakih ne pride

do pretrga, kot pride v nekaterih primerih sistemov z opažem. Pri seriji preizkušancev C se pri nekaterih preizkušancih sistem poruši zaradi pretrga vijakov, pri večini pa pride do porušitve zaradi iztrga vijakov iz lesenih nosilcev. Preizkušanci serije D pokažejo, da porušitev vedno nastopi zaradi preloma vijakov. Avtorji (Van der Linden, 1999) strižnih preiskav predstavljajo rezultate nekaterih preizkušancev, ki so prikazani na Sliki 14 in prikazujejo diagrame odvisnosti strižne sile od relativnega zdrsa med slojema. Diagrami, poimenovani "maksimum", "povprečje" in "minimum", prikazujejo rezultate obnašanja povezave serije preizkušancev D z najvišjo, srednjo in najnižjo nosilnostjo. Dodatna krivulja prikazuje povprečno obnašanje za serijo preizkušancev B.



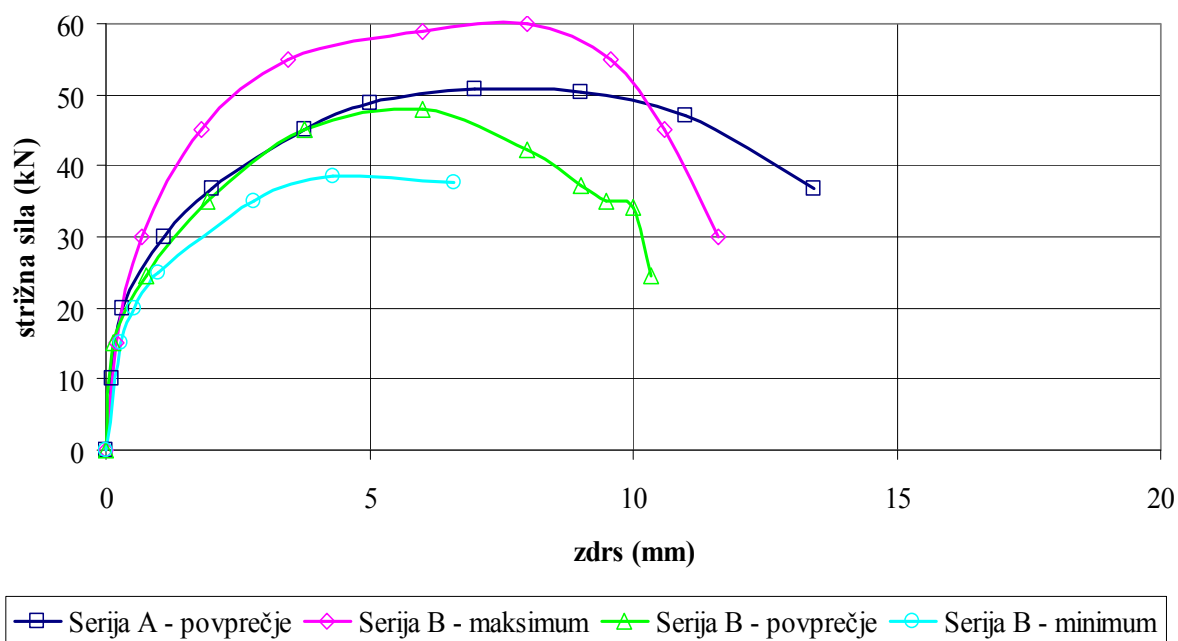
Slika 14: Odvisnost strižne sile in zdrsa za povezave s križno uvrtnimi vijaki serije D in srednje obnašanje za serijo B (Van der Linden, 1999)

Obnašanje povezave serije C je precej podobno obnašanju povezave serije D, ki je prikazano na Sliki 14. Odvisnost strižne sile od zdrsa serije A in B se razlikuje v tem, da je strižna nosilnost povezave serije B za 50 % večja kot pri A in da je velikostni red zdrsa pri teh dveh serijah precej nižji, saj znaša le okoli 2 mm (Van der Linden, 1999). Pri serijah C in D je velikostni red zdrsa približno 5 mm, kar pomeni, da so povezave z opažem manj nosilne, a bolj duktilne.

Nosilnost križno vijáčene povezave je v primerjavi z ostalimi povezavami za 50 % nižja in tudi velikostni red zdrsov pri poružitvi je precej nižji.

### Povezave z ježevkami

Porušitev povezave z ježevkami se je običajno zgodila zaradi kombinacije upogiba in strižnega pretrga žeblicev krepljaste plošče, ki so vtisnjeni v leseni nosilec. Obe seriji preizkušancev kažeta praktično enako obnašanje, razlika pa se zgodi šele v plastičnem območju. Strižna trdnost serije A je bila za 10 % višja od strižne trdnosti serije B (Van der Linden, 1999), (Slika 15). Povprečna strižna trdnost povezav serije B z ježevkami je bila dosežena približno pri vrednosti zdrsa okoli 6 mm, porušitev pa pri zdrsu 10 mm.



Slika 15: Odvisnost strižne sile in zdrsa za povezave z ježevkami serije B in srednje obnašanje za serijo A (Van der Linden, 1999)

Povezave z ježevkami kažejo v primerjavi s križno uvrtnimi vijaki višjo nosilnost in se obnašajo bolj duktilno.

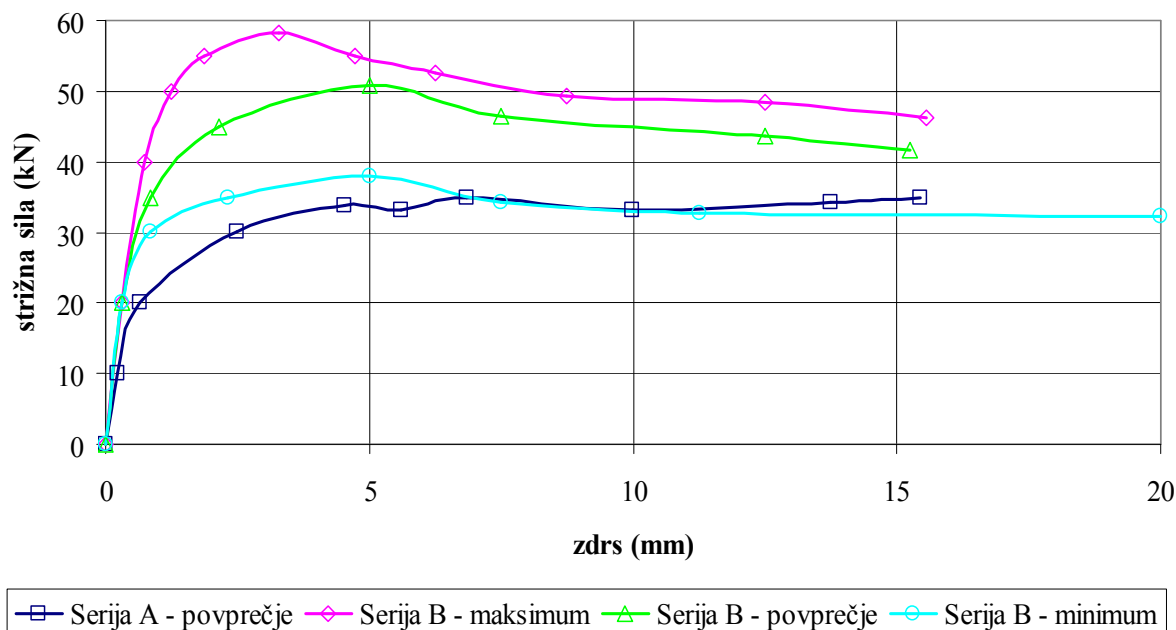
### **Povezava z zarezi v lesenem elementu in moznikom**

Mehanske povezave tega tipa kažejo veliko plastično deformiranje, saj velikostni red zdrsov večine preizkušancev znaša približno 15 mm. Vtiskanje betonskega moznika, ki se zgodi ob nastopu porušne obremenitve, je tako izrazito, da vtisne napetosti presežejo vrednost trdnosti lesa in se zato večina preizkušancev poruši na tak način. V tej fazi lahko istočasno pride tudi do porušitve betonskega čepa, kar je posledica upogiba jeklenega moznika. Nekateri preizkušanci serije B so se porušili zaradi prekoračitve natezne trdnosti betonskega čepa v okolici povezave. Razpoke betonskega dela kompozita so bile ponekod širine premera jeklenega moznika (Van der Linden, 1999).

Razlika med obema serijama tega tipa povezave se odraža v razmerju med največjo strižno trdnostjo in trdnostjo pri zdrsu 15 mm. Za prvo serijo vzorcev to razmerje znaša približno 1.0, za drugo pa 0.8, kar predstavlja 20 % padec nosilnosti pri zdrsu 15 mm (Van der Linden, 1999).

Strižna nosilnost in zdrsni modul zareze s premerom 70 mm z armaturnim moznikom premera 20 mm je večja kot pri zarezi s premerom 50 mm in moznikom iz navojne palice premera 16 mm. Do razlike pride predvsem zaradi velikosti zareze v lesenem elementu.





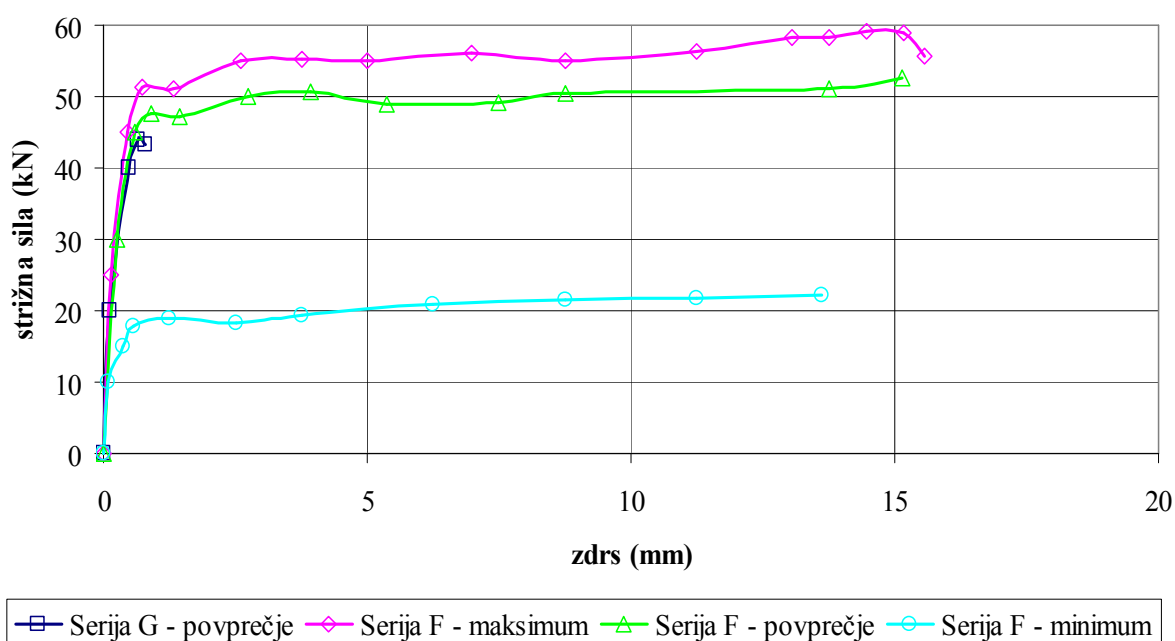
Slika 16: Odvisnost strižne sile in zdrsa za povezave z zarezi in moznikom serije B in srednje obnašanje za serijo A (Van der Linden, 1999)

### Povezava s konično izvrtanimi utori v vezane plošče

Pred pravimi preizkusi so bile opravljene raziskave predserije s petimi testiranci. V prvih dveh serijah pravih preiskav so bila vlakna furnurja paralelna v vseh plasteh vezane plošče. Takšne plošče imajo precej nizko upogibno togost pravokotno na vlakna, kar pa se lahko še poslabša, če iz betonskega sloja v lesenega prehaja vlaga. To se je pokazalo pri gubanju vezane plošče tipa Kerto S. Zato so bile v preostalih preizkušancih uporabljene vezane plošče tipa Kerto Q, ki imajo dve plasti furnirja obrnjeni v drugo smer in so odpornejše na upogibanje pravokotno na vlakna. Prvi preizkušanec predserije se je porušil krhko pri zelo nizki vrednosti strižne obremenitve zaradi precej znižane trdnosti mokrih vezanih plošč. Ostali štirje testiranci predserije oziroma predpreizkusa so se po zabetoniranju sušili na zraku 74 dni. Ti preizkušanci so kasneje pokazali boljše obnašanje, vendar pa je pri testiranju prihajalo do nezaželenih pojavov. Porušitev je bila krhka in se je zgodila zaradi strižne porušitve betonskega moznika na mestu utora (Van der Linden, 1999).

V kompozitnih sistemih serije A do D folija med lesenim in betonskim slojem ni bila uporabljena. V ostalih serijah je bila za zaščito vezanih plošč uporabljena PE-folija debeline 0.15 mm, ki so jo namestili le med utore.

Preizkušanci serije F so se obnašali plastično, saj so bili v zarezah armirani z osmimi kosi krivljenih palic premera 3 mm. Maksimalno strižno trdnost doseže povezava pri vrednosti zdrsa približno 2 mm, potem pa se obnaša duktilno vse do vrednosti zdrsa 15 mm. Obnašanje te serije preizkušancev je prikazano na Sliki 17.



Slika 17: Odvisnost strižne sile in zdrsa za povezave s koničnimi utori serije F in srednje obnašanje za serijo G (Van der Linden, 1999)

Strižna nosilnost preizkušancev serije G, ki so armirani s štirimi krivljenimi palicami premera 6 mm, je nižja kot v primeru serije F. Povezava je bila precej krhka, kar je posledica zdrsa betonskega moznika iz zareze na ravni del vezane plošče. Zaradi premočnega armiranja beton ob vlivljanju ni popolnoma obdal zarezo, kar je povzročilo krhek porušni mehanizem (Van der Linden, 1999).

### **2.3.3 Mehanske povezave pri kompozitnem nosilcu iz lesa in prefabriciranega betona**

Glavne prednosti kompozitnega sistema iz lesa in prefabricirane betonske plošče smo navedli že v poglavju 2.1, zato o tem ne bomo več govorili. Povezave te vrste so v praksi že precej znane, vendar se uporabljajo predvsem pri novogradnjah in ne pri obnovah starih lesenih stropov. Glavni razlogi za to so (Lukaszewska in sod., 2010):

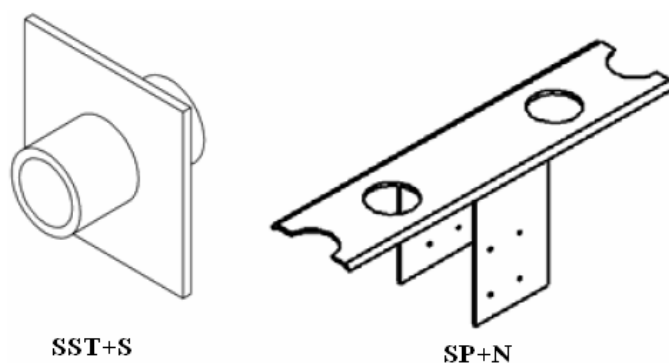
- težave pri ugotavljanju najučinkovitejše vrste nove medstojne povezave glede na teoretično spodnjo in zgornjo mejo nosilnosti;
- nepoznavanje omejitev in sprememb pri dolgoročni obtežni situaciji;
- kompleksnost dinamičnega obnašanja sistemov in
- pomanjkanje preprostih smernic projektiranja.

Investitorjeva največja prednost sistema z vgrajenimi mehanskimi povezavami v prefabricirano betonsko ploščo je znižanje cene, kar dosežemo s prenosom večine dela z gradbišča v delavnico. Razvoj novih, mehansko učinkovitih priključkov potencialno vodi do učinkovitejšega sistema kompozitne konstrukcije. Tak razvoj bi bil v primeru prezahtevne ali predolge gradnje popolnoma nesmiseln, saj bi bile konstrukcije nekonkurenčne. Tako je cilj študije razvoj in testiranje učinkovitih mehanskih povezav, ki so enostavne za izdelavo in montažo, da bi tako kar najbolj pospešili gradnjo (Lukaszewska in sod., 2010).

Pri popolnoma montažnem sistemu iz lesa in betona ne smemo pozabiti na obremenitve, ki se pojavijo v betonski plošči med transportom. V fazi montaže se s transportom in transportnimi podporami v betonsko ploščo vnaša napetosti zaradi lastne teže plošče. Z mrežno armaturo zagotavljamo globalno ravnotežje armiranobetonske plošče. Večji problem lahko v teh primerih predstavljajo lokalne obremenitve, ki so posledica točkovnih transportnih podpor. Prezem takih lokalnih napetosti se izvede z ustreznim sidranjem in armiranjem kritičnih elementov v plošči. Pozabiti ne smemo niti na oslabitve betonske plošče na mestih lukenj in odprtih, ki služijo transportu ali pa se izdelajo zaradi predhodnega načrtovanja.

### 2.3.3.1 Primeri strižnega obnašanja najučinkovitejših mehanskih povezav pri kompozitnem sistemu iz lesa in prefabriciranega betona

Eksperimentalni rezultati povezav kompozitnih nosilcev iz lesa in prefabricirane betonske plošče, ki jih predstavljamo v tem poglavju, so povzeti po preiskavah, izvedenih na švedski univerzi Luleå University of Technology (Lukaszewska in Fragiaco, 2010). V okviru teh raziskav je bilo s strižnimi testi preizkušenih več tipov mehanskih medstojnih povezav (Slika 4). Na osnovi številnih razprav je bilo sklenjeno, da sta povezavi SST+S in SP+N najučinkovitejši in najbolj primerni za uporabo v popolnoma montažnem kompozitnem sistemu iz lesa in betona. Zato se pri opisu obnašanja in predstavitvi tipov povezav osredotočimo le na ti dve povezavi.



Slika 18: Shematični prikaz obravnavanih mehanskih povezav SST+S in SP+N pri popolnoma montažnem kompozitnem sistemu (Lukaszewska in Fragiaco, 2010)

Povezava SST+S je učinkovita prav zaradi njene izjemne duktilnosti. Kljub nižji strižni trdnosti in togosti se lahko mehanska učinkovitost povezave SST+S izboljša z uporabo daljših vijakov, ki služijo za pritrditev povezave na lesene nosilce. V nadaljevanju predstavimo rezultate strižnih preiskav za mehanske povezave z daljšimi vijaki. Priključek tipa SST+S je sestavljen iz ene jeklene tube premera 20 mm in dolžine 47 mm ter prečne jeklene ploščice z luknjo, ki je privarjena na sredino tube. Priključke se v času betoniranja utopi v ploščo, na njih pa se vstavi plastične čepe, ki preprečujejo betonu, da zapolni luknjo jeklene tube. Po strditvi betona se iz tub izpulijo plastični čepi, skozi luknjo, ki ostane, pa se na gradbišču

privijači betonsko ploščo na lesene nosilce s pomočjo lesnih vijakov s šestkotno glavo. Konkretni strižni preizkušanec s to vrsto strižne povezave je sestavljen iz dveh povezav, in sicer na razdalji 250 mm (Slika 19, levo).

Druga mehanska povezava SP+N je preprosta za izdelavo in montažo, je ekonomična ter izkazuje relativno dobro togost. Sestavljena je iz jeklenih ušes v obliki črke U, ki se točkovno privarijo na jekleno ploščo na določenih medsebojnih razdaljah. Jeklena plošča se med betoniranjem potopi v betonsko ploščo. Zvita jeklena pločevina v obliki črke U ima na krakih, ki gledajo iz betonske plošče, tudi luknje za pritrditev betonskega sloja na lesene nosilce s pomočjo žebeljev premera 4.5 mm in dolžine 75 mm. Strižni preizkušanec v tem primeru vsebuje le eno tako povezavo (Slika 19, desno).



**SST+S**



**SP+N**

Slika 19: Konkretna strižna preizkušanka s povezavama SST+S in SP+N pri popolnoma montažnem kompozitnem sistemu (Lukaszewska in Fragiaco, 2010)

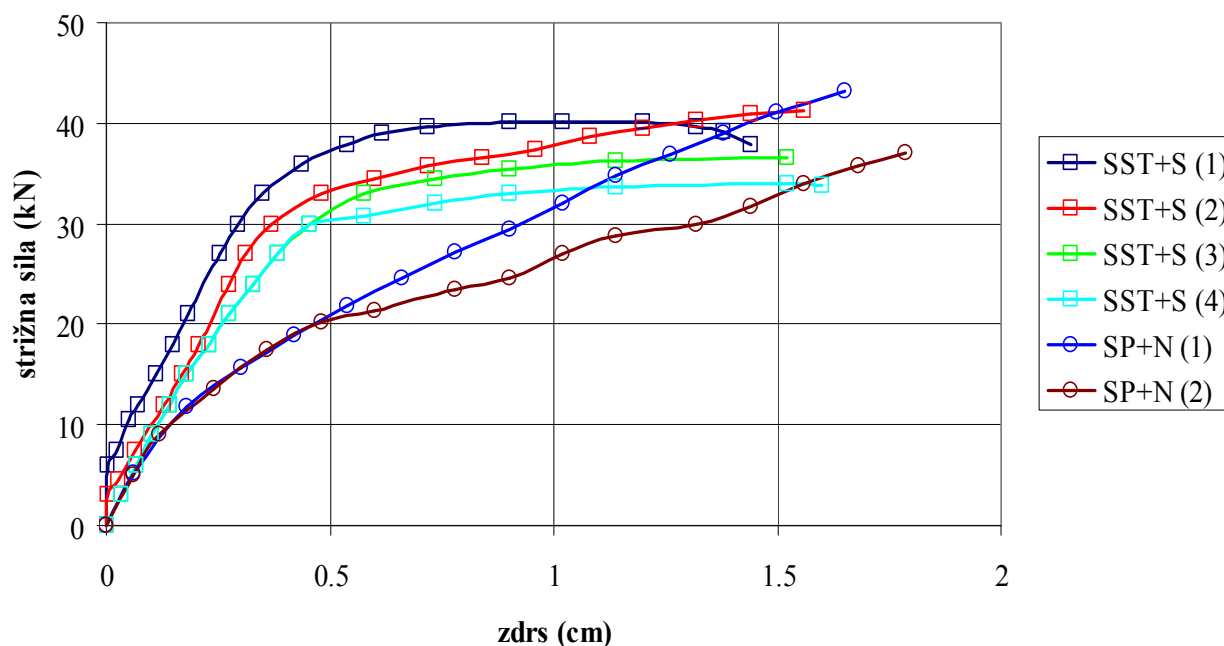
#### 2.3.3.1.1 Splošne značilnosti vseh preizkušancev

S strižnimi preizkusi so bile dobljene odvisnosti strižne sile od zdrsa in modul zdrsa posamezne povezave. Opravljenih je bilo šest strižnih preizkusov, in sicer štirje za povezavo SST+S, dva pa za SP+N. Vsak preizkušanec je sestavljen iz montažne betonske plošče dimenzij 60 mm × 400 mm × 400 mm in lepljenega lameliranega lesa dimenzij 115 mm × 135 mm × 400 mm. Kvaliteta uporabljenih materialov je bila znana. Beton sodi v razred C 20/25, les pa v razred GL 28. Preizkusi so bili izvedeni v skladu z veljavnimi pravilniki. Merjenje zdrsa v odvisnosti od vnesene strižne sile se je izvajalo največ 20 minut oziroma

toliko časa, da vrednost zdrsa preseže 15 mm. Vrednost zdrsa se spremlja s pomočjo linearnega pretvornika električne napetosti.

### 2.3.3.1.2 Rezultati strižnih preiskav obeh predstavljenih mehanskih povezav

Strižno obnašanje obravnavanih mehanskih povezav je prikazano na Sliki 20. Iz grafa lahko preberemo tudi zdrsne module pri določeni vrednosti strižne obremenitve, kar je predstavljeno v Preglednici 2. Avtorji tega eksperimenta so spremljali tri različne vrednosti sekantnega modula zdrsa;  $k_{0,4}$  ali modul zdrsa pri 40 % vrednosti strižne trdnosti,  $k_{0,6}$  ali modul zdrsa pri 60 % vrednosti strižne trdnosti in  $k_{0,8}$  ali modul zdrsa pri 80 % vrednosti strižne trdnosti.



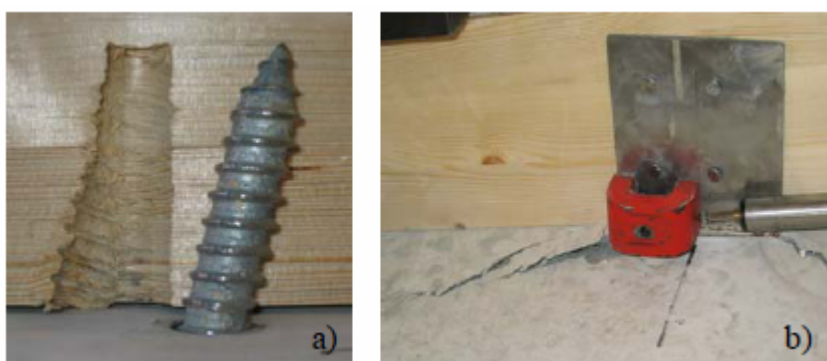
Slika 20: Rezultati strižnih testov za eno povezavo v obliki odvisnosti strižne sile od zdrsa vseh šestih preizkušancev (Lukaszewska in Fragiaco, 2010)

Preglednica 2 navaja tudi nivoja povprečne porušne obremenitve za obe spremljajoči mehanski povezavi skupaj z intervalom variranja merjenih vrednosti in standardnim odklonom. Na enak način so v njej predstavljeni tudi rezultati izračunanih modulov zdrsa.

Preglednica 2: Rezultati strižnih testov: moduli zdrsa in strižne trdnosti za obe mehanski povezavi (Lukaszewska in Fragiaco, 2010)

Vrsta mehanske povezave	Vrsta vrednosti	Porušna obtežba	Moduli zdrsa		
			$k_{0,4}$	$k_{0,6}$	$k_{0,8}$
		[kN]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]
SST+S	interval	34.85 – 41.3	5.85 – 12.75	6.95 – 10.2	6.55 – 9.25
	povprečje	38.25	8.5	8.3	7.35
	st. odklon	3.05	2.95	1.35	1.3
SP+N	interval	37.0 – 43.0	5.0 – 5.7	3.1 – 3.5	2.4 – 3.0
	povprečje	40.0	5.3	3.3	2.7
	st. odklon	4.3	0.5	0.3	0.4

Posebna lastnost povezave SST+S je, da je izredno duktilna. Strižna odpornost v večini primerov tudi pri zdrsu velikostnega reda 15 mm še ne prične padati, kar kaže izjemno sposobnost plastičnega deformiranja. Ob povečevanju strižne obremenitve bi pri tej vrsti povezave prišlo do upogibne porušitve vijaka, zaradi formiranja plastičnega členka (Slika 21 a). Zaradi močne jeklene tube se med eksperimentom niso pojavile nikakršne razpoke betonske plošče, kar je potrdilo pričakovanja.



Slika 21: Dejanska porušitev vzorcev povezav: a) povezava SST+S, b) povezava SP+N (Lukaszewska in Fragiaco, 2010)

Za porušitev druge izmed povezav, torej SP+N, se opredeli pojav razpok v betonu in se zato kljub pozitivni naravi krivulje z eksperimentom ne nadaljuje (Slika 21 b). Nosilnost te povezave je zato predpostavljena na meji, ko se v betonski plošči pojavijo vidne razpoke, ki pa so posledica prevelikega rotiranja jeklenih ušes.

### **2.3.4 Mehanske povezave mostnih kompozitnih sistemov iz lesa in betona**

Prednosti uporabe tega sistema pri premostitvi cestnih objektov, ki smo jih navedli v poglavju 2.1, so povzročile naraščanje uporabe na področju novogradenj, še bolj pa na področju obnov lesenih mostov. Izgradnja takih konstrukcij lahko temelji na modernem ali naravnem izgledu objekta. Uporaba lesenih debel, s katerih je odstranjeno lubje, povečini pripelje do sonaravnega izgleda, uporaba lepljenih lesenih nosilcev pa do modernejšega. Posledično pa to predstavlja tudi razliko v povezovanju lesenega in betonskega sloja kompozitne konstrukcije. Zaradi nepravilnih oblik obeljenih lesenih debel je vgrajevanje mehanskih povezav zahtevnejše in posledično tudi dražje in daljše kot pri uporabi lepljenih lameliranih nosilcev. Mehanske povezave so v načinu delovanja enake kot v primeru kompozitnih stropnih konstrukcij iz lesa in betona.

#### **2.3.4.1 Primeri konkretnih mehanskih povezav pri mostnih kompozitnih sistemih iz lesa in betona**

Najstarejšo obliko povezave med lesenim in betonskim slojem mostnih kompozitnih konstrukcij predstavljajo jeklene palice, ki so pritrjene v leseni del prereza. Jeklene palice so rebraste, kar zagotavlja boljše sidranje in posledično tudi višjo strižno odpornost vmesnega sloja. V takih povezavah so palice ponavadi podvržene upogibno-strižni obremenitvi, kar vodi do duktilnega strižnega obnašanja povezave. Razvoj preizkušanja in uporabe takih povezav je pripeljal do spremembe geometrije armaturnih palic z njihovim krivljenjem. V primeru križnega vgrajevanja armaturnih palic so le-te na eni strani podvržene pretežno tlačni, na drugi strani pa pretežno natezni obremenitvi in jih zato imenujemo "X-povezave". Taka geometrija palic zagotavlja višjo nosilnost in večjo učinkovitost povezave. Povezave te vrste se najpogosteje uporabljajo pri gradnji kompozitnih sistemov iz lesenih debel in betonske plošče (Kuhlmann in sod., 2008).





Slika 22: Primer mehanske povezave s pomočjo krivljenih armaturnih palic (Kuhlmann in sod., 2008)

Druga možnost je zagotovitev medsplojne povezave z zarezi v leseni del prereza. Strižna sila se tako prenese s pomočjo napetosti, ki se pojavi na tlačnem robu lesene zareze. Ta sistem kaže dobre lastnosti v smislu visoke vrednosti začetne strižne togosti, vendar je narava porušitve takega sistema največkrat krhka. Obnašanje take povezave se lahko izboljša z uporabo jeklenih moznikov, ki jih na mestu utorov vgradimo v leseni del prereza (Kuhlmann in sod., 2008).

## **2.4 Dolgotrajno obnašanje kompozitnega nosilca iz lesa in betona**

Pri obremenitvah kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona moramo biti pozorni tudi na reološke pojave. Lezenje je pojav, pri katerem prihaja do časovnega povečanja deformacij tako v betonskem kot tudi lesenem prerezu kljub konstantni obtežbi, ki deluje na obravnavani kompozitni nosilec. Splošno je znano, da je ta vpliv pri betonu in lesu precejšen in ga moramo zato upoštevati pri analizi časovnega obnašanja kompozitnih konstrukcij te vrste. Prav tako ne smemo pozabiti na vpliv krčenja oziroma nabrekanja, upoštevati pa moramo tudi vpliv temperaturnih sprememb.

Ugotovljeno je bilo, da na časovno spremenljivost deformacijskega in napetostnega stanja kompozitne konstrukcije iz lesa in betona vplivajo naslednje obremenilne situacije (Fragiacomo in sod., 2004):

- lastna in koristna obtežba,
- neelastične napetosti zaradi krčenja betona,
- letno nihanje temperature in vlažnosti okolja in
- dnevno spreminjanje temperature (dan in noč).

Kot je bilo že rečeno, se lezenje aktivira v lesenem in betonskem sloju kompozitnega sistema. Poleg tega lahko pojav lezenja v lesenem sloju in medstojni povezavi dopolnjuje tudi spremenjena vlažnost, kar imenujemo mehansko-sorptivni učinek.

V praktičnem delu ugotavljanja kratkoročnega obnašanja kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona uporabljamo približne formule, ki jih predlaga EC 5, in temeljijo na upoštevanju elastičnih sekantnih modulov zdrsa obravnavane povezave. Z enakimi izrazi se lahko zajame tudi vpliv dolgoročnega obnašanja, kjer so vrednosti elastičnih modulov lesa, betona in mehanske povezave pridobljene z upoštevanjem lezenja in jih imenujemo "efektivni elastični moduli" (Amadio in sod., 2000). Metoda se zaradi nadomestitve elastičnih modulov z "efektivnimi" elastičnimi moduli imenuje "metoda efektivnih modulov". Tako lahko sedaj nelinearno obnašanje kompozitnega sistema opišemo kot linearno, nelinearni vpliv pa zajamemo z nadomestnimi moduli. Ta metoda je najbolj natančna pri ugotavljanju obnašanja nosilcev s krajšim razponom, kjer je vpliv lezenja manjši, pri nosilcih z daljšim razponom in v primeru, ko je ta izpostavljen izrazitim zunanjim pogojem, lahko rezultati te metode precej odstopajo od dejanskega obnašanja (Amadio in sod., 2000). V teh primerih je bolje uporabiti natančnejše metode, ki so dandanes že razvite in uporabljene. Večina temelji na upoštevanju časovne spremenljivosti elastičnega modula.

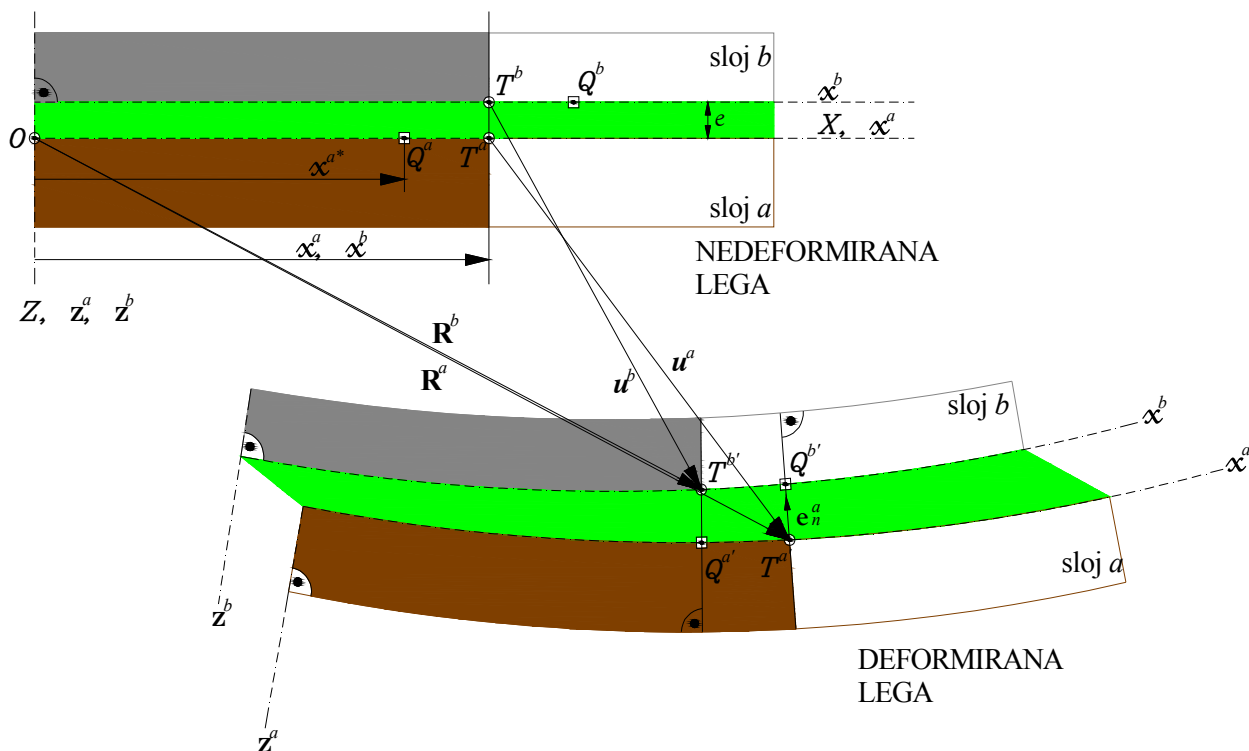
### 3 NUMERIČNI MODEL KOMPOZITNEGA NOSILCA IZ LESA IN BETONA

#### 3.1 Osnovne predpostavke

Pri opisu napetostnega in deformacijskega stanja kompozitnega nosilca bomo uporabili linearno teorijo ravninskih nosilcev, ki ji rečemo tudi Bernoullijeva teorija ravninskih nosilcev. Ravnotežje kompozitnega nosilca iz lesa in betona določa sistem konstitucijskih, ravnotežnih in kinematičnih enačb s pripadajočimi statičnimi (nebistvenimi) in kinematičnimi (bistvenimi) robnimi pogoji. Ker pri izpeljavi numeričnega modela upoštevamo tudi možnost zdrsa in razmika med slojema kompozitnega nosilca, sestavljajo osnovne enačbe prikazanega modela tudi vezne enačbe. Te izpeljemo na osnovi predpostavke o majhnih zdrsih. Zaradi nelinearnih konstitucijskih zvez lesa in betona ter stika analitične rešitve osnovnih enačb kompozitnega nosilca ne poznamo, zato sistem rešimo numerično, z metodo končnih elementov.

#### 3.2 Kinematične, ravnotežne in konstitucijske enačbe

Nosilec se deformira v  $(X,Z)$  ravnini kartezijskega koordinatnega sistema  $(X,Y,Z)$  s pravokotnimi baznimi vektorji  $\mathbf{e}_X$ ,  $\mathbf{e}_Y$ ,  $\mathbf{e}_Z$ . Pri tem velja, da je  $\mathbf{e}_Y = \mathbf{e}_Z \times \mathbf{e}_X$ . Upoštevamo, da referenčna os nedeformiranega dvoslojnega sestavljenega nosilca sovpada s prostorsko koordinatno osjo  $X$ .



Slika 23: Deformirana in nedeformirana lega dvoslojnega kompozitnega nosilca iz lesa in betona

Deformiranje referenčne osi opišemo s krajevnima vektorjema

$$\begin{aligned}\mathbf{R}^a &= x^a \mathbf{e}_x + \mathbf{u}^a = (x^a + u^a) \mathbf{e}_x + w^a \mathbf{e}_z, \\ \mathbf{R}^b &= x^b \mathbf{e}_x + \mathbf{u}^b = (x^b + u^b) \mathbf{e}_x + w^b \mathbf{e}_z,\end{aligned}\quad (1)$$

kjer zgornja indeksa  $(\bullet)^a$  in  $(\bullet)^b$  pomenita količine, ki pripadajo sloju  $a$  oziroma  $b$ . V enačbi (1) označujeta  $u^a$  in  $w^a$  komponenti vektorja pomika referenčne osi v smereh  $X$  in  $Z$  sloja  $a$ , podobno pa z  $u^b$  in  $w^b$  označimo komponenti vektorja pomika sloja  $b$ . Materialne koordinate smo pri sloju  $a$  označili z  $x^a$  in  $z^a$ , pri sloju  $b$  pa z  $x^b$  in  $z^b$  ter predpostavimo  $x^a = x^b = X$  (Slika 23). Na Sliki 23 se vidi, da smo pri modelu upoštevali tudi vmesno plast z debelino  $e$ . Pogosto predpostavimo, da je  $e = 0$ .

Za vsak sloj obravnavanega nosilca privzamemo, da se oblika in velikost prečnih prereзов med deformiranjem ne spreminjata, ter znano Bernoullijevo hipotezo. Ta pravi, da ravni

prečni prerezi v nedeformirani legi ostanejo ravni in pravokotni na deformirano referenčno os tudi v deformirani legi. Zanimarimo tudi vpliv strižnih deformacij in dodatno predpostavimo, da so pomiki, zasuki in deformacije obravnavanega kompozitnega nosilca majhne količine. Skladno s tem so kinematične enačbe kompozitnega nosilca:

$$\begin{aligned} u^{a'} - \varepsilon^a &= 0, & u^{b'} - \varepsilon^b &= 0, \\ w^{a'} + \varphi^a &= 0, & w^{b'} + \varphi^b &= 0, \\ \varphi^{a'} - \kappa^a &= 0, & \varphi^{b'} - \kappa^b &= 0, \end{aligned} \quad (2)$$

kjer  $\varepsilon^a$  in  $\varepsilon^b$  predstavljata osni deformaciji referenčnih osi,  $\kappa^a$  in  $\kappa^b$  sta psevdoukrivljenosti,  $\varphi^a$  in  $\varphi^b$  pa sta zasuka prečnih prerezov sloja  $a$  in  $b$ .

V skladu z Bernoullijevo hipotezo sta osni deformaciji poljubnega materialnega vlakna sloja  $a$  in  $b$ ,  $D^a$  in  $D^b$  v linearni zvezi s koordinatnima osema  $z^a$  in  $z^b$ :

$$\begin{aligned} D^a &= \varepsilon^a + z^a \kappa^a, \\ D^b &= \varepsilon^b + z^b \kappa^b. \end{aligned} \quad (3)$$

Z ravnotežnimi enačbami povežemo osni sili  $N^a$ ,  $N^b$ , prečni sili  $Q^a$ ,  $Q^b$  in upogibna momenta  $M^a$ ,  $M^b$  obravnavanega kompozitnega nosilca s porazdeljeno zunanjo obtežbo  $p_x^a$ ,  $p_x^b$ ,  $p_z^a$ ,  $p_z^b$ ,  $m_y^a$ ,  $m_y^b$ :

$$\begin{aligned} N^{a'} + p_x^a + p_t^a &= 0, & N^{b'} + p_x^b + p_t^b &= 0, \\ Q^{a'} + p_z^a + p_n^a &= 0, & Q^{b'} + p_z^b + p_n^b &= 0, \\ M^{a'} - Q^a + m_y^a &= 0, & M^{b'} - Q^b + m_y^b &= 0, \end{aligned} \quad (4)$$

kjer so  $p_t^a$ ,  $p_t^b$  in  $p_n^a$ ,  $p_n^b$  komponente vektorjev linijske kontaktne obtežbe  $\mathbf{p}^a(x)$  in  $\mathbf{p}^b(x)$ , ki delujeta na stični ploskvi med slojema. Pri tem velja, da je:

$$\mathbf{p}^a(x) + \mathbf{p}^b(x) = \mathbf{0}. \quad (5)$$

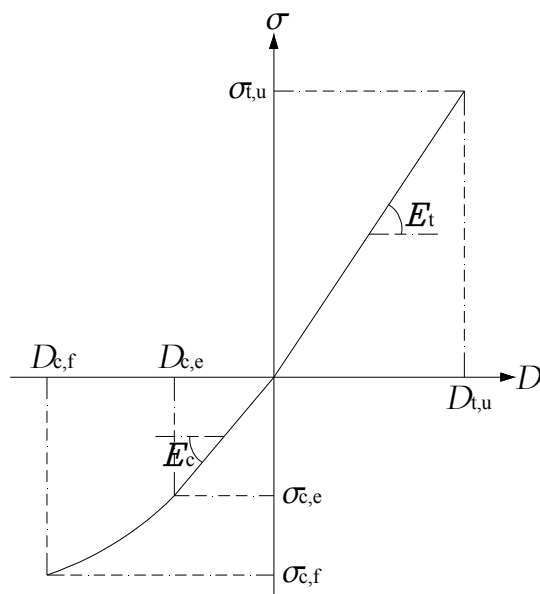
Privzamemo, da sta vzdolžni komponenti kontaktne obtežbe  $p_t^a$  in  $p_t^b$  odvisni samo od zamika, prečni komponenti  $p_n^a$  in  $p_n^b$  pa le od razmika na stični ploskvi. Konstitucijsko zvezo med količinami določimo eksperimentalno.

Zadnji sklop osnovnih enačb nosilca predstavljajo konstitucijske enačbe. Štiri konstitucijske enačbe preko vzdolžnih deformacij poljubnega materialnega vlakna  $D^a$  in  $D^b$  tvorijo zveze med posplošenimi ravnotežnimi notranjimi silami  $N^a$ ,  $N^b$ ,  $M^a$ ,  $M^b$  in posplošenimi konstitucijskimi notranjimi silami  $N_c^a$ ,  $N_c^b$ ,  $M_c^a$ ,  $M_c^b$ :

$$\begin{aligned} N^a &= N_c^a = \int_{A^a} \sigma^a(D^a) dA, \\ N^b &= N_c^b = \int_{A^b} \sigma^b(D^b) dA, \\ M^a &= M_c^a = \int_{A^a} z^a \sigma^a(D^a) dA, \\ M^b &= M_c^b = \int_{A^b} z^b \sigma^b(D^b) dA. \end{aligned} \quad (6)$$

Konstitucijske količine  $N_c^a$ ,  $N_c^b$ ,  $M_c^a$ ,  $M_c^b$  so odvisne od izbranega materialnega modela oziroma zveze  $\sigma^a = \sigma^a(D^a)$  in  $\sigma^b = \sigma^b(D^b)$ , ki jo določimo na osnovi eksperimentalnih preiskav.

V analizi dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona bomo upoštevali konstitucijske zakone lesa, betona in armature, ki so prikazani na slikah 24–26 in jih podrobneje predstavljamo v nadaljevanju. Najprej na Sliki 24 grafično predstavljamo konstitucijski zakon lesa.



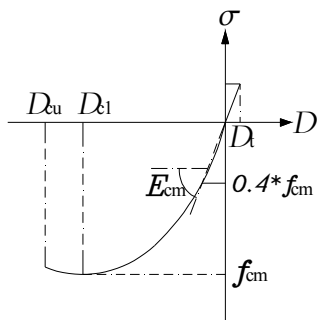
Slika 24: Konstitucijski zakon lesa (Pischl, 1980)

Kot vidimo, je zakon nelinearen in ga v funkcijski obliki zapišemo z enačbo (Pischl, 1980):

$$\sigma(D) = \left. \begin{cases} 0 & D > D_{t,u} \\ E_t \cdot D & D_{t,u} \geq D \geq 0 \\ -E_c \cdot D & D_{c,e} \leq D < 0 \\ D_{c,e} \cdot E_c + \operatorname{tgh}(E_c \cdot D - D_{c,e} \cdot E_c) & D_{c,f} \leq D < D_{c,e} \\ 0 & D < D_{c,f} \end{cases} \right\}, \quad (7)$$

kjer je  $E_t$  elastični modul lesa v nategu,  $E_c$  elastični modul lesa v tlaku,  $D_{t,u}$  deformacija na meji nosilnosti v nategu,  $\sigma_{t,u}$  natezna trdnost,  $D_{c,e}$  deformacija na meji elastičnosti v tlaku,  $\sigma_{c,e}$  napetost na meji elastičnosti v tlaku,  $D_{c,f}$  deformacija na meji nosilnosti v tlaku in  $\sigma_{c,f}$  tlačna trdnost lesa.

Konstitucijski diagram betona izberemo skladno s SIST EN 1992-1-1 (Slika 25).



Slika 25: Konstitucijski zakon betona po SIST EN 1992-1-1

Tudi ta konstitucijski zakon je nelinearen in ga v funkcijski obliki zapišemo z enačbo:

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta},$$

$$\eta = D / D_{c1},$$

$$D_{c1} = 0.7 \cdot f_{cm}^{0.31} \leq 2.8 [\text{‰}], \quad (8)$$

$$k = 1.1 E_{cm} |D_{c1}| / f_{cm},$$

kjer pomeni  $E_{cm}$  srednjo vrednost sekantnega modula elastičnosti,  $f_{cm}$  srednjo vrednost tlačne trdnosti betona,  $D_{c1}$  deformacijo na meji nosilnosti betona v tlaku in  $D_{cu}$  deformacijo na meji tlačne porušitve. Vrednosti, ki določajo konstitucijski diagram betona, so podane v standardu Evrokod 2.

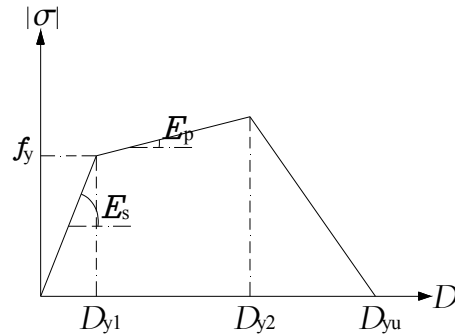
Obnašanje betona v nategu je linearno. Pri tem privzamemo enak elastični modul, kot je začetni elastični modul betona v tlaku:

$$\sigma_t = E_{cm} \cdot D_t, \quad (9)$$

velikost deformacij betona v nategu pa omejimo na 0.055 ‰.



Na koncu na Sliki 26 predstavimo še konstitucijski zakon jekla za armiranje.



Slika 26: Konstitucijski zakon jekla za armiranje po SIST EN 1992-1-1

Kot vidimo na Sliki 26, je tudi ta diagram nelinearen in ga zapišemo v funkcijski obliki:

$$\sigma(D) = \begin{cases} E_s \cdot D & |D| < D_{y1} \\ [f_y + E_p (|D| - D_{y1})] \cdot \text{sgn}(D) & D_{y1} \leq |D| \leq D_{y2} \\ [f_y + E_p (D_{y2} - D_{y1})] \cdot \left(1 - \frac{|D| - D_{y2}}{D_{yu} - D_{y2}}\right) \cdot \text{sgn}(D) & D_{y2} \leq |D| \leq D_{yu} \\ 0 & |D| > D_{yu} \end{cases}, \quad (10)$$

kjer je  $E_s$  elastični modul jekla,  $E_p$  modul utrditve jekla,  $f_y$  meja tečenja,  $D_{y1}$ ,  $D_{y2}$ ,  $D_{yu}$  deformacije pri meji tečenja, mejni napetosti in porušitvi, sgn pa predstavlja predznak deformacije.

Pripadajoči statični in kinematični robni pogoji h kinematičnim in ravnotežnim enačbam so:

$x = 0$ :

$$\begin{aligned} N^a(0) + S_1^a &= 0, & N^b(0) + S_1^b &= 0, \\ Q^a(0) + S_2^a &= 0, & Q^b(0) + S_2^b &= 0, \\ M^a(0) + S_3^a &= 0, & M^a(0) + S_3^b &= 0, \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned}
 u^a(0) &= u_1^a, & u^b(0) &= u_1^b, \\
 w^a(0) &= u_2^a, & w^b(0) &= u_2^b, \\
 \varphi^a(0) &= u_3^a, & \varphi^b(0) &= u_3^b,
 \end{aligned} \tag{12}$$

$x = L$ :

$$\begin{aligned}
 -N^a(L) + S_4^a &= 0, & -N^b(L) + S_4^b &= 0, \\
 -Q^a(L) + S_5^a &= 0, & -Q^b(L) + S_5^b &= 0, \\
 -M^a(L) + S_6^a &= 0, & -M^b(L) + S_6^b &= 0,
 \end{aligned} \tag{13}$$

$$\begin{aligned}
 u^a(L) &= u_4^a, & u^b(L) &= u_4^b, \\
 w^a(L) &= u_5^a, & w^b(L) &= u_5^b, \\
 \varphi^a(L) &= u_6^a, & \varphi^b(L) &= u_6^b.
 \end{aligned} \tag{14}$$

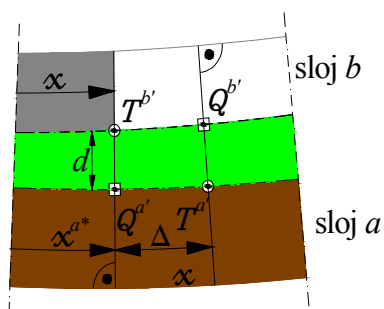
V zgornjih enačbah predstavljajo  $u_i^a$  in  $u_i^b$  ( $i = 1, 2, \dots, 6$ ) predpisane posplošene robne pomike,  $S_i^a$  in  $S_i^b$  pa predstavljajo predpisane posplošene robne sile, na robovih  $x = x^a = x^b = 0$  in  $x = x^a = x^b = L$  sloja  $a$  in  $b$  obravnavanega kompozitnega nosilca.

### 3.3 Vezne enačbe

Pri deformiranju dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona nastopajo na stiku slojev zdrs in razmik/stisk. Zato pri izpeljavi veznih enačb kompozitnega nosilca poleg zdrsa upoštevamo tudi razmikanje oziroma vtiskanje slojev. V nadaljevanju razmikanje in vtiskanje slojev označujemo s skupnim izrazom razmik.

Pri inženirskih kompozitnih konstrukcijah praviloma definiramo zdrs in razmik kot povprečen zdrs in povprečen razmik tankega vmesnega sloja z debelino  $e$  (Slika 27). Lastnost vmesnega

sloja oziroma stika je odvisna od lastnosti slojev kompozitnega nosilca in od vrste povezave med slojema ter se določi s posebej zasnovanimi eksperimenti. V nadaljevanju predpostavimo nelinearen konstitucijski zakon stika tako v vzdolžni kot tudi v prečni smeri.



Slika 27: Geometrijski pomen zdrsa in razmika kompozitnega nosilca

Skladno s Krofličem (2007) so zamiki in razmiki med slojema kompozitnega nosilca definirani z enačbama ( $e = 0$ ):

$$\Delta = u^a - u^b . \quad (15)$$

in

$$d = w^a - w^b . \quad (16)$$

Za modeliranje stika poznamo dva inženirska načina. Pri prvem vsako vezno sredstvo modeliramo kot vzmet, pri drugem, ki je numerično učinkovitejši, pa vezna sredstva "razmažemo" po celotni stični ploskvi kompozitnega nosilca, kar predstavlja zvezno vzmet. V našem primeru se odločimo za modeliranje stika z zvezno vzmetjo, kar predstavlja dejansko zvezno obtežbo na stiku med slojema obravnavanega kompozitnega nosilca. Kontaktne sile označimo z:

$$\begin{aligned} \mathbf{p}^a(x) &= p_x^a(x)\mathbf{e}_x + p_z^a(x)\mathbf{e}_z, \\ \mathbf{p}^b(x) &= p_x^b(x)\mathbf{e}_x + p_z^b(x)\mathbf{e}_z, \end{aligned} \quad (17)$$

za njih pa veljajo po enačbi (5) tudi naslednje zveze v komponentni obliki:

$$\begin{aligned} p_x^a(x) + p_x^b(x) &= 0, \\ p_z^a(x) + p_z^b(x) &= 0. \end{aligned} \quad (18)$$

Togost stika je odvisna od materialnih lastnosti slojev nosilca in konstrukcijskih detajlov stika. Kot smo že povedali, so zveze med kontaktnimi količinami določene eksperimentalno in jih zapišemo s t. i. konstitucijskimi enačbami stika, ki jih splošno zapišemo v obliki:

$$\begin{aligned} p_t^a &= f(\Delta, p_n^a, \dots), \\ p_n^a &= h(d, p_t^a, \dots). \end{aligned} \quad (19)$$

Za podano zunanjo obtežbo predstavljajo enačbe (2), (4), (6), (15), (16), (18) in (19) sistem 22. navadnih diferencialnih in algebraskih enačb za 22 neznanih funkcij  $u^a(x)$ ,  $u^b(x)$ ,  $w^a(x)$ ,  $w^b(x)$ ,  $\varphi^a(x)$ ,  $\varphi^b(x)$ ,  $\varepsilon^a(x)$ ,  $\varepsilon^b(x)$ ,  $\kappa^a(x)$ ,  $\kappa^b(x)$ ,  $N^a(x)$ ,  $N^b(x)$ ,  $Q^a(x)$ ,  $Q^b(x)$ ,  $M^a(x)$ ,  $M^b(x)$ ,  $\Delta(x)$ ,  $d(x)$ ,  $p_t^a(x)$ ,  $p_t^b(x)$ ,  $p_n^a(x)$  in  $p_n^b(x)$ . Enačbe rešimo z upoštevanjem robnih pogojev (11) – (14).

### 3.4 Formulacija končnih elementov

Analitična rešitev za določitev napetostnega in deformacijskega stanja dvoslojnega kompozitnega nosilca iz lesa in betona je mogoča samo v primeru linearnega materialnega modela slojev in linearnega konstitucijskega modela na stiku slojev (Kroflič in sod., 2010). V primeru nelinearnih zvez je sistem enačb rešljiv samo z numeričnimi metodami, za reševanje najpogosteje uporabimo metodo končnih elementov. V tej nalogi bomo enačbe za določitev napetostnega in deformacijskega stanja obravnavanega kompozitnega nosilca rešili z uporabo deformacijskih končnih elementov. Kot je znano, izpeljemo deformacijske končne elemente s pomočjo modificiranega izreka o virtualnem delu. Značilnost tega izreka je v tem, da so deformacije edine neznane funkcije sistema enačb. Modificirani izrek o virtualnem delu predstavlja izraz:

$$\begin{aligned}
 \delta W^* &= \delta W^{a*} + \delta W^{b*} \\
 &= \int_0^L \left( (N_c^a - N^a) \delta \varepsilon^a + (M_c^a - M^a) \delta \kappa^a \right) dx^a \\
 &\quad + \left( u^a(L) - u^a(0) - \int_0^L \varepsilon^a d\xi \right) \delta N^a(0) \\
 &\quad + \left( w^a(L) - w^a(0) + \int_0^L \varphi^a d\xi \right) \delta Q^a(0) \\
 &\quad + \left( \varphi^a(L) - \varphi^a(0) - \int_0^L \kappa^a d\xi \right) \delta M^a(0) \\
 &\quad + (-S_1^a - N^a(0)) \delta u^a(0) + (-S_2^a - Q^a(0)) \delta w^a(0) \\
 &\quad + (-S_3^a - M^a(0)) \delta \varphi^a(0) + (-S_4^a + N^a(L)) \delta u^a(L) \\
 &\quad + (-S_5^a + Q^a(L)) \delta w^a(L) + (-S_6^a + M^a(L)) \delta \varphi^a(L) \\
 &\quad + \int_0^L \left( (N_c^b - N^b) \delta \varepsilon^b + (M_c^b - M^b) \delta \kappa^b \right) dx^b \tag{20} \\
 &\quad + \left( u^b(L) - u^b(0) - \int_0^L \varepsilon^b d\xi \right) \delta N^b(0) \\
 &\quad + \left( w^b(L) - w^b(0) + \int_0^L \varphi^b d\xi \right) \delta Q^b(0) \\
 &\quad + \left( \varphi^b(L) - \varphi^b(0) - \int_0^L \kappa^b d\xi \right) \delta M^b(0) \\
 &\quad + (-S_1^b - N^b(0)) \delta u^b(0) + (-S_2^b - Q^b(0)) \delta w^b(0) \\
 &\quad + (-S_3^b - M^b(0)) \delta \varphi^b(0) + (-S_4^b + N^b(L)) \delta u^b(L) \\
 &\quad + (-S_5^b + Q^b(L)) \delta w^b(L) + (-S_6^b + M^b(L)) \delta \varphi^b(L) = 0.
 \end{aligned}$$

Edine neznanke funkcionala (20) so deformacije  $\varepsilon^a(x)$ ,  $\varepsilon^b(x)$ ,  $\kappa^a(x)$ ,  $\kappa^b(x)$ , posplošene statične robne količine  $N^a(0)$ ,  $Q^a(0)$ ,  $M^a(0)$ ,  $N^b(0)$ ,  $Q^b(0)$ ,  $M^b(0)$  in pospološene kinematične robne količine  $u^a(0)$ ,  $u^a(L)$ ,  $w^a(0)$ ,  $w^a(L)$ ,  $\varphi^a(0)$ ,  $\varphi^a(L)$ ,  $u^b(0)$ ,  $u^b(L)$ ,  $w^b(0)$ ,  $w^b(L)$ ,  $\varphi^b(0)$  in  $\varphi^b(L)$ .

Osnih deformaciji  $\varepsilon^a$ ,  $\varepsilon^b$  in psevdoukrivljenosti  $\kappa^a$  ter  $\kappa^b$  interpoliramo z Lagrangejevimi polinomi  $L_m$  ( $m = 1, 2, \dots, M$ ) stopnje  $(M - 1)$ :

$$\begin{aligned}\varepsilon^a(x) &= \sum_{m=1}^M L_m(x) \varepsilon_m^a, \\ \varepsilon^b(x) &= \sum_{m=1}^M L_m(x) \varepsilon_m^b, \\ \kappa^a(x) &= \sum_{m=1}^M L_m(x) \kappa_m^a, \\ \kappa^b(x) &= \sum_{m=1}^M L_m(x) \kappa_m^b.\end{aligned}\tag{21}$$

Na splošnosti ne izgubimo, če predpostavimo ekvidistantne interpolacijske točke. Skalarnе vrednosti  $\varepsilon_m^a$ ,  $\varepsilon_m^b$ ,  $\kappa_m^a$ ,  $\kappa_m^b$  predstavljajo vozliščne vrednosti osnih deformacij in psevdoukrivljenosti. Ko vstavimo interpolirane količine (21) v enačbo (20) in upoštevamo znane postopke variacijskega računa, dobimo posplošeni sistem diskretnih ravnotežnih enačb dvoslojnega kompozitnega nosilca iz lesa in betona z upoštevanjem zdrsa in razmika med slojema:

$$\mathbf{g}_i = \int_0^L (N_c^a - N^a) L_i d\xi = 0, \quad i = 1, \dots, M$$

$$\mathbf{g}_{M+i} = \int_0^L (N_c^b - N^b) L_i d\xi = 0, \quad i = 1, \dots, M$$

$$\mathbf{g}_{2M+i} = \int_0^L (M_c^a - M^a) L_i d\xi = 0, \quad i = 1, \dots, M$$

$$\mathbf{g}_{3M+i} = \int_0^L (M_c^b - M^b) L_i d\xi = 0, \quad i = 1, \dots, M$$

$$\mathbf{g}_{4M+1} = u^a(L) - u^a(0) - \int_0^L \varepsilon^a d\xi = 0,$$

$$\begin{aligned}
 g_{4M+2} &= w^a(L) - w^a(0) - \int_0^l \varphi^a d\xi = 0, \\
 g_{4M+3} &= \varphi^a(L) - \varphi^a(0) - \int_0^l \kappa^a d\xi = 0, \\
 g_{4M+4} &= u^b(L) - u^b(0) - \int_0^l \varepsilon^b d\xi = 0, \\
 g_{4M+5} &= w^b(L) - w^b(0) - \int_0^l \varphi^b d\xi = 0, \\
 g_{4M+6} &= \varphi^b(L) - \varphi^b(0) - \int_0^l \kappa^b d\xi = 0, \\
 g_{4M+7} &= -S_1^a - N^a(0) = 0, \\
 g_{4M+8} &= -S_2^a - Q^a(0) = 0, \\
 g_{4M+9} &= -S_3^a - M^a(0) = 0, \\
 g_{4M+10} &= -S_1^b - N^b(0) = 0, \\
 g_{4M+11} &= -S_2^b - Q^b(0) = 0, \\
 g_{4M+12} &= -S_3^b - M^b(0) = 0, \\
 g_{4M+13} &= S_4^a - N^a(L) = 0, \\
 g_{4M+14} &= S_5^a - Q^a(L) = 0, \\
 g_{4M+15} &= S_6^a - M^a(L) = 0, \\
 g_{4M+16} &= S_4^b - N^b(L) = 0, \\
 g_{4M+17} &= S_5^b - Q^b(L) = 0, \\
 g_{4M+18} &= S_6^b - M^b(L) = 0.
 \end{aligned} \tag{22}$$

Zgornji nelinearni sistem algebrajskih enačb sestavlja  $4M + 18$  enačb za prav toliko neznanih količin. Od teh neznanih količin je  $4M + 6$  notranjih prostostnih stopenj  $\varepsilon_m^a$ ,  $\varepsilon_m^b$ ,  $\kappa_m^a$ ,  $\kappa_m^b$  ( $m = 1, 2, \dots, M$ ),  $N^a(0)$ ,  $Q^a(0)$ ,  $M^a(0)$ ,  $N^b(0)$ ,  $Q^b(0)$ ,  $M^b(0)$  in 12 zunanjih prostostnih

stopenj  $u^a(0)$ ,  $u^a(L)$ ,  $w^a(0)$ ,  $w^a(L)$ ,  $\varphi^a(0)$ ,  $\varphi^a(L)$ ,  $u^b(0)$ ,  $u^b(L)$ ,  $w^b(0)$ ,  $w^b(L)$ ,  $\varphi^b(0)$  ter  $\varphi^b(L)$  končnega elementa.

Druge neznanne funkcije  $u^a(x)$ ,  $u^b(x)$ ,  $w^a(x)$ ,  $w^b(x)$ ,  $\varphi^a(x)$ ,  $\varphi^b(x)$ ,  $N^a(x)$ ,  $N^b(x)$ ,  $Q^a(x)$ ,  $Q^b(x)$ ,  $M^a(x)$ ,  $M^b(x)$ ,  $\Delta(x)$ ,  $d(x)$ ,  $p_t^a(x)$ ,  $p_t^b(x)$ ,  $p_n^a(x)$  in  $p_n^b(x)$ , ki jih potrebujemo za reševanje sistema enačb (22) so določene z enačbami:

$$\begin{aligned}
 u^a(x) &= u^a(0) + \int_0^x \varepsilon^a d\xi, \\
 w^a(x) &= w^a(0) - \int_0^x \varphi^a d\xi, \\
 \varphi^a(x) &= \varphi^a(0) + \int_0^x \kappa^a d\xi, \\
 u^b(x) &= u^b(0) + \int_0^x \varepsilon^b d\xi, \\
 w^b(x) &= w^b(0) - \int_0^x \varphi^b d\xi, \\
 \varphi^b(x) &= \varphi^b(0) + \int_0^x \kappa^b d\xi, \\
 N^a(x) &= N^a(0) - \int_0^x (p_x^a + p_t^a) d\xi, \\
 Q^a(x) &= Q^a(0) - \int_0^x (p_z^a + p_n^a) d\xi, \\
 M^a(x) &= M^a(0) + \int_0^x (Q^a - m_y^a) d\xi, \\
 N^b(x) &= N^b(0) - \int_0^x (p_x^b + p_t^b) d\xi, \\
 Q^b(x) &= Q^b(0) - \int_0^x (p_z^b + p_n^b) d\xi,
 \end{aligned} \tag{23}$$



$$M^b(x) = M^b(0) + \int_0^x (Q^b - m_y^b) d\xi,$$

in

$$d(x) = w^a - w^b,$$

$$\Delta(x) = u^a - u^b,$$

$$p_t^a = f(\Delta),$$

$$p_n^a = h(d),$$

$$p_t^b(x) = -p_t^a(x),$$

$$p_n^b(x) = -p_n^a(x).$$

Predstavljeni algebraični sistem diskretnih posplošenih ravnotežnih enačb dvoslojnega kompozitnega nosilca iz lesa in betona z upoštevanjem zdrsa in razmika rešimo z uporabo Newton-Raphsonove iteracijske metode.

## 4 PROJEKTIRANJE DVOSLOJNIH KOMPOZITNIH NOSILCEV IZ LESA IN BETONA V SKLADU Z EVROPSKIMI STANDARDI

### 4.1 Splošno

Uporaba evropskih standardov je v Sloveniji zakonsko obvezna in določa zahteve za zagotovitev mehanske odpornosti in stabilnosti objektov. Projektiranje dvoslojnih kompozitnih lesenih nosilcev se izvaja v skladu s standardom SIST EN 1995-1-1:2005 po Dodatku A, po katerem pa lahko projektiramo tudi dvoslojne kompozitne nosilce iz lesa in betona, kjer upoštevamo ustrezno vrednost elastičnih modulov osnovnih materialov in modulov stika vmesnega sloja.

Poenostavljen postopek, ki je predstavljen v tem standardu, temelji na linearni teoriji elastičnosti in naslednjih predpostavkah:

- pri računu efektivnih togosti elementov predstavlja dolžina  $l$  razpetino prostoležečega nosilca. Za kontinuirne nosilce se lahko za efektivno dolžino nosilca vzame  $0.8 \cdot l$ , kjer je  $l$  razpetina polja kontinuirnega nosilca. Pri konzolnih nosilcih se za efektivno dolžino vzame dvakratna dolžina konzole;
- sloji kompozitnega nosilca so homogeni oziroma so plasti spojene z nepodajnimi lepljenimi stiki;
- posamezni deli kompozitnega nosilca so med seboj spojeni z mehanskimi veznimi sredstvi z modulom pomika  $K$ ;
- razdalje med veznimi sredstvi so konstantne ali pa se enakomerno spreminjajo glede na prečno silo med  $s_{\min}$  in  $s_{\max}$ , kjer predstavlja  $s_{\max} \leq 4 \cdot s_{\min}$  pogoj za enakomerno spreminjanje razdalj med veznimi sredstvi;
- obtežba deluje v smeri  $z$  (prečno na os nosilca) in v nosilcu povzroča upogibni moment  $M_y = M_y(x)$  in prečno silo  $V_z = V_z(x)$ . Upogibni moment se vzdolž nosilca spreminja v obliki sinusne krivulje ali parabole.

Poleg omenjenih predpostavk veljajo za računsko analizo sestavljenih nosilcev iste predpostavke kot za homogene nosilce. Edina razlika je v tem, da je v analizi potrebno upoštevati tudi zdrse na stiku med sloji sestavljenega nosilca. Bernoullijeva hipoteza, Hookov zakon in ostale predpostavke ravninskih nosilcev tako veljajo le za vsak sloj sestavljenega nosilca, zato nastopajo na stiku slojev napetostne nezveznosti po prečnem prerezu (Slika 28).

## 4.2 Efektivna upogibna togost dvoslojnega sestavljenega nosilca

SIST EN 1995-1-1:2005 v Dodatku A za izračun sestavljenih linijskih elementov predpisuje t. i. " $\gamma$ -postopek", kjer podajnost veznih sredstev na stiku med slojema upoštevamo s koeficientom podajnosti stika ( $\gamma$ ). S tem koeficientom dejansko reduciramo upogibno togost sestavljenega nosilca zaradi podajnega stika med slojema in ga izračunamo z izrazom:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2), \quad (24)$$

kjer je pomen oznak naslednji:

$E_i$  ... srednja vrednost elastičnega modula sloja " $i$ ",

$A_i = b_i h_i$  ... ploščina prečnega prereza sloja " $i$ ",

$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12}$  ... vztrajnostni moment okoli lokalne težiščne osi sloja " $i$ ",

$\gamma_i$  ... koeficient podajnosti stika, prirejen sloju " $1$ ", ( $\gamma_2 = 1$ ) in

$a_i$  ... oddaljenost težišča sloja " $i$ " od globalne težiščne osi sestavljenega nosilca.

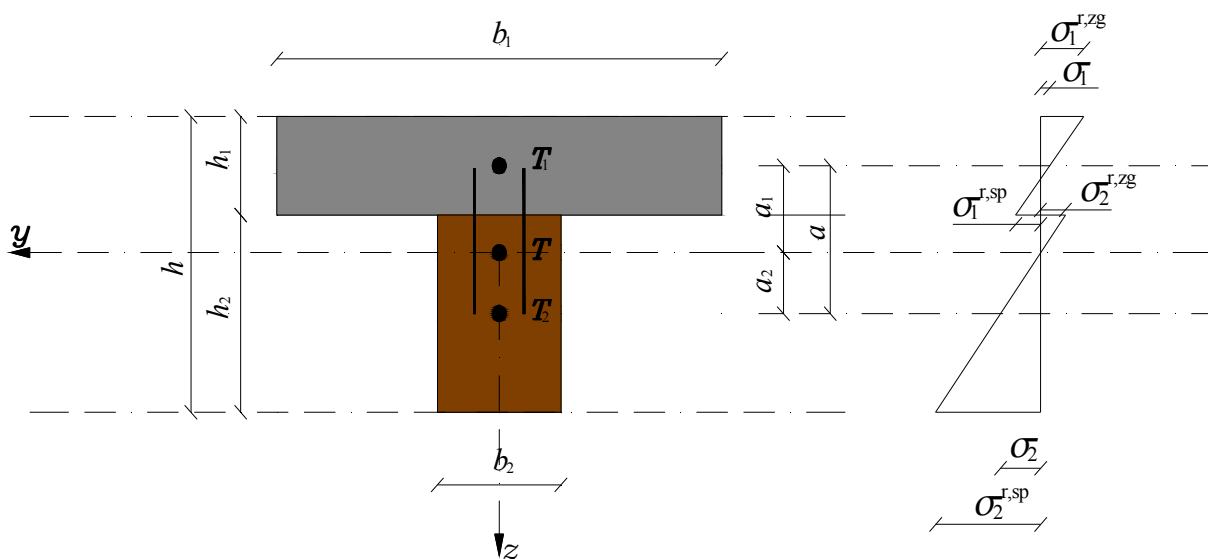
Vrednost koeficienta podajnosti stika ( $\gamma_i$ ) je odvisna od razporeditve veznih sredstev vzdolž stika oziroma od njihove medsebojne razdalje ( $s_i$ ), lastnosti veznih sredstev ( $K_{ser}$  v mejnem stanju uporabnosti in  $K_u$  v mejnem stanju nosilnosti), stične površine in elastičnega modula ( $E_i$ ).

Koeficient podajnosti stika, ki je prirejen sloju "i", izračunamo z naslednjo enačbo:

$$\gamma_i = \left[ 1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2} \right]^{-1}. \quad (25)$$

$s_i$  je računaska razdalja ene vrste veznih sredstev v vzdolžni smeri, ki jo izračunamo z izrazom  $s_i = s/n$ , kjer je  $n$  število vrst veznih sredstev vzdolž nosilca in  $s$  dejanska razdalja med veznimi sredstvi.  $K_i$  predstavlja strižno togost veznega sredstva v mejnem stanju nosilnosti ( $K_u$ ) oziroma v mejnem stanju uporabnosti ( $K_{ser}$ ).

Vrednost koeficienta  $\gamma_i$  se teoretično giblje med 0 in 1. Vrednost  $\gamma_i = 0$  pomeni, da povezave med slojema ni,  $\gamma_i = 1$  pa pomeni, da je povezava med slojema popolnoma toga, torej zamikov na stični ploskvi ni.



Slika 28: Geometrijske karakteristike prečnega prereza sestavljenih dvoslojnih nosilcev in razporeditev normalnih napetosti po prečnem prerezu

Oddaljenost težišča sloja "i" od računskega težišča prečnega prereza dvoslojnega kompozitnega nosilca izračunamo s pomočjo naslednjih izrazov:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i}, \quad (26)$$

$$a_1 = \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2. \quad (27)$$

### 4.3 Strižna togost veznega sredstva

Običajno v analizi za strižno togost stika oziroma modul zdrsa upoštevamo sekantni modul zdrsa. Praviloma na konstitucijskem diagramu strižni tok-zamik predstavlja sekantni modul naklon premice, ki jo določa izhodišče diagrama in strižna napetost ob dopustnem zamiku. V uporabi pa so lahko tudi druge vrednosti sekantnega modula, ki jih določata izhodiščna točka in strižna napetost, ki pripada določenemu odstotku še dopustnega zamika. Za določanje togosti stika pa lahko uporabimo tudi začetno togost strižnega obnašanja uporabljenega veznega sredstva.

Zveza med strižno togostjo povezave pri mejnem stanju nosilnosti in uporabnosti je določena z izrazom:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser}. \quad (28)$$

### 4.4 Kontrola normalnih napetosti

V težišču sloja "i" izračunamo normalno napetost s pomočjo izraza:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M_d}{(EI)_{ef}}, \quad (29)$$

kjer je  $M_d$  projektni upogibni moment v obravnavanem prečnem prerezu nosilca.

Dodatno moramo preveriti še normalne napetosti na robovih kritičnega prečnega prereza sloja "i". Te izračunamo z enačbo:

$$\sigma_i^r = \sigma_i \pm \frac{E_i h_i M_d}{2(EI)_{ef}}. \quad (30)$$

Pri dvoslojnem kompozitnem nosilcu iz lesa in betona morajo napetosti na robovih zadoščati zahtevam standarda za betonske oziroma lesene konstrukcije:

$$\sigma_{1=beton}^r \leq 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (31)$$

$$\sigma_{2=les}^r \leq f_{m,d}, \quad (32)$$

$$\sigma_{2=les} \leq f_{c,0,d} \text{ oziroma } \sigma_{2=les} \leq f_{t,0,d}, \quad (33)$$

kjer je  $f_{ck}$  karakteristična tlačna trdnost betona,  $f_{m,d}$  projektna upogibna trdnost lesa,  $f_{c,0,d}$  projektna tlačna trdnost lesa v smeri vlaken,  $f_{t,0,d}$  pa projektna natezna trdnost lesa v smeri vlaken.

#### 4.5 Kontrola strižnih napetosti

Največje strižne napetosti v prečnem prerezu dvoslojnega kompozitnega nosilca iz lesa in betona nastopajo v računskem težišču prečnega prereza. Računsko težišče sestavljenega prečnega prereza je skoraj vedno v lesenem sloju, zato največje strižne napetosti izračunamo z izrazom:

$$\tau_{2,\max} = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 + E_2 b_2 (0.5h_2 - a_2)^2 0.5}{b_2 (EI)_{ef}} V_{d,\max}, \quad (34)$$

kjer je  $V_{d,max}$  največja prečna sila v obravnavanem nosilcu.

Strižne napetosti morajo zadostiti pogoju:

$$\tau_{2,max} \leq f_{v,d}, \quad (35)$$

kjer je  $f_{v,d}$  računski strižna trdnost lesa, katere vrednost je za določeno vrsto lesa podana v evropskih standardih.

#### 4.6 Kontrola nosilnosti veznih sredstev

Projektna strižna sila, ki deluje na posamezno vezno sredstvo, je določena z naslednjo enačbo:

$$F_{i,d} = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i V_d}{(EI)_{ef}}, \quad (36)$$

kjer je  $V_d$  projektna prečna sila nosilca na mestu, kjer projektno strižno silo veznega sredstva računamo in ki jo pripišemo veznemu sredstvu.

Projektna strižna sila veznega sredstva ne sme prekoračiti njegove projektne nosilnosti, kar zagotavlja pogoj:

$$F_{i,d} \leq F_{v,Rd}, \quad (37)$$

kjer je  $F_{v,Rd}$  projektna strižna nosilnost veznega sredstva.

#### 4.7 Kontrola pomikov

Za dvoslojni kompozitni nosilec iz lesa in betona moramo po SIST EN 1995-1-1 upoštevati tudi pogoj mejnega stanja uporabnosti. Preverjamo torej trenutne in končne pomike obravnavane kompozitne konstrukcije. Trenutne pomike, označimo jih z  $u_{inst}$ , preverjamo pri karakteristični kombinaciji vplivov  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ , kjer  $G_{k,j}$  predstavlja stalne vplive,  $Q_{k,1}$  predstavlja prevladujoč spremenljiv vpliv in  $Q_{k,i} (i > 1)$  druge spremenljive vplive,  $\psi_0$  pa je faktor za karakteristično vrednost spremenljivega vpliva.

Končne pomike konstrukcije  $u_{fin}$ , ki jih sestavljajo trenutni pomiki  $u_{inst}$  in pomiki zaradi reoloških vplivov lesa in betona, preverimo pri navidezno stalni kombinaciji vplivov  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$  in ob upoštevanju reoloških vplivov. Te lahko skladno s standardom izračunamo z enačbo:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + u_{fin,Qi} \quad (38)$$

V enačbi (38) predstavlja končni pomik vsota pomikov zaradi lastne in stalne ter koristne obtežbe. Posamezne prispevke izračunamo z enačbami :

$$\begin{aligned} u_{fin,G} &= u_{inst,G} (1 + k_{def}), \\ u_{fin,Q1} &= u_{inst,Q1} (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}), \\ u_{fin,Qi} &= u_{inst,Qi} (1 + \psi_{2,i} \cdot k_{def}), \end{aligned} \quad (39)$$

kjer je  $k_{def}$  deformacijski faktor,  $\psi_2$  pa je faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva.

Pri kontroli pomikov prostoležečega kompozitnega nosilca iz lesa in betona z razpetino  $l$  mora veljati, da je začetni pomik med  $l/300$  in  $l/500$ , končni pa med  $l/150$  in  $l/300$ .



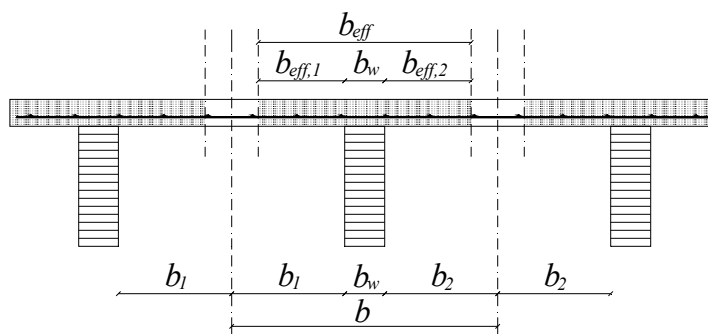
#### 4.8 Sodelujoča širina tlačne betonske pasnice

Pri projektiranju kompozitne konstrukcije iz lesenih nosilcev in tlačne betonske plošče konstrukcijo praviloma nadomestimo z dvoslojnim kompozitnim nosilcem, ki ga sestavljata leseni nosilec in nadomestni betonski nosilec z nadomestno širino  $b_{eff}$  tlačne betonske plošče. Nadomestna sodelujoča širina je v splošnem odvisna od dimenzij prečnega prereza lesenega nosilca in betonske plošče, vrste obtežbe, razpetine in pogojev podpiranja. Z upoštevanjem geometrije prečnega prereza obravnavane kompozitne konstrukcije (Slika 29) in medsebojnih oddaljenosti ničelnih točk upogibnih momentov  $l_0$  (Slika 30) jo lahko določimo s pomočjo enačbe:

$$b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i} \quad (40)$$

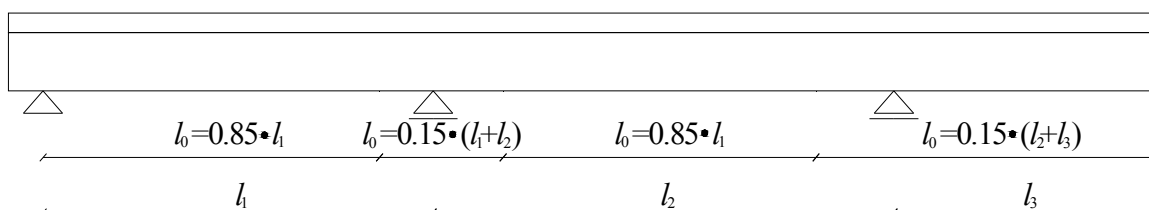
Tako določena sodelujoča širina se lahko uporablja v vseh vrstah mejnih stanj, in sicer tako za globalno analizo konstrukcij kot tudi za lokalno analizo na nivoju prereza. Efektivna širina posameznega dela betonske plošče mora zadostiti trem pogojem:

$$\begin{aligned} b_{eff,i} &= 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0, \\ b_{eff,i} &\leq 0.2 \cdot l_0, \\ b_{eff,i} &\leq b_i. \end{aligned} \quad (41)$$



Slika 29: Geometrijski parametri sodelujoče širine tlačne betonske plošče

Kadar ni zahtevana velika natančnost računa, se lahko pri analizi konstrukcije upošteva konstantna širina pasnice po celotni dolžini razpetine, pri tem pa se uporabi vrednost širine, ki je določena za prerez v polju. V nasprotnem primeru se sodelujoča širina spreminja vzdolž dvoslojnega sestavljenega nosilca glede na razdaljo med ničelnimi točkami momentov.



Slika 30: Razdalje ničelnih točk momentov za izračun sodelujoče širine

## 5 RAČUNSKI PRIMERI

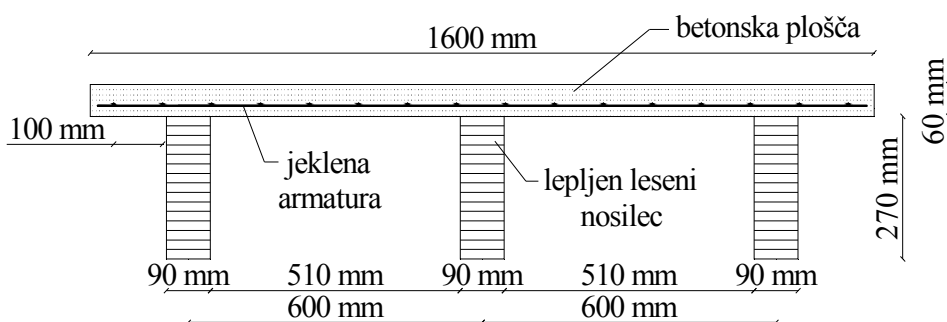
### 5.1 Validacija matematičnega modela

#### 5.1.1 Eksperimentalno obnašanje kompozitnega nosilca iz lesa in prefabriciranega betona z veznimi sredstvi tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)

##### 5.1.1.1 Podatki preizkušancev

Mehanska povezava tega tipa je sestavljena iz jeklenih ušes v obliki črke U, kot je bilo že opisano v poglavju 2.3.3.1 (Sliki 18 in 19). Ta ušesa se na vsakih 600 mm privarijo na jekleno ploščo dolžine 2400 mm, ki poteka vzdolž treh lesenih nosilcev. Jekleni plošči se potopita v betonsko ploščo na sredini razpona preizkušancev zvarita. Zaradi optimizacije so v te jeklene plošče narejene luknje premera 50 mm, ki so druga od druge oddaljene 100 mm. Jeklena ušesa in jeklene plošče so iz jeklene pločevine debeline 3 mm in ne iz standardne z debelino 2 mm, saj so avtorji (Lukaszewska in sod., 2010) želeli povečati togost tega veznega sredstva. Leseni in betonski sloj kompozitnega nosilca z vgrajenimi jeklenimi ušesi se poveže v enovit nosilec z žebli, ki so skozi jeklena ušesa zabiti v lesene nosilce.

Za to vrsto strižne povezave sta bila testirana dva prototipna preizkušanca. Oba sta bila sestavljena iz treh lepljenih lesenih nosilcev in prefabricirane betonske plošče, v katero so bile med betoniranjem vgrajene jeklene plošče z jeklenimi ušesi.



Slika 31: Geometrijski podatki preizkušancev (Lukaszewska in sod., 2010)

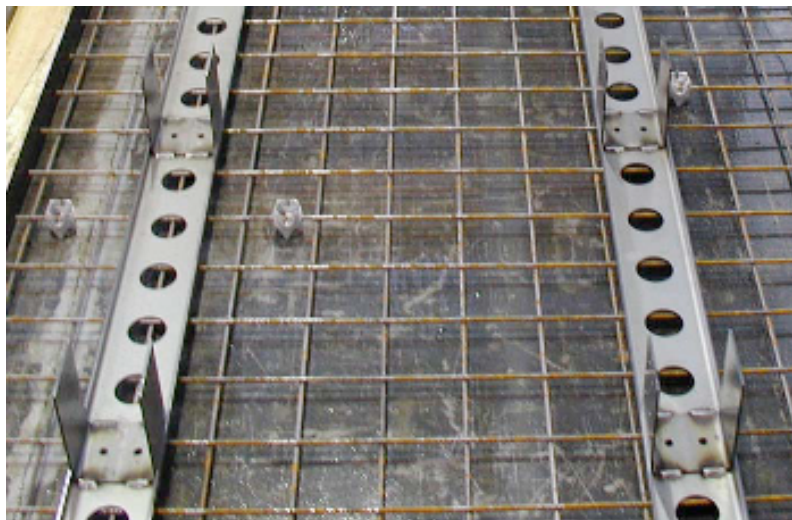
Preizkušanca sta bila sestavljena iz betonske plošče (C 20/25) dimenzij  $60 \times 1600 \times 4800$  mm in treh lepljenih lameliranih nosilcev (GL 32) dimenzij  $90 \times 270 \times 4800$  mm (Slika 31). Betonski plošči sta bili armirani z armaturnimi mrežami prereza palic 6 mm na razdalji  $100 \times 100$  mm. Montažni betonski plošči sta bili izdelani v treh dneh. Po sedmih dneh so avtorji na vnaprej pripravljenih kockah in cilindrih določili tlačno trdnost in gostoto uporabljenega betona (Preglednica 3). Karakteristiki sta bili izmerjeni na dan, ko sta bila testirana upogibna preizkušanca. Vrednosti elastičnega modula betona so določene glede na srednje vrednosti tlačne trdnosti betona skladno z Evrokod 2 (Lukaszewska in sod., 2010).

V Preglednici 3 so predstavljene tudi izmerjene mehanske lastnosti uporabljenega lesa (gostota in vlažnost). Vrednosti elastičnega modula in upogibne trdnosti lesenih nosilcev sta bili ocenjeni na osnovi povprečja s preizkušanjem nepoškodovanih delov lesenih nosilcev po končanem upogibnem preizkusu in znašata 10.7 GPa oziroma 47.9 MPa. Izmerjeni modul elastičnosti je nekoliko nižji od vrednosti, ki jo predpisuje evropski standard za les, kvalitete GL 32, izmerjena upogibna togost pa je za 33 % višja.

Preglednica 3: Izmerjene mehanske lastnosti betona in lesa za preizkušavec s strižno povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)

Preizkušavec	Mehanske lastnosti betona			Mehanske lastnosti lesa	
	tlačna trdnost (MPa)		gostota	gostota	vlažnost
	kocka	ciliner	( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	(%)
1	56.5	46.9	2363.0	452.9	9.3
2	59.6	49.5	2313.1	453.8	10.0

Slika 32 prikazuje enega od preizkušancev z veznim sredstvom tipa SP+N tik pred betoniranjem.

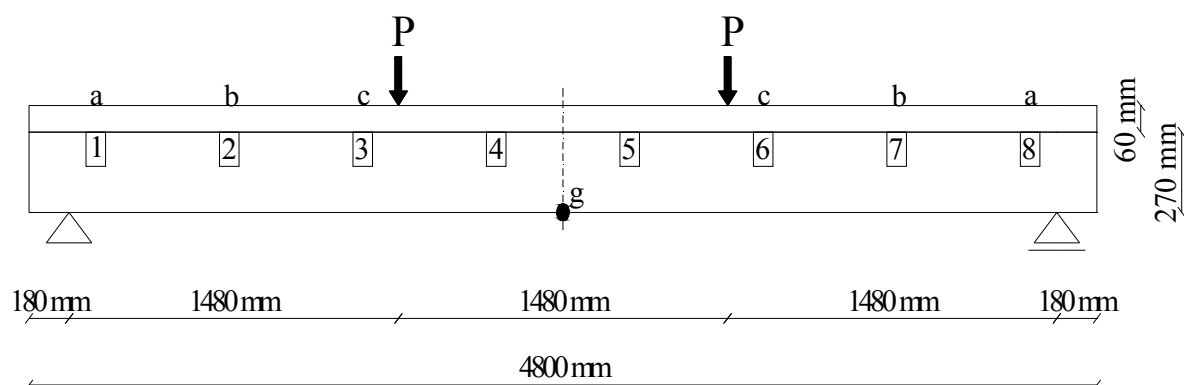


Slika 32: Preizkušavec z vgrajeno povezavo tipa SP+N tik pred betoniranjem (Lukaszewska in sod., 2010)

Iz Preglednice 3 lahko razberemo, da je tlačna trdnost betona precej višja od tiste, ki je značilna za beton razreda C 20/25. To pomeni, da je vgrajeni beton dejansko razreda C 45/55 in so vsi parametri konstitucijskega diagrama betona zato precej višji.

#### 5.1.1.2 Upogibni preizkusi

Med upogibnim preizkusom sta bila preizkušanca obtežena z dvema točkovnima silama, kot je prikazano na Sliki 33. Razdalja med podporama je bila 4440 mm, točkovni sili pa sta obteževali preizkušavec na tretjini razpona. Upogibni preizkus je bil izveden s kontinuiranim povečevanjem pomika, katerega hitrost ni smela preseči 0.05 mm/s. Avtorji so glede na EN 26891:1991 nosilec najprej obremenili do 40 % vrednosti porušne obremenitve, potem razbremenili na 10 % vrednosti porušne obremenitve ter nato nosilec dokončno porušili. Med preizkusi so bili s pomočjo linearnih pretvornikov električne napetosti evidentirani pomiki na sredini razpona kompozitnega nosilca in relativni zdrsi med slojema. Preizkus je bil zasnovan na povečevanju pomikov na sredini razpona preizkušenega kompozitnega nosilca. Linearni pretvorniki napetosti za merjenje relativnih zdrsov med slojema lesa in betona so na Sliki 33 označeni z malimi črkami.

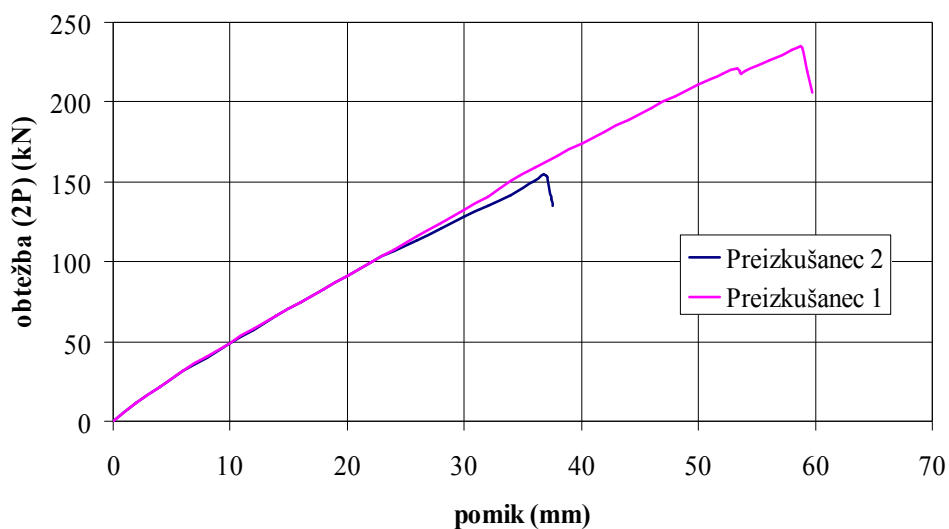


Slika 33: Kompozitni nosilec z mehansko strižno povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)

### 5.1.1.3 Rezultati upogibnih preizkusov

Kompozitni nosilec s strižno povezavo tipa SP+N se poruši pri obremenitvi  $2P = 235.2$  kN. Pripadajoči pomik na sredini razpona nosilca je pri tem znašal 58.6 mm. Porušitev kompozitnega nosilca je bila posledica natezne porušitve spodnjega lesenega vlakna pod točkovnimi silami. Porušna obtežba drugega preizkušanca je bila za 51 % manjša od porušne obtežbe prvega preizkušanca, kar kaže na slabo kakovost lepljenega lesa, saj se je tudi ta porušil natezno med povezavama 4 in 5. Nelinearni odziv kompozitnega nosilca so opazili pri obtežbi nad 100 kN, kar je posledica nelinearnega obnašanja žeblicev pri strižni obremenitvi. Pri prvem kompozitnem nosilcu pride do natezne porušitve enega izmed zunanjih lesenih nosilcev, malo za tem pa se porušita tudi notranji in drugi zunanji leseni nosilec. Razloga, zakaj pride do takšnega zaporedja porušitve, Lukaszewska in sodelavci (2010) ne navajajo. Sami iz članka nismo razbrali položaja točkovnih obtežb v prečni smeri obravnavanih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona med upogibnimi preizkusi.

Grafično odvisnost med obtežbo in prečnim pomikom na sredini razpona obravnavanih prostoležečih kompozitnih nosilcev prikazujemo na Sliki 34.



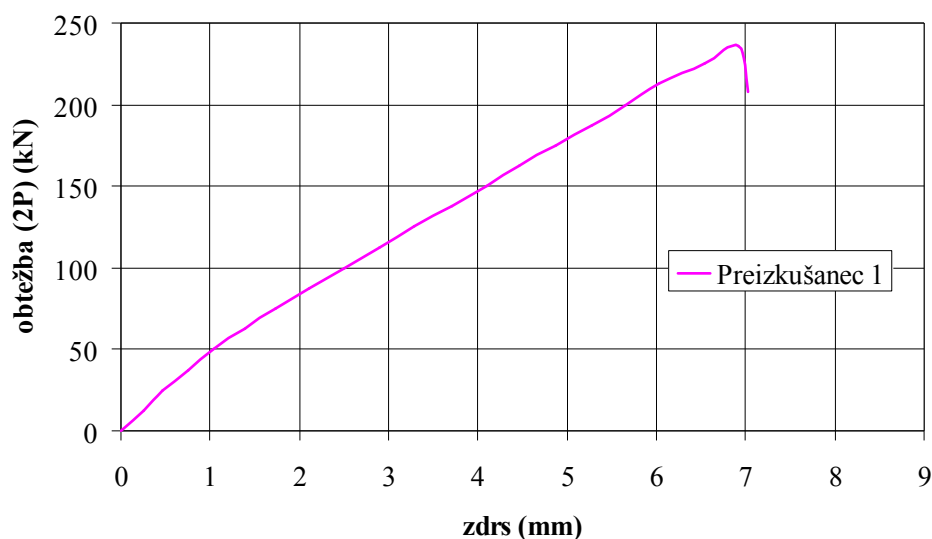
Slika 34: Eksperimentalna odvisnost med obtežbo in prečnim pomikom na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)

Eksperimentalno določeno porušno skupno silo obravnavanih preizkušancev prikazujemo v Preglednici 4.

Preglednica 4: Izmerjene vrednosti porušne obtežbe pri obravnavanih kompozitnih nosilcih s strižno povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)

Preizkušanec	2P <sub>ruš</sub> (kN)	maksimalen pomik (mm)
1	235.19	58.64
2	156.11	37.57

Za kompozitni nosilec (preizkušanec 1) z mehansko povezavo tipa SP+N so Lukaszewska in sodelavci (2010) predstavili tudi grafično odvisnost med obtežbo (2P) in zdrsom ob podpori (Slika 35). Rezultat predstavljenega diagrama obnašanja ne kaže opaznega plastičnega obnašanja uporabljenega veznega sredstva pri porušitvi obravnavanega kompozitnega nosilca.



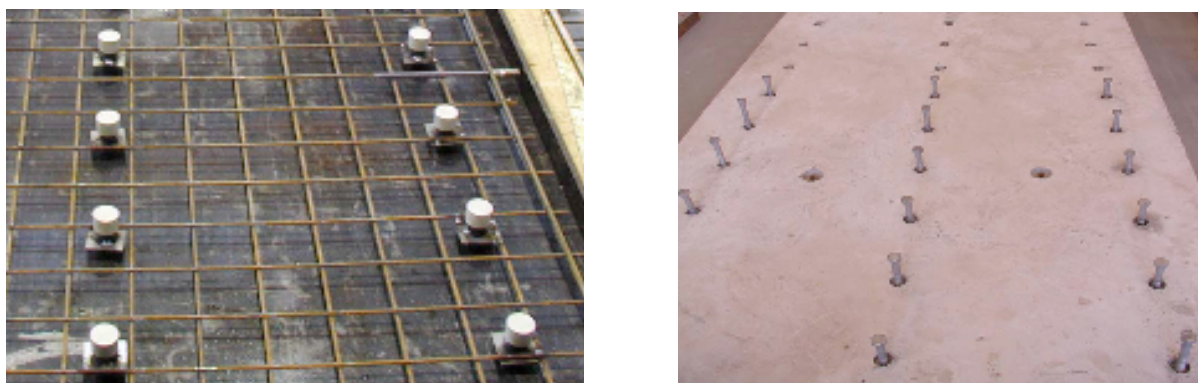
Slika 35: Eksperimentalna odvisnost med obtežbo in zdrsom ob podpori kompozitnega nosilca s povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)

## 5.1.2 Eksperimentalno obnašanje kompozitnega nosilca iz lesa in prefabriciranega betona z veznimi sredstvi tipa SST+S (Lukaszewska in sod., 2010)

### 5.1.2.1 Podatki preizkušancev

Druga vrsta povezave, ki je bila uporabljena pri upogibnem preizkušanju, je sestavljena iz jeklene cevi notranjega premera 20 mm, dolžine 47 mm in debeline 3 mm ter prečne jeklene pločevine dimenzij  $60 \times 60$  mm. Ta ima na sredini luknjo, skozi katero je vtaknjena in privarjena jeklena cev. S tem se poveča učinek sidranja povezave v betonsko ploščo (Lukaszewska in sod., 2010). Lesni vijaki premera 20 mm in dolžine 160 mm služijo za povezavo lesenih nosilcev in betonske plošče v kompozitno celoto. Enakomerna medsebojna razdalja med veznimi sredstvi je znašala 250 mm. Izvedena sta bila dva upogibna testa, saj je bilo eksperimentalno obnašanje enega kompozitnega nosilca nepričakovano. Prototipa sta bila sestavljena iz betonske plošče (C 20/25) dimenzij  $60 \times 1600 \times 4800$  mm in treh lepljenih lameliranih lesenih nosilcev (GL 32) dimenzij  $90 \times 270 \times 4800$  mm (Slika 31). Betonski plošči sta bili armirani z armaturnimi mrežami prereza palic 6 mm na razdalji  $100 \times 100$  mm. V okolici veznih sredstev je bila med betoniranjem skrbno obdelana betonska površina na spodnji strani plošče, s čimer so dosegli točnost naleganja betonske plošče na lesene nosilce (Lukaszewska in sod., 2010).





Slika 36: Preizkušavec z vgrajeno povezavo tipa SST+S tik pred betoniranjem in po njem  
(Lukaszewska in sod., 2010)

Tudi v tem primeru so bila na uporabljenih materialih izvedena testiranja za določitev mehanskih lastnosti, ki jih prikazujemo v Preglednici 5. Tlačna trdnost in gostota uporabljenega betona sta bili izmerjeni na dan, ko so bili izvedeni upogibni preizkusi kompozitnih nosilcev.

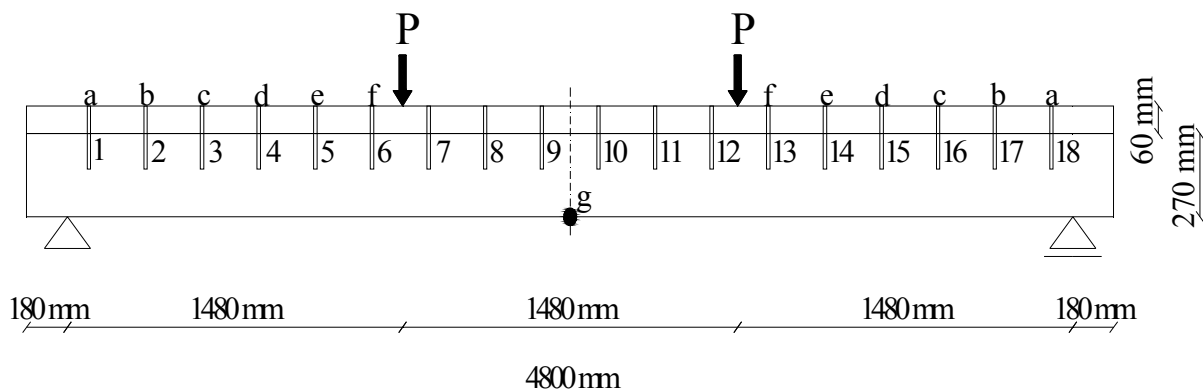
Preglednica 5: Izmerjene mehanske lastnosti betona in lesa za preizkušavec s strižno povezavo tipa SST+S (Lukaszewska in sod., 2010)

	Mehanske lastnosti betona			Mehanske lastnosti lesa	
	tlačna trdnost (MPa)		gostota	gostota	vlačnost
	kocka	ciliner	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )	(%)
Preizkušavec					
1	50.8	42.2	2320.4	446.1	10.0
2	58.0	48.2	2344.6	465.0	10.1

V Preglednici 5 so prikazane tudi izmerjene vrednosti mehanskih lastnosti uporabljenega lesa (gostota in vlažnost), ki se pridobijo s preizkusi na nepoškodovanem delu lesenega nosilca po upogibnem testu. Vrednost elastičnega modula in upogibna trdnost lesenih nosilcev sta bili ocenjeni na osnovi povprečja in znašata 10.7 GPa oziroma 47.9 MPa. Tlačna trdnost uporabljenega betona je zopet precej višja od tiste, ki je značilna za beton razreda C 20/25 in ustreza razredu C 45/55.

### 5.1.2.2 Upogibni preizkusi

Upogibni preizkusi po bili opravljeni na dveh prototipih, na katerih so avtorji (Lukaszewska in sod. 2010) proučevali strukturne učinkovitosti novo razvitih kompozitnih sistemov iz lesa in prefabriciranega betona. Med upogibnim preizkusom sta bila preizkušanca obtežena z dvema točkovnima silama (Slika 37). Razdalja med podporama prostoležečega kompozitnega nosilca dolžine 4800 mm je bila 4440 mm. Tudi v tem primeru so bili upogibni preizkusi nadzorovani s stalnim spremljanjem hitrosti naraščanja pomika na sredini nosilca, ki ne sme preseči 0.05 mm/s, kar pa pogojuje čas trajanja preizkusa od 30 do 40 min. Stopenjsko obremenjevanje in razbremenjevanje po pravilniku o eksperimentalnih preiskavah se izvaja na enak način kot pri preizkušancema z mehansko povezavo tipa SP+N. Med preizkusi so bili s pomočjo linearnih pretvornikov električne napetosti merjeni relativni zdrsi med slojema in vertikalni premik spodnjega sloja. Položaj linearnih pretvornikov za merjenje zdrsov na stiku med slojema je na Sliki 37 prikazan z malimi črkami.

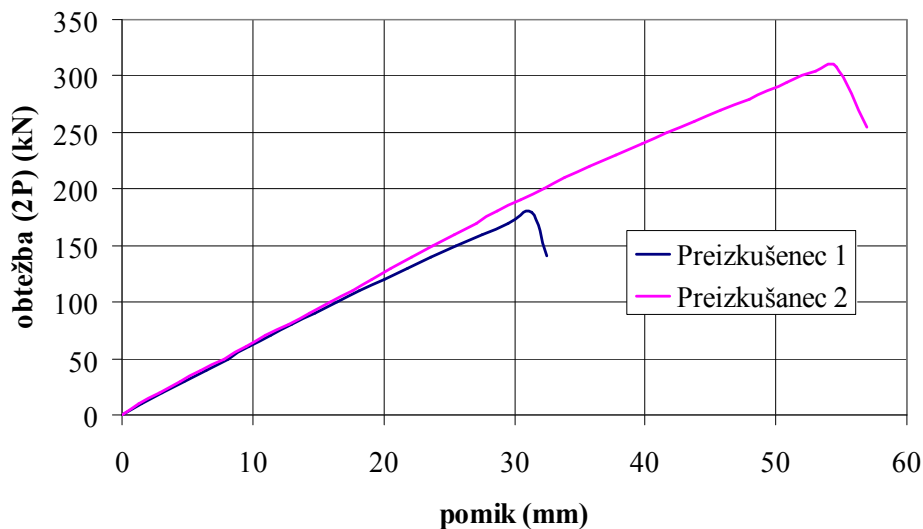


Slika 37: Kompozitni nosilec z mehansko strižno povezavo tipa SP+N (Lukaszewska in sod., 2010)

### 5.1.2.3 Rezultati upogibnih preizkusov

Porušna obremenitev kompozitnega nosilca s povezavami tipa SST+S je bila določena pri preizkušancu 1 in znaša  $2P = 308.2$  kN. Pri tem znaša pomik na sredini nosilca 54.5 mm (Slika 38). Nelinearni odziv tega kompozitnega nosilca so opazili pri obtežbi nad 200 kN. Do porušitve pride zaradi prekoračitve natezne trdnosti lesenih vlaken na spodnjem robu lesenega nosilca na sredini razpona, torej med povezavama 9 in 10. Porušitev drugega preizkušanca na

spodnjem robu lesenega nosilca se je zgodila pri precej nižji obtežbi na mestu točkovne sile, kar kaže na očitno napako lepljenega lameliranega lesa.



Slika 38: Eksperimentalna odvisnost med obtežbo in prečnim pomikom na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SST+S (Lukaszewska in sod., 2010)

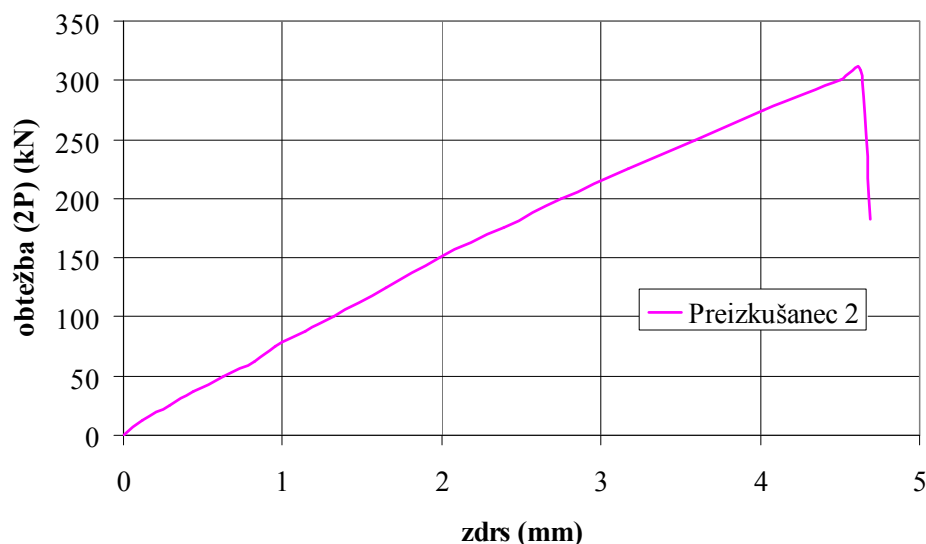
Kljub izredno nelinearnem obnašanju veznih sredstev je obnašanje kompozitnega nosilca pretežno linearno (Lukaszewska in sod., 2010). Grafičnim eksperimentalnim rezultatom lahko dodamo tudi tabelarične, ki so predstavljeni v Preglednici 6.

Kompozitni sistem iz lesa in betona s takim tipom veznih sredstev se ne obnaša plastično, saj pride do krhke porušitve lesenega nosilca v nategu. Zveza med obtežbo in relativnim zdrsom v bližini podpore je predstavljena na Sliki 39.

Preglednica 6: Izmerjene vrednosti porušne obtežbe pri obravnavanih kompozitnih nosilcih s strižno povezavo tipa SST+S (Lukaszewska in sod., 2010)

Preizkušane	2P <sub>ruš</sub> (kN)	maksimalen pomik (mm)
1	179.13	31.35
2	308.17	54.53

Porušitev preizkušanca 1 se zgodi pri 72 % vrednosti porušne obtežbe preizkušanca 2, kar je, kot rečeno, posledica napake v lesenem elementu na mestu povezav 11 oziroma 12.



Slika 39: Eksperimentalna odvisnost med obtežbo in zdrsom ob podpori kompozitnega nosilca s povezavo tipa SST+S (Lukaszewska in sod., 2010)

### 5.1.3 Numerična analiza kompozitnega nosilca iz lesa in prefabriciranega betona z veznimi sredstvi tipa SP+N

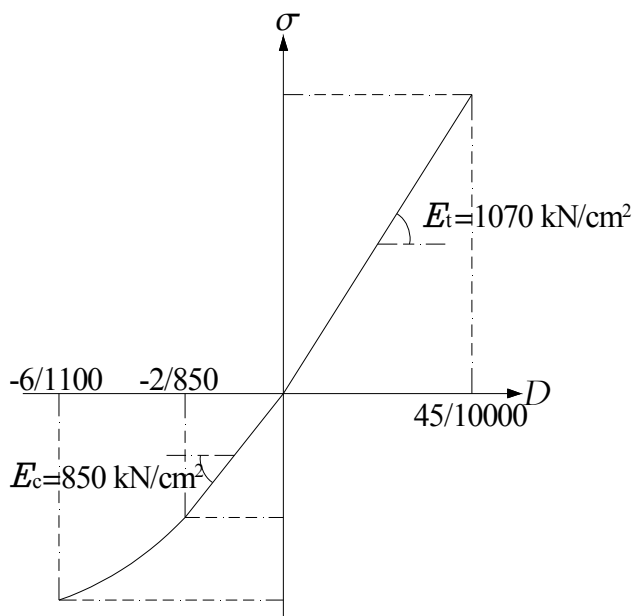
#### 5.1.3.1 Osnovni podatki

Geometrijski podatki obravnavanega kompozitnega nosilca so prikazani na Slikah 31 in 33. Pri tem smo tri lesene nosilce združili v enega. Mejno obtežbo oziroma največjo obtežbo, ki nastopi ob porušitvi, smo določili z inkrementnim nanašanjem obtežbe.

##### 5.1.3.1.1 Konstitucijski zakon lesa

Ker mejnih vrednosti deformacij v konstitucijskem zakonu lesa ne poznamo, smo določili porušno obtežbo kompozitnega nosilca le z variranjem teh vrednosti. Vrednost elastičnega modula lesa v nategu je bila določena z eksperimentalnimi preiskavami (Lukaszewska in sod., 2010) in znaša  $1070 \text{ kN/cm}^2$ , vrednost začetnega modula elastičnosti v tlaku pa je bila

prirejena glede na konstitucijski diagram lesa po Pischlu (1980) in znaša  $850 \text{ kN/cm}^2$ . Izbrane vrednosti mejnih deformacij so prikazane na Sliki 40.



Slika 40: Konstitucijski zakon lesa v vzdolžni smeri za numerično analizo kompozitnega nosilca iz lesa in betona

#### 5.1.3.1.2 Konstitucijski zakon betona

Lukaszewska in sodelavci (2010) so z eksperimentalnimi rezultati ugotovili, da uporabljeni beton po standardu Evrokod 2 ustreza razredu C45/55. Materialne karakteristike uporabljenega betona so:  $f_{cm} = 5,3 \text{ kN/cm}^2$ ,  $D_{c1} = 2 \text{ ‰}$ ,  $D_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$  in  $E_{cm} = 3600 \text{ kN/cm}^2$ . Za mejno deformacijo betona v nategu smo izbrali  $D_t = 0,055 \text{ ‰}$ .

#### 5.1.3.1.3 Konstitucijski zakon jekla za armiranje

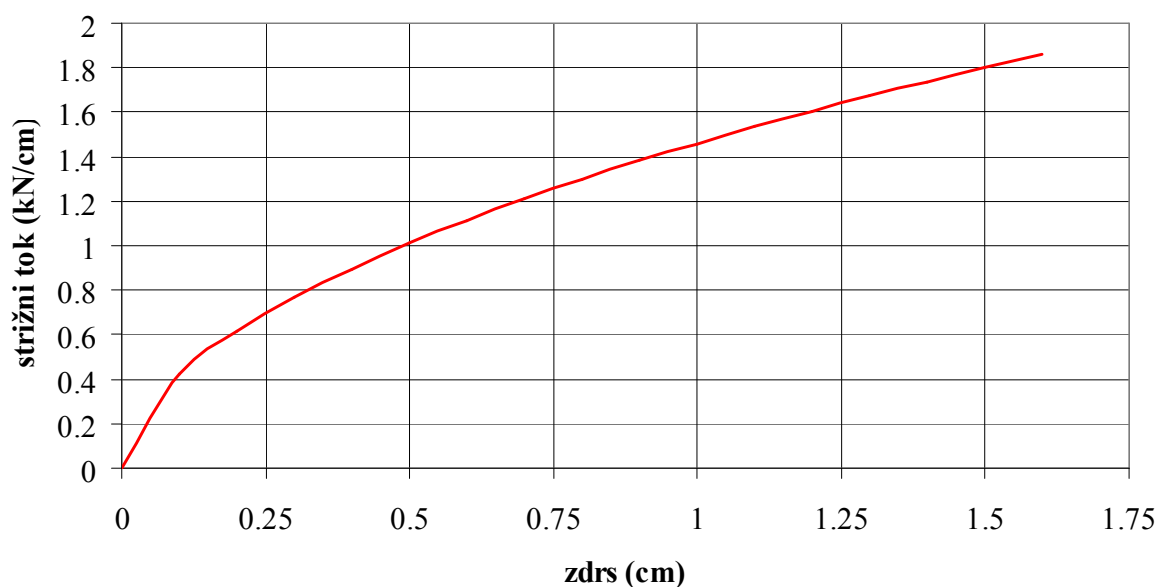
Lukaszewska in sodelavci (2010) niso podali podatka o kvaliteti uporabljene jeklene armature. Zato smo v analizi uporabili materialne podatke za armaturo razreda S 500. Parametri za izvrednotenje konstitucijskega zakona jekla za armiranje so:  $f_y = 43 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_p = 10 \text{ kN/cm}^2$ ,  $D_{y1} = 0,205 \text{ ‰}$ ,  $D_{y2} = 1,2 \text{ ‰}$ ,  $D_{yu} = 2,9 \text{ ‰}$ .

#### 5.1.3.1.4 Konstitucijski zakon stika

Lukaszewska in Fragiaco (2010) sta predstavila za vezna sredstva tipa SP+N samo strižno obnašanje. Konstitucijski diagram stika v vzdolžni smeri sta opisala z enačbo:

$$p_t^a = 24 \cdot \frac{P_{\max} (1 - e^{(-\beta \cdot \Delta)})^\alpha}{480} \cdot \text{sgn}(\Delta). \quad (42)$$

Materialni parametri v enačbi (42) so:  $P_{\max} = 104 \text{ kN}$ ,  $\alpha = 0.55$ ,  $\beta = 0.105 \text{ cm}^{-1}$ .



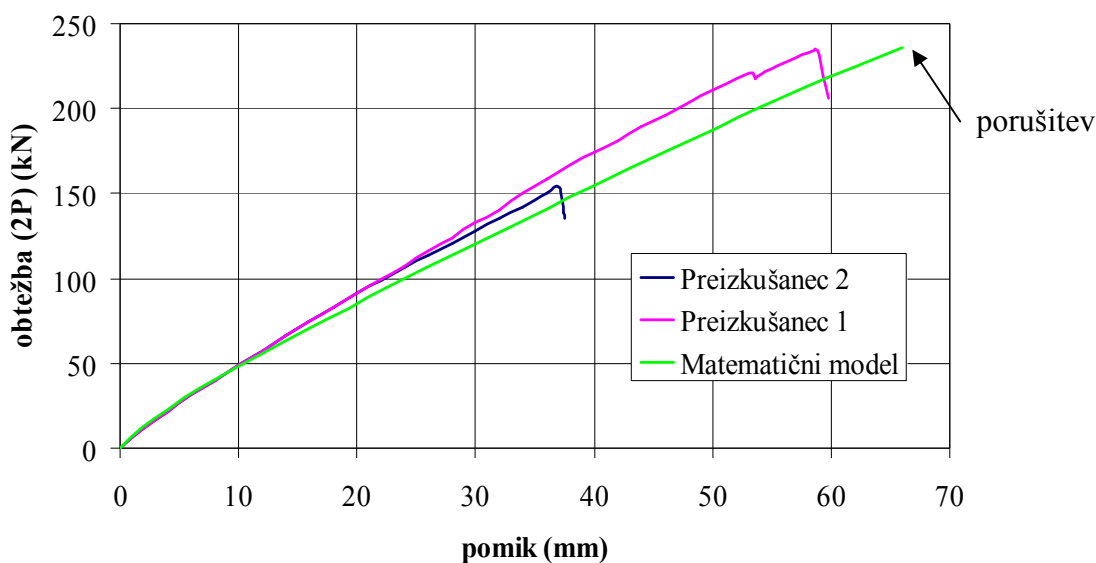
Slika 41: Upoštevan zvezni konstitucijski zakon stika za vezna sredstva tipa SP+N

Kot smo že omenili, lahko obnašanje na stiku modeliramo na dva različna načina, diskertno ali zvezno. Ker je v našem matematičnem modelu upoštevan zvezni način modeliranja veznih sredstev, razmažemo diskretne vzmeti po vsej dolžini nosilca. S tem smo zanemarili lokalne učinke v okolici povezav, vendar pa s tem modelom precej natančno zajamemo globalno interakcijo med slojema.

Ker za vezno sredstvo tipa SP+N konstitucijskega diagrama v prečni smeri ne poznamo in ker ta nima bistvenega vpliva na obnašanje kompozitnega nosilca (Kroflič, 2007), smo v modelu upoštevali to obnašanje z linearnim konstitucijskim diagramom s parametrom  $C = 100 \text{ kN/cm}$ .

### 5.1.3.2 Primerjava rezultatov numeričnega modela in eksperimentalnih rezultatov

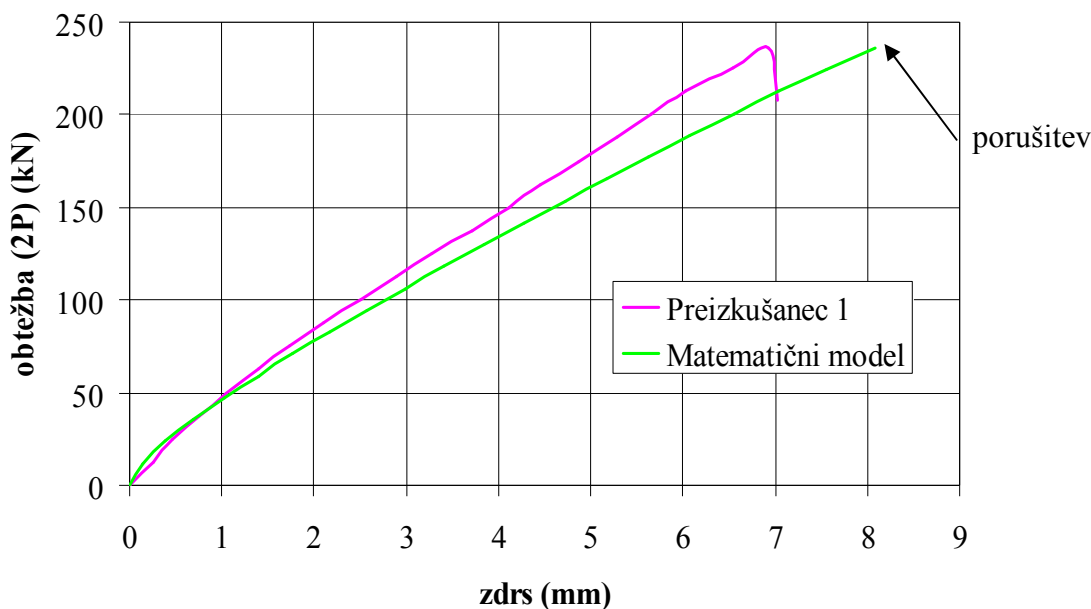
Glede na dostopne eksperimentalne rezultate (Lukaszewska in sod., 2010) primerjamo samo obtežno-deformacijsko krivuljo prečnih pomikov na sredini razpona obravnavanega kompozitnega nosilca in zdrsov med lesenim nosilcem in betonsko ploščo ob podpori v odvisnosti od zunanje obtežbe. Najprej na Sliki 42 predstavljamo primerjavo med obtežno-deformacijskimi krivuljami prečni pomik–obtežba numerične analize in eksperimenta.



Slika 42: Primerjava obtežno-deformacijske krivulje prečnega pomika na sredini razpona kompozitnega nosilca v odvisnosti od obtežbe s povezavo tipa SP+N

Primerjava obtežno-deformacijskih krivulj na Sliki 42 kaže relativno dobro ujemanje. Primerjamo le prvi preizkušanelec, saj je pri eksperimentalnem preizkusu drugega prišlo do nepričakovane porušitve pri precej nižji obtežbi. Razlog zgodnejše porušitve je posledica nepravilnosti lepljenega lameliranega lesa (Lukaszewska in sod., 2010). Razlika med prečnima pomikoma na sredini razpona nosilca znaša 12.2 %. Največja dosežena obtežba ali nosilnost kompozitnega nosilca v numerični analizi znaša  $2P = 236$  kN. Do porušitve pride zaradi prekoračitve nateznih napetosti lesa na spodnjem robu nosilca.

S Slike 43 je razvidno dobro ujemanje eksperimentalno določenega in numerično izračunanega zdrsa ob podpori obravnavanega kompozitnega nosilca. Razlika med izmerjeno in izračunano mejno vrednostjo znaša 16.8 %.

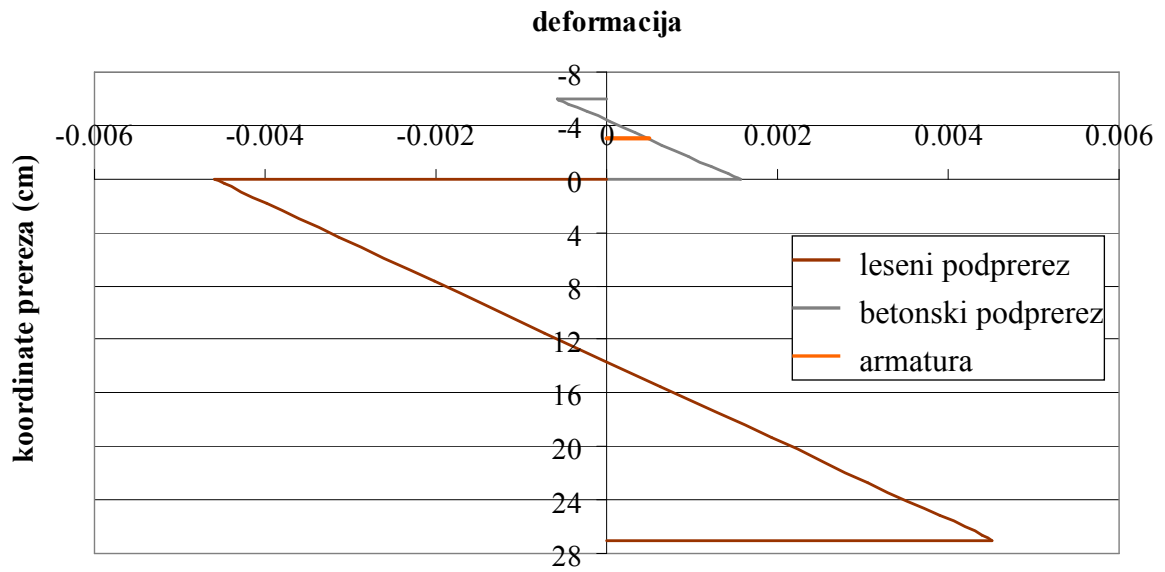


Slika 43: Primerjava obtežno-deformacijske krivulje zdrsa ob podpori kompozitnega nosilca v odvisnosti od obtežbe s povezavo tipa SP+N

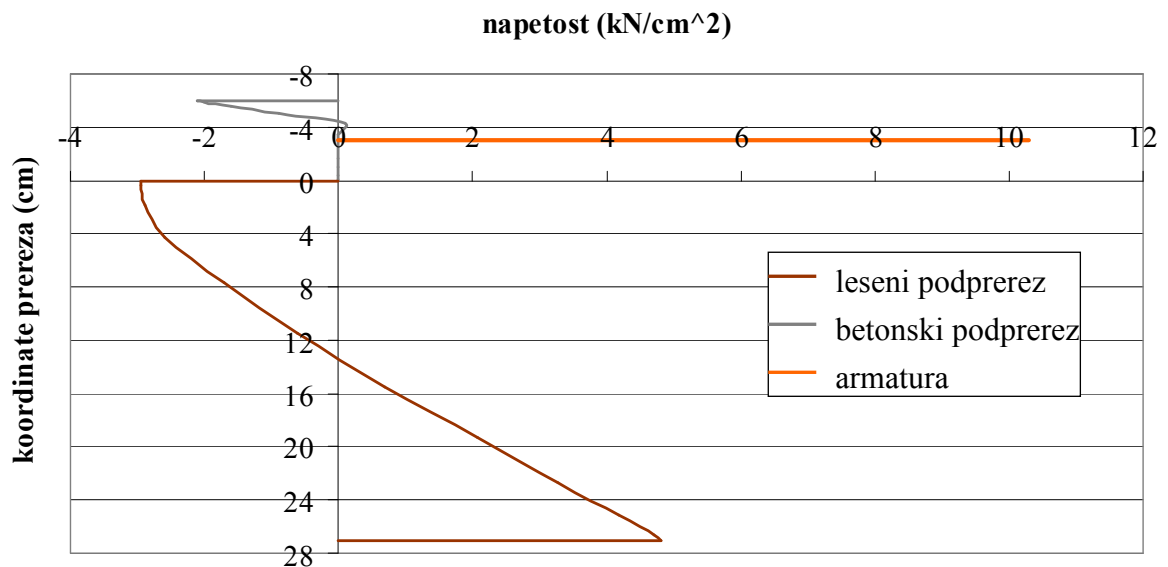
Obnašanje kompozitnega nosilca ob porušitvi je krhke narave, kar dokazuje krhka porušitev lesenega nosilca v nategu na mestu delovanja točkovne sile. Ob nastopu porušne obtežbe kompozitnega nosilca lahko opazimo začetek plastifikacije veznih sredstev, kar kaže na premajhno togost lepljenih lameliranih lesenih nosilcev, da bi lahko izkoristili duktilno strižno obnašanje mehanskih povezav.

Kot rezultat numerične analize kompozitnega nosilca iz lesa in betona prikazujemo na Slikah 44 in 45 tudi potek deformacij in napetosti po prerezu na sredini razpona obravnavanega kompozitnega nosilca pri porušni obtežbi.





Slika 44: Izračunani potek deformacij po prerezu na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SP+N pri porušni obtežbi



Slika 45: Izračunan potek napetosti po prerezu na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SP+N pri porušni obtežbi

## 5.1.4 Numerična analiza kompozitnega nosilca iz lesa in prefabriciranega betona z veznimi sredstvi tipa SST+S

### 5.1.4.1 Osnovni podatki

Geometrijske karakteristike obravnavanega kompozitnega nosilca so prikazane na Slikah 31 in 37. V numerični analizi smo tri lesene nosilce združili v enega. Porušno oziroma mejno obtežbo, ki nastopi ob porušitvi, smo določili z inkrementnim nanašanjem obtežbe.

#### 5.1.4.1.1 Konstitucijski zakon lesa

Konstitucijski diagram lesa je enak tistemu, ki smo ga uporabili pri numerični analizi kompozitnega nosilca z veznimi sredstvi tipa SP+N (Slika 40). Vrednost elastičnega modula lesa v nategu znaša  $1070 \text{ kN/cm}^2$ , vrednost začetnega modula elastičnosti v tlaku pa  $850 \text{ kN/cm}^2$ .

#### 5.1.4.1.2 Konstitucijski zakon betona

Materialni parametri konstitucijskega zakona betona so pripisani razredu betona C 45/55. Konstitucijski zakon betona izvednostimo po enačbah (8) in (9). Materialne karakteristike izbranega razreda betona so:  $f_{cm}=5,3 \text{ kN/cm}^2$ ,  $D_{c1}=2 \text{ ‰}$ ,  $D_{cu}=3.5 \text{ ‰}$  in  $E_{cm}=3600 \text{ kN/cm}^2$ . Za mejno deformacijo betona v nategu smo izbrali  $D_t=0.055 \text{ ‰}$ .

#### 5.1.4.1.3 Konstitucijski zakon jekla za armiranje

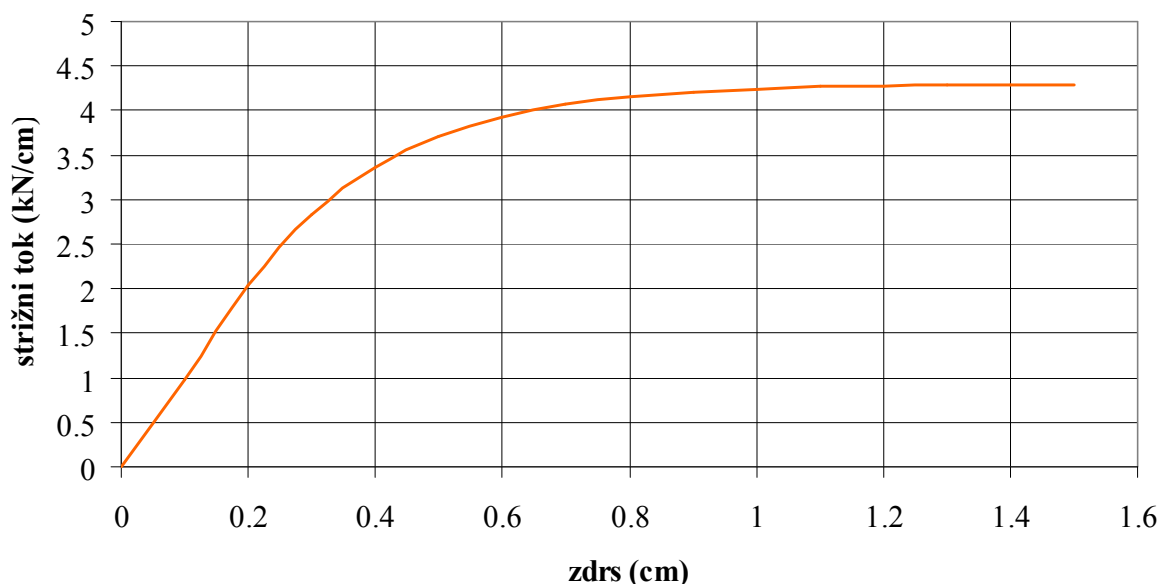
Količina armature v tlačni plošči je enaka kot v dejanskem eksperimentu. Razred uporabljene armature je S 500. Parametri za izvednotenje konstitucijskega zakona so:  $f_y=43 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_s=21000 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_p=10 \text{ kN/cm}^2$ ,  $D_{y1}=0.205 \text{ ‰}$ ,  $D_{y2}=1.2 \text{ ‰}$ ,  $D_{yu}=2.9 \text{ ‰}$ .

#### 5.1.4.1.4 Konstitucijski zakon stika

Lukaszewska in Fragiacomu (2010) podajata za vezna sredstva tipa SST+S samo rezultate strižnih preiskav. Zvezni konstitucijski diagram stika v vzdolžni smeri je modeliran z naslednjo enačbo:

$$p_t^a = \left\{ 54 \cdot \frac{P_{\max} (1 - e^{(-\beta \cdot \Delta)})^\alpha}{480} \cdot \text{sgn}(\Delta) \right\} / 2. \quad (43)$$

Materialni parametri v enačbi (43) so:  $P_{\max} = 75.625 \text{ kN}$ ,  $\alpha = 1.525$ ,  $\beta = 4.75 \text{ cm}^{-1}$ .



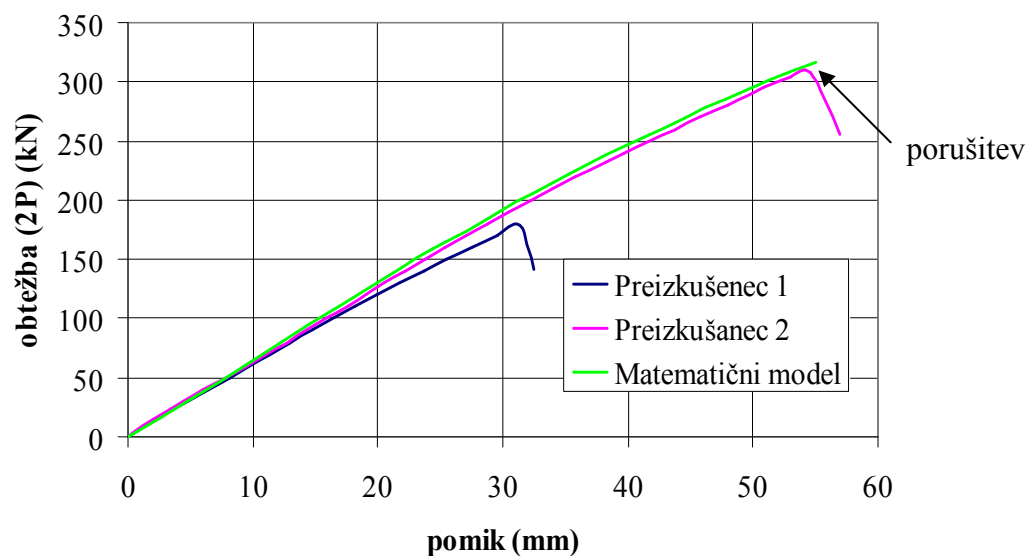
Slika 46: Upoštevan zvezni konstitucijski zakon stika za vezna sredstva tipa SST+S

Ob predpostavki majhnega vpliva prečne togosti stika na obnašanje kompozitnega nosilca (Kroflič, 2007) privzamemo linearni konstitucijski diagram s parametrom  $C = 100 \text{ kN/cm}$ , ki ustreza togemu obnašanju stika v prečni smeri.

#### 5.1.4.2 Primerjava rezultatov numeričnega modela in eksperimentalnih rezultatov

Primerjamo obtežno-deformacijske krivulje prečnih pomikov na sredini razpona obravnavanega kompozitnega nosilca iz lesa in prefabriciranega betona in zdrsov med

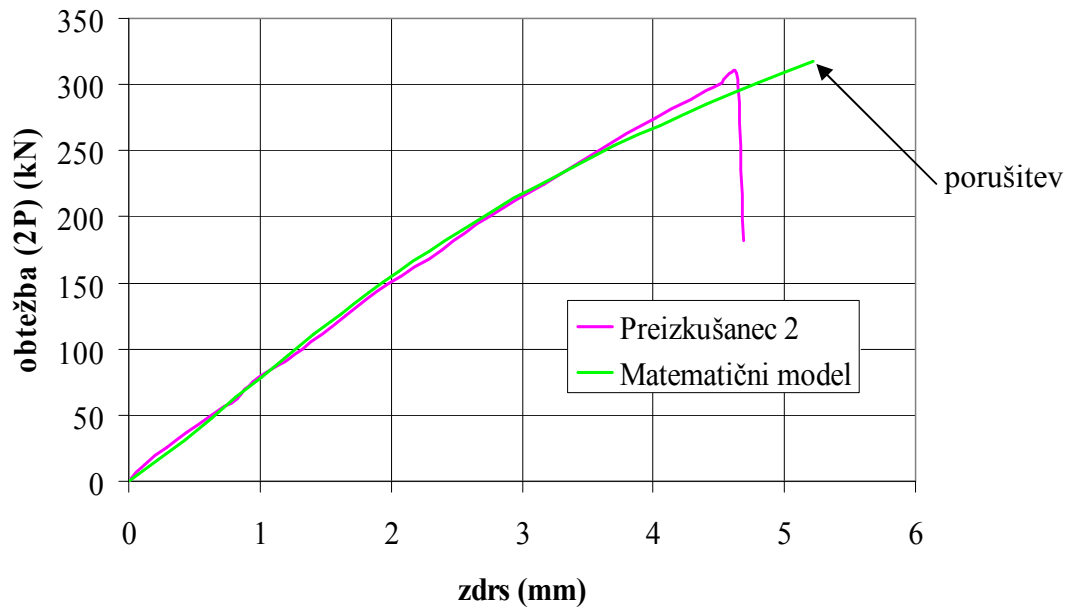
slojema lesa ter betona ob podpori v odvisnosti od zunanje obtežbe. Na Sliki 47 prikazujemo primerjavo med obtežno-deformacijskimi krivuljami prečni pomik–obtežba numerične analize in eksperimentalne preiskave.



Slika 47: Primerjava obtežno-deformacijske krivulje prečnega pomika na sredini razpona kompozitnega nosilca v odvisnosti od obtežbe s povezavo tipa SST+S

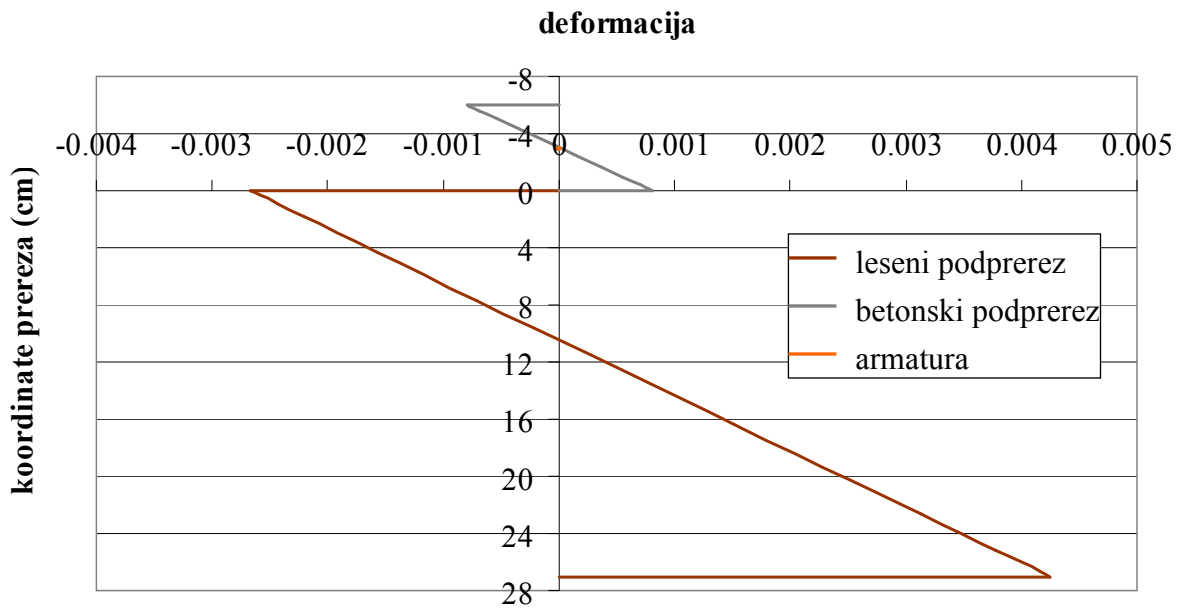
Porušna obtežba, dobljena z numerično analizo, je višja od tiste, ki je bila določena z eksperimentalnimi preiskavami. Izkazuje se, da je porušitev krhka in je posledica prekoračitve natezne trdnosti lesa v smeri vlaken pri obremenitvi  $2P=317$  kN. Opazimo dobro ujemanje numerične in eksperimentalno dobljene obtežno-deformacijske krivulje prečni pomik–obtežba na sredini razpona kompozitnega nosilca. Velikost pomika ob porušitvi je v obeh primerih skoraj popolnoma enaka. Razlika med porušno obtežbo, določeno po eksperimentu in numeričnem modelu, znaša le 2.9 %.

Primerjava obtežno-deformacijskih krivulj zdrs–obtežba ob podpori med rezultati numeričnega modela in eksperimentalnimi (Slika 48) prav tako pokaže dobro ujemanje. Do manjšega odstopanja prihaja pri večji vrednosti obtežbe. Razlika med zdrsoma ob porušitvi pri eksperimentu in numerični analizi znaša 10.6 %.

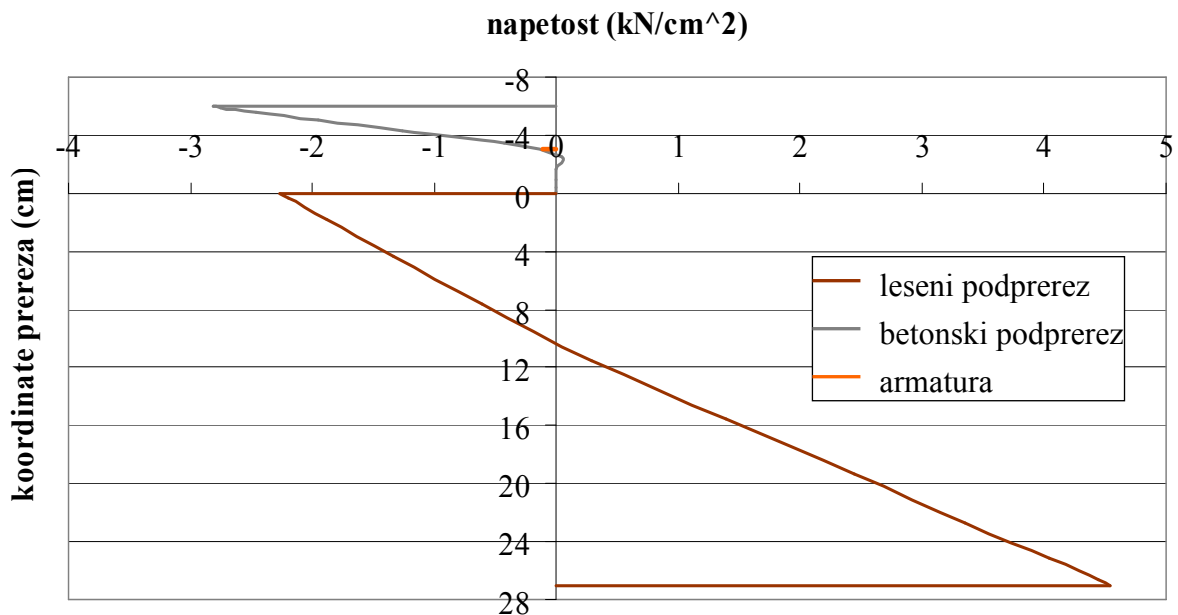


Slika 48: Primerjava obtežno-deformacijske krivulje zdrsa ob podpori kompozitnega nosilca v odvisnosti od obtežbe s povezavo tipa SST+S

Kot rezultat numerične analize prikazujemo na Slikah 49 in 50 še potek deformacij in napetosti po prerezu obravnavanega kompozitnega nosilca na sredini razpona pri porušni obtežbi.



Slika 49: Deformacije po prerezu na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SST+S pri porušni obtežbi



Slika 50: Napetosti po prerezu na sredini razpona kompozitnega nosilca s povezavo tipa SST+S pri porušni obtežbi

## 5.2 Primerjava rezultatov numeričnega modela in modela skladno z Evrokodom

### 5.2.1 Analiza prostoležečega kompozitnega nosilca iz lesa in betona skladno s standardi Evrokod

Račun dvoslojnih kompozitnih nosilcev po standardih Evrokod (SIST EN 1995-1-1:2005) temelji na podajnosti veznih sredstev  $\gamma$  in se lahko zato imenuje tudi  $\gamma$ -metoda. Računska metoda se sicer uporablja za račun sestavljenih lesenih nosilcev, vendar se lahko ob upoštevanju drugačnih elastičnih modulov uporablja tudi za prostoležeče kompozitne nosilce iz lesa in betona. Pri tem upoštevamo tudi sodelujočo širino betonske plošče obravnavanega "T" prereza po SIST EN 1995-2:2004 oziroma SIST EN 1992-1-1.

Obravnavamo torej prostoležeči dvoslojni kompozitni nosilec iz lesa in betona z dolžino  $l = 444$  cm. Povezavo med slojema lesa in betona zagotavljajo vezna sredstva tipa SP+N, ki smo jih že predstavili. Nosilec je obremenjen s konstantno linijsko obtežbo zaradi lastne teže kompozitnega nosilca in z dvema točkovnima obtežbama na tretjinah razpona.

#### 5.2.1.1 Obtežba sestavljenega prostoležečega nosilca

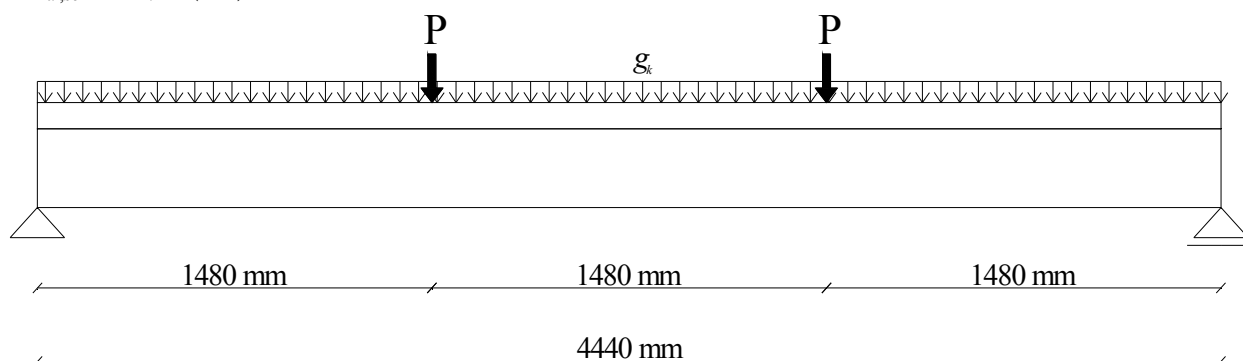
Obravnavani prostoležeči kompozitni nosilec je obtežen z lastno in spremenljivo obtežbo. Skladno s standardi Evrokod moramo pri projektiranju obravnavati dve mejni stanji:

- mejno stanje nosilnosti in
- mejno stanje uporabnosti.

Merodajna kombinacija vplivov za mejno stanje nosilnosti se določi z  $\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k,1}$ , kjer sta  $\gamma_G = 1.35$  in  $\gamma_Q = 1.5$ , merodajna kombinacija vplivov za mejno stanje uporabnosti pa je določena z  $G_k + Q_{k,1}$ .

V obravnavanem primeru je velikost lastne linijske obtežbe  $g_k = 2.76$  kN/m, vrednost koristne točkovne obremenitve  $2P$  pa je spremenljiva. Tako je za mejno stanje nosilnosti

projektna obtežba nosilca  $q_d = 1.35g_k + 1.5(2P)$ , za mejno stanje uporabnosti pa  $q_{d,ser} = g_k + (2P)$ .



Slika 51: Geometrija obravnavanega kompozitnega nosilca

### 5.2.1.2 Geometrijske karakteristike prereza, karakteristike materiala in veznih sredstev

#### Betonski del prereza (C 45/55)

$$\begin{aligned} h_1 &= 6 \text{ cm} \\ b_1 &= 160 \text{ cm} \\ b_{eff} &= 160 \text{ cm} \\ E_1 &= 3600 \text{ kN/cm}^2 \\ A_1 &= 960 \text{ cm}^2 \\ I_1 &= 2880 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

#### Leseni del prereza (GL 32)

$$\begin{aligned} h_2 &= 27 \text{ cm} \\ b_2 &= 27 \text{ cm} \\ E_2 &= 1070 \text{ kN/cm}^2 \\ A_2 &= 729 \text{ cm}^2 \\ I_2 &= 44286.75 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Rezultate analize obravnavanega kompozitnega nosilca po standardih Evrokod primerjamo z eksperimentalnimi in numeričnimi rezultati. Materialne lastnosti betona in lesa so enake tistim, ki so bile določene z eksperimentalnimi preiskavami, in tudi tistim, ki smo jih že uporabili pri numerični analizi tega kompozitnega nosilca. Elastični modul lesa se zato razlikuje od predpisane vrednosti za razred GL 32c po SIST EN 1995-1-1:2005.

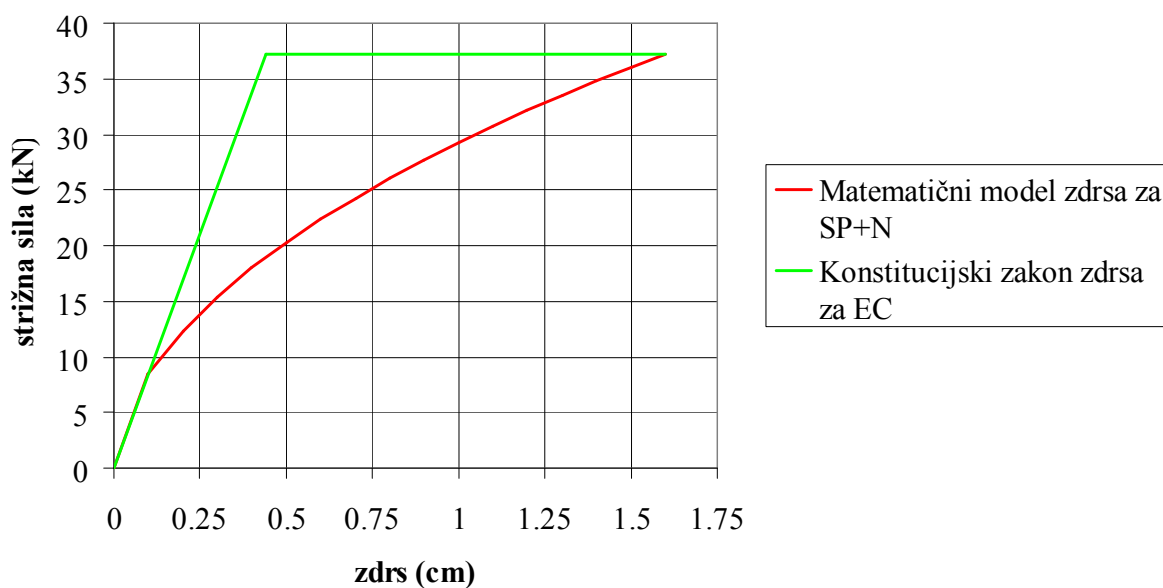
Geometrijske karakteristike prečnega prereza so enake tistim, ki so bile uporabljene pri izračunu kompozitnega nosilca z numerično analizo (Slika 31). Pri tem smo tri lesene nosilce



združili v enega. Uporabljene oznake dimenzij betonskega in lesenega dela prečnega prereza kompozitnega nosilca so predstavljene na Sliki 28;  $h_1$  in  $b_1$  predstavljata višino in širino betonskega sloja,  $h_2$  in  $b_2$  pa višino in širino lesenega sloja obravnavanega kompozitnega nosilca.

### Podatki o uporabljenih veznih sredstvih

Obnašanje mehanske povezave tipa SP+N smo že predstavili s konstitucijskim diagramom strižnega obnašanja na podlagi eksperimentalnih preiskav (Lukaszewska in Fragiaco, 2010). Za linearno elastično analizo po standardih Evrokod potrebujemo modul zdrsa ene mehanske povezave. Modul zdrsa oziroma strižna togost veznega sredstva se lahko določi s sekantnim ali tangentskim modulom na konstitucijskem diagramu strižnega obnašanja (Čas, 1999). Odločili smo se za začetni tangentski modul zdrsa uporabljene povezave.



Slika 52: Določitev tangentskega modula zdrsa iz konstitucijskega diagrama strižnega obnašanja veznega sredstva SP+N

Določene materialne lastnosti veznih sredstev:

- $K_u = 56.41 \text{ kN/cm}$  (tangentski modul zdrsa za mejno stanje nosilnosti),
- $K_{ser} = 84.61 \text{ kN/cm}$  (sekantni modul zdrsa za mejno stanje uporabnosti),

- $s = 55.5$  cm (računska razdalja med veznimi sredstvi).

### 5.2.1.3 Račun koeficienta podajnosti veznih sredstev in geometrijskih karakteristik nadomestnega prečnega prereza za mejno stanje nosilnosti

Pri računu koeficientov podajnosti predpostavimo, da velja  $\gamma_2 = 1$ .

$$\gamma_1 = \left[ 1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{K_u l^2} \right]^{-1} = 0.000618121$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = 0.416 \text{ cm}$$

$$a_1 = \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2 = 16.084 \text{ cm}$$

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) = 62533105.97 \text{ kNcm}^2$$

### 5.2.1.4 Račun koeficienta podajnosti veznih sredstev in geometrijskih karakteristik nadomestnega prereza za mejno stanje uporabnosti

Zopet predpostavljamo, da je vrednost koeficienta podajnosti za leseni sloj enaka  $\gamma_2 = 1$ .

$$\gamma_1 = \left[ 1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{K_u l^2} \right]^{-1} = 0.000924325$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = 0.614 \text{ cm}$$

$$a_1 = \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2 = 15.886 \text{ cm}$$

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) = 65086733.15 \text{ kNcm}^2$$

### **5.2.1.5 Račun momentov, napetosti in deformacij sestavljenega prereza vzdolž kompozitnega nosilca ter obremenitve veznega sredstva**

Normalne napetosti kompozitnega nosilca so odvisne od obtežbe oziroma upogibnega momenta v določenem prečnem prerezu obravnavanega kompozitnega nosilca, koeficienta podajnosti, ročice notranjih sil in nadomestne togosti sestavljenega prereza.

Račun upogibnih momentov, normalnih napetosti in deformacij v težišču lesenega in betonskega sloja se izvede vzdolž obravnavanega kompozitnega nosilca za mejno stanje nosilnosti. Pri tem smo sproti preverjali tudi pogoje omejitev napetosti za vsak sloj posebej. Kontrolo napetosti izvajamo v robnih točkah obeh slojev in v težiščni točki lesenega nosilca.

Obremenitev mejnega stanja nosilnosti, pri kateri preverjamo nivo dopustnih napetosti za oba podprereza, je enaka  $q_d = 1.35g_k + 1.5(2P)$ , kjer znaša  $g_k = 2.76$  kN/m in  $2P = 35.44$  kN. Še dopustna vrednost koristne obtežbe je določena na podlagi mejnega stanja uporabnosti. V nasprotnem primeru bi bili prečni pomiki na sredini razpona kompozitnega nosilca preveliki in kontrolam mejnega stanja uporabnosti ne bi mogli zadostiti.

Preglednica 7: Napetosti vzdolž polovice obravnavanega kompozitnega nosilca za mejno stanje nosilnosti po standardih Evrokod

		robne napetosti					
		težiščne napetosti		beton		les	
koordinata	moment	beton	les	zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj
(cm)	(kNcm)	(kN/cm <sup>2</sup> )		(kN/cm <sup>2</sup> )			
0	0	0	0	0	0	0	0
18.5	638.5782	-0.00345	0.0045456	-0.10761	0.100709	-0.14296	0.152056
37	1264.383	-0.00683	0.0090003	-0.21307	0.199403	-0.28307	0.30107
55.5	1877.415	-0.01015	0.0133641	-0.31638	0.296084	-0.42031	0.447043
74	2477.675	-0.01339	0.0176369	-0.41754	0.390749	-0.5547	0.589974
92.5	3065.161	-0.01657	0.0218189	-0.51654	0.483401	-0.68623	0.729864
111	3639.874	-0.01968	0.0259099	-0.61339	0.574038	-0.81489	0.866712
129.5	4201.814	-0.02271	0.0299100	-0.70809	0.66266	-0.9407	1.000519
148	4750.981	-0.02568	0.0338192	-0.80063	0.749268	-1.06365	1.131285
166.5	4795.686	-0.02592	0.0341374	-0.80816	0.756319	-1.07365	1.14193
185	4827.619	-0.0261	0.0343647	-0.81355	0.761355	-1.0808	1.149533
203.5	4846.778	-0.0262	0.0345011	-0.81677	0.764376	-1.08509	1.154095
222	4853.165	-0.02623	0.0345466	-0.81785	0.765383	-1.08652	1.155616
		$\leq f_{cd}$	$\leq f_{t,0,d}$	$\leq f_{cd}$	/	$\leq f_{md}$	$\leq f_{md}$
		OK	OK	OK		OK	OK
		(0.87%)	(2.77%)	(27.26%)		(53.05%)	(56.43%)

Kontrola normalnih napetosti se izvede v robnih točkah obeh slojev in v težiščni točki lesenega podprereza na sredini razpona kompozitnega nosilca. Natezne napetosti, ki se pojavijo na spodnjem robu betonskega prereza, izključimo iz obravnave, saj jih ne prevzame beton, pač pa mrežna armatura. Omejitev tlačne napetosti betona znaša  $f_{cd} = -3.0 \text{ kN/cm}^2$ , upogibnih napetosti na robovih lesenega prereza  $f_{md} = |2.048| \text{ kN/cm}^2$  in nateznih napetosti v težišču lesenega elementa  $f_{t,0,d} = 1.248 \text{ kN/cm}^2$ , kjer je  $k_{mod} = 0.8$ .

Preglednica 8: Deformacije vzdolž polovice obravnavanega kompozitnega nosilca za mejno stanje nosilnosti po standardih Evrokod

	robne deformacije					
	težiščne deformacije		beton		les	
koordinata	beton	les	zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj
(cm)	(/)		(/)			
0	0	0	0	0	0	0
18.5	-0.000001	0.0000042	-0.000032	0.000030	-0.000134	0.000142
37	-0.000002	0.0000084	-0.000063	0.000059	-0.000265	0.000281
55.5	-0.0000029	0.0000125	-0.000093	0.000087	-0.000393	0.000418
74	-0.0000039	0.0000165	-0.000123	0.000115	-0.000518	0.000551
92.5	-0.0000049	0.0000204	-0.000152	0.000142	-0.000641	0.000682
111	-0.0000058	0.0000242	-0.000180	0.000169	-0.000762	0.000810
129.5	-0.0000067	0.0000279	-0.000208	0.000195	-0.000879	0.000935
148	-0.0000075	0.0000316	-0.000235	0.000220	-0.000994	0.001057
166.5	-0.0000076	0.0000319	-0.000238	0.000222	-0.001003	0.001067
185	-0.0000077	0.0000321	-0.000239	0.000224	-0.001010	0.001074
203.5	-0.0000077	0.0000322	-0.000240	0.000225	-0.001014	0.001079
222	-0.0000077	0.0000323	-0.000241	0.000225	-0.001015	0.001080

Največje strižne napetosti nastopajo v težišču prečnega prereza obravnavanega kompozitnega nosilca in na mestu največje prečne sile. Ker se skupno težišče prečnega prereza nahaja v lesenem sloju, so strižne napetosti omejene s strižno trdnostjo lesa  $f_{v,d} = 0.2048 \text{ kN/cm}^2$ .

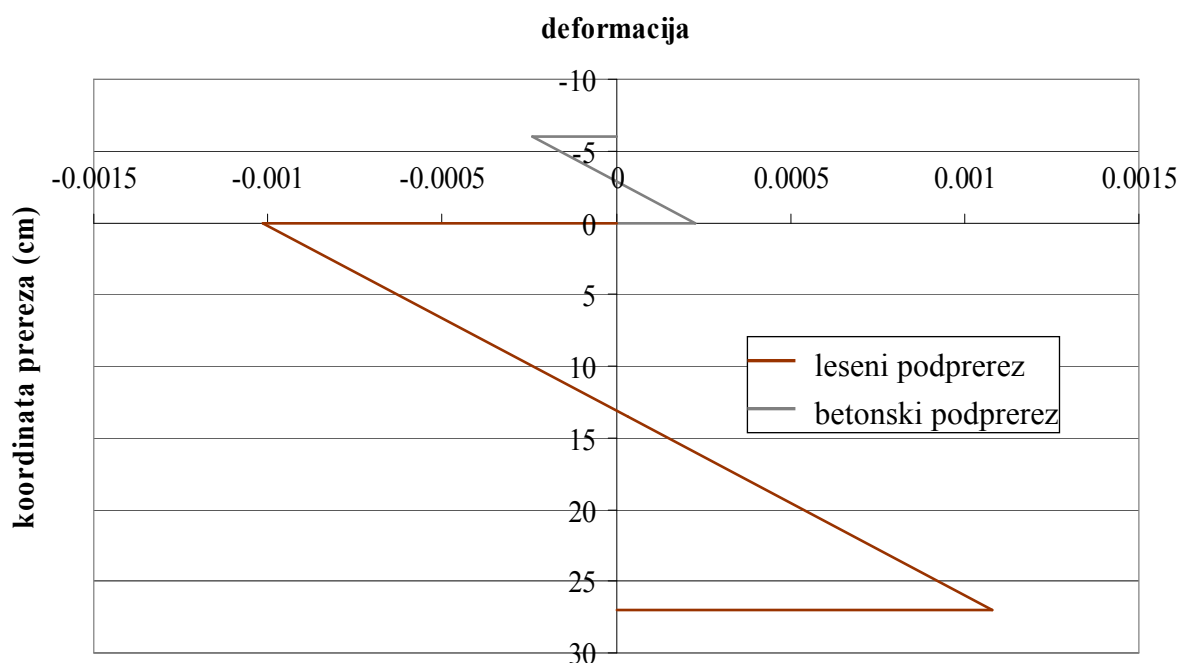
$$\tau_{2,\max} = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 + E_2 b_2 (0.5h_2 - a_2)^2 0.5}{b_2 (EI)_{ef}} V_{d,\max} = 0.0594 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vd} \Rightarrow \text{OK (29.0\%)}$$

Kontrola mejnega stanja nosilnosti zajema tudi kontrolo nosilnosti veznih sredstev, kjer mora biti projektna nosilnost posameznega veznega sredstva večja od izračunane projektne

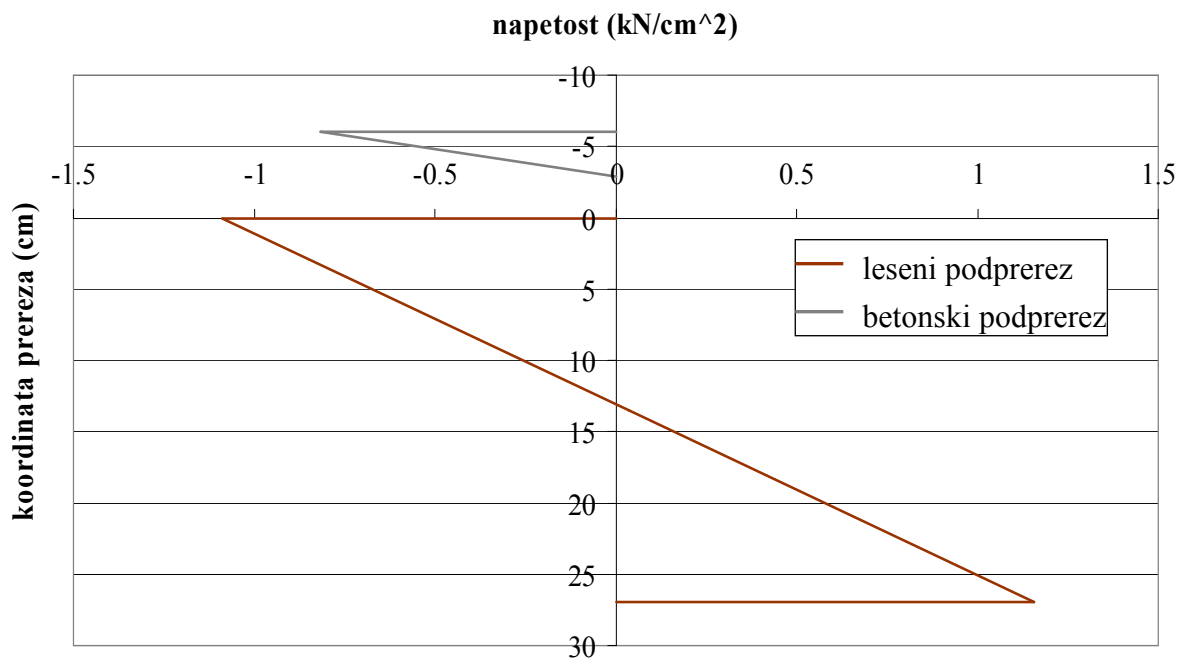
obremenitve. Projektne nosilnosti oziroma nosilnosti mejnega stanja nosilnosti veznega sredstva sicer ne poznamo, vendar je porušna nosilnost veznega sredstva kar trikrat večja od obremenitve. Zato lahko upravičeno sklepamo, da izračunana obremenitev ne preseže projektne nosilnosti posameznega veznega sredstva.

$$F_{1,d} = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s_1 V_d}{(EI)_{ef}} = 10,04 kN \leq F_{v,Rd} \Rightarrow \text{OK}$$

V nadaljevanju prikazujemo na Slikah 53 in 54 potek deformacij in normalnih napetosti po prerezu na sredini razpona obravnavanega kompozitnega nosilca pri obtežbi mejnega stanja nosilnosti.



Slika 53: Deformacije po prerezu na sredini razpona prostoležečega kompozitnega nosilca po standardih Evrokod pri obtežbi mejnega stanja nosilnosti



Slika 54: Napetosti po prerezu na sredini razpona prostoležečega kompozitnega nosilca po standardih Evrokod pri obtežbi mejnega stanja nosilnosti

### 5.2.1.6 Račun zdrsov na stični ploskvi vzdolž kompozitnega nosilca

Zdrse vmesnega sloja prostoležečega dvoslojnega nosilca lahko izračunamo s pomočjo enačb numeričnega modela dvoslojnega kompozitnega nosilca, pri tem pa predpostavimo, da je debelina vmesnega sloja  $e=0$  in da je vrednost zdrsa na sredini razpona kompozitnega nosilca enaka 0, kar smo ugotovili tudi z numerično analizo. Vrednost pomika  $u^a(x=0)$  je seveda enaka 0, saj je nosilec podprt.

Ker poznamo deformacije vzdolž lesenega in betonskega sloja na stiku, lahko izvednotimo vzdolžna pomika sestavnih slojev:

$$u^a(x) = u^a(0) + \int_0^x \varepsilon^a dx = \int_0^x \varepsilon^a dx \quad (44)$$

in

$$u^b(x) = u^b(0) + \int_0^x \varepsilon^b dx, \quad (45)$$

pri čemer pa ne poznamo vrednosti  $u^b(x=0)$ .

Ob predpostavki o poznavanju zdrsa na sredini razpona kompozitnega nosilca lahko zapišemo:

$$u^b(0) = \int_0^{l/2} \varepsilon^a dx - \int_0^{l/2} \varepsilon^b dx. \quad (46)$$

Sedaj lahko izračunamo osni deformaciji za posamezen sloj kompozitnega nosilca na stični ploskvi in iz tega določimo zdrs vzdolž osi nosilca, ki je definiran z enačbo:

$$\Delta(x) = u^a(x) - u^b(x). \quad (47)$$

Integracijo funkcij poteka deformacij izvedemo po trapeznem pravilu. Zavedamo se, da tukaj pridemo tudi določeno napako, ki pa jo lahko zmanjšamo s povečevanjem števila točk, na katere razdelimo obravnavani nosilec.

$$\int_0^{l/2} \varepsilon^a dx = -0.150236$$

$$\int_0^{l/2} \varepsilon^b dx = 0.033306$$

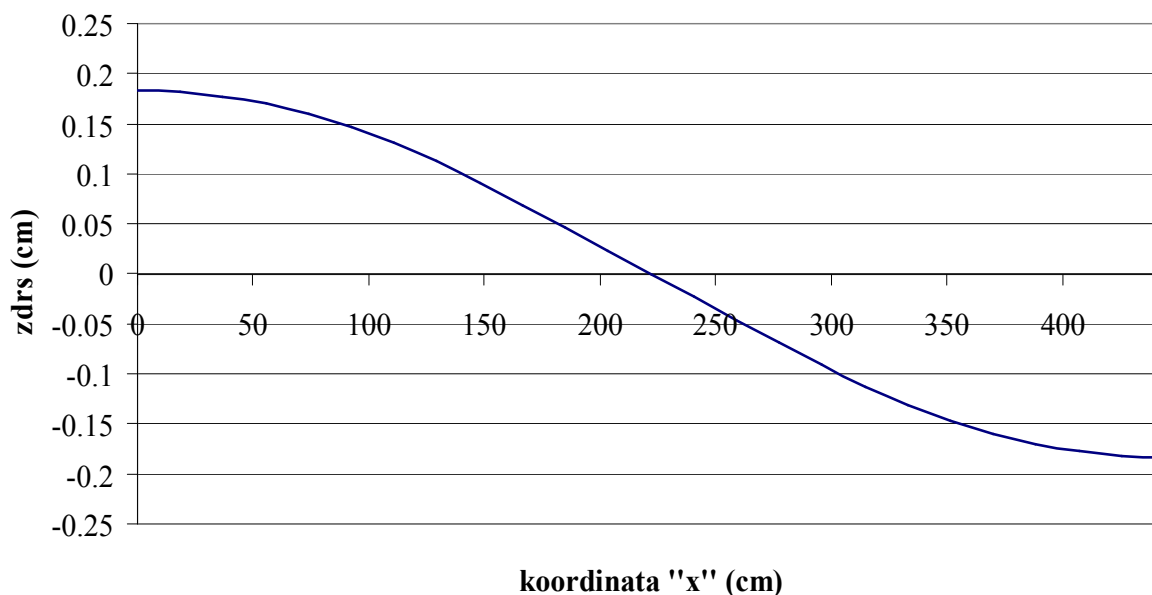
$$u^b(0) = \int_0^{l/2} \varepsilon^a dx - \int_0^{l/2} \varepsilon^b dx = -0.183542 \text{ cm}$$



Preglednica 9: Zdrsi vzdolž polovice nosilca pri mejni obremenitvi mejnega stanja nosilnosti po standardih Evrokod

koordinata	$u^a(x)$	$u^b(x)$	$\Delta(x)$
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0	0	-0.183542	0.183542
18.5	-0.0012359	-0.183268	0.182032
37	-0.0049189	-0.182451	0.177532
55.5	-0.0109996	-0.181103	0.170104
74	-0.0194284	-0.179235	0.159806
92.5	-0.0301560	-0.176856	0.1467
111	-0.0431330	-0.17398	0.130847
129.5	-0.0583098	-0.170615	0.112305
148	-0.0756371	-0.166774	0.091137
166.5	-0.0941138	-0.162678	0.068564
185	-0.1127388	-0.158549	0.04581
203.5	-0.1314627	-0.154398	0.022935
222	-0.1502359	-0.1502359	0

Na Sliki 55 prikazujemo tudi grafični prikaz poteka zdrsov vzdolž obravnavanega kompozitnega nosilca pri mejnem stanju nosilnosti.



Slika 55: Potek zdrsa vzdolž obravnavanega kompozitnega nosilca pri obtežbi mejnega stanja nosilnosti

### 5.2.1.7 Račun pomika kompozitnega nosilca za mejno stanje uporabnosti

Kontrolo mejnega stanja uporabnosti preverjamo za karakteristično in pogosto kombinacijo vplivov. Začetni pomik in končni pomik mejnega stanja uporabnosti se izračunata z uporabo modula zdrsa stika za mejno stanje uporabnosti  $K_{ser} = 84.61 \text{ kN/cm}$ , nadomestne togosti prečnega prereza  $(EI)_{ef} = 65086733.15 \text{ kNcm}^2$ .

#### Kontrola začetnih pomikov

$$\left. \begin{array}{l} u_{inst,g} = 0.215 \text{ cm} \\ u_{inst,P} = 0.846 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow u_{inst} = 1.061 \text{ cm} \leq \frac{l}{400} = 1.11 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK (96\%)}$$

### Kontrola končnih pomikov

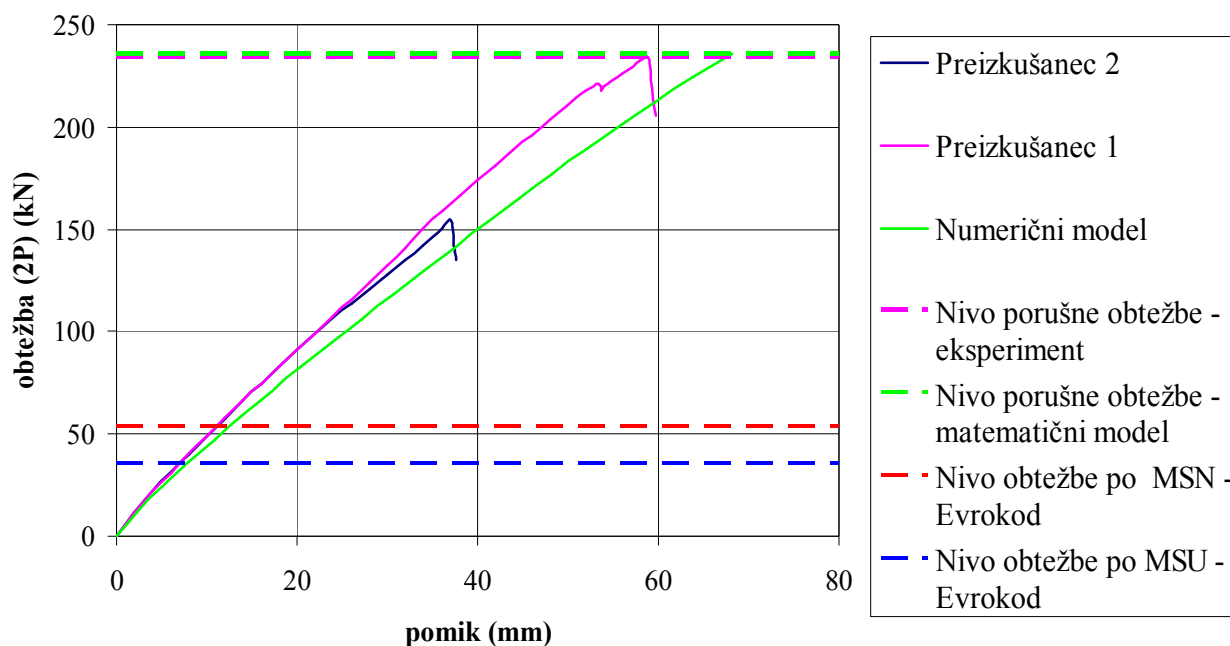
Vrednost deformacijskega faktorja, ki je odvisen od vrste lesa in razreda uporabnosti, znaša  $k_{def} = 0.8$ , vrednost faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva pa znaša  $\psi_{2,1} = 0.3$ .

$$\left. \begin{array}{l} u_{fin,g} = 0.387\text{cm} \\ u_{fin,P} = 1.049\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow u_{fin} = 1.436\text{cm} \leq \frac{l}{200} = 2.22\text{cm} \Rightarrow \text{OK (64.5\%)}$$

#### 5.2.2 Primerjava rezultatov

V prejšnjem poglavju smo na podlagi dveh projektnih stanj po standardih Evrokod določili nivoja točkovne koristne obtežbe (2P) obravnavanega kompozitnega nosilca iz lesa in betona. Izkazalo se je, da je za določitev še dopustne spremenljive obremenitve merodajno mejno stanje uporabnosti. Tako znaša skupna dopustna točkovna obtežba po mejnem stanju uporabnosti  $2P_{ser} = 35.44\text{ kN}$ . Z uporabo obtežnega varnostnega faktorja lahko izračunamo tudi mejno obtežbo projektne stanja nosilnosti, ki znaša  $2P_u = 53.16\text{ kN}$ .

Porušna obtežba enakega kompozitnega nosilca iz lesa in betona, določena na podlagi eksperimentalnih preiskav, znaša  $2P = 235.19\text{ kN}$ , porušna obtežba, določena z numerično analizo, pa  $2P = 236\text{ kN}$ . Projektna vrednost spremenljive obremenitve po standardih Evrokod je tako manjša kar za 77.47 %.



Slika 56: Primerjava nivojev točkovne obtežbe eksperimenta, numeričnega modela in modela skladno z Evrokodi

Mejno stanje nosilnosti je po standardih Evrokod določeno s faktorizacijo karakterističnih vrednosti materialnih parametrov in obtežbe. Zato je primerjava rezultatov mejnega stanja nosilnosti nesmiselna. Konkretna primerjava obnašanja obravnavanega kompozitnega nosilca iz lesa in betona se navezuje na mejno stanje uporabnosti oziroma na začetne pomike na sredini razpona kompozitnega nosilca zaradi točkovnih sil. V nadaljevanju predstavljamo primerjavo med eksperimentalno izmerjeno vrednostjo pomika, vrednostjo pomika, izračunanega z nelinearno analizo, in med pomikom, izračunanim po standardih Evrokod pri obtežbi mejnega stanja uporabnosti  $2P_{ser} = 35.44kN$ .

Preglednica 10: Primerjava pomikov na sredini razpona kompozitnega nosilca iz lesa in betona s povezavami tipa SP+N pri obtežbi mejnega stanja uporabnosti

$2P_{ser} = 35.44kN$			
vrsta	eksperiment	numerični izračun	Evrokod
pomik (mm)	6.95	7.82	8.46
razlika (%)	/	11.12	21.69

Iz primerjave rezultatov pomika na sredini razpona obravnavanega kompozitnega nosilca vidimo, da je največja vrednost pomika dobljena z izračunom po standardu Evrokod. V primeru praktičnega projektiranja takega kompozitnega nosilca smo s to rešitvijo na najvarnejši strani. Razlika med pomiki, določenimi po različnih modelih, je pričakovana in sprejemljiva.

## 6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo predstavili nov numerični model za nelinearno analizo dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona. Numerični model je zasnovan na metodi končnih elementov. Pomembni novosti predstavljenega modela sta dve. Predstavljena družina končnih elementov je izpeljana na osnovi modificiranega izreka o virtualnem delu, kjer so edine neznane funkcije funkcionala osne in upogibne deformacije. Taka formulacija problema je omogočila preprosto izpeljavo t. i. deformacijskih končnih elementov. Kot je dobro znano, so ti izredno natančni in neobčutljivi na vse vrste blokiranj. Druga pomembna novost modela je v formulaciji matematičnega modela. Ta za določitev napetostnega in deformacijskega stanja dvoslojnega kompozitnega nosilca omogoča tudi upoštevanje zamikov in razmikov na stiku med lesenim nosilcem in armiranobetonsko ploščo, ki je značilnost vseh vrst inženirskih kompozitnih konstrukcij. Pri izpeljavi predstavljenega numeričnega modela je bil uporabljen geometrijsko linearen Reissnerjev model ravninskega nosilca ter nelinearni konstitucijski modeli lesa, betona, jekla in stika med slojema v vzdolžni in prečni smeri.

Natančnost in primernost predstavljenega numeričnega modela za nelinearno analizo dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona smo analizirali s primerjavo med numeričnimi rezultati in v literaturi dostopnimi eksperimentalnimi rezultati. Primerjavo smo prikazali za dva načina povezave lesenega nosilca in armiranobetonske plošče. Obe primerjavi rezultatov sta pokazali relativno dobro ujemanje. Zato je predstavljeni numerični model zelo natančen in tako primeren za nelinearno analizo dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona.

Na koncu smo s predstavljenim numeričnim modelom za nelinearno analizo dvoslojnih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona ocenili tudi natančnost poenostavljenega postopka skladno s standardom Evrokod. Primerjava prečnih pomikov na sredini razpona obravnavanega nosilca obeh metod je pokazala relativno dobro ujemanje in konservativnost postopka v standardu Evrokod.

## VIRI

Amadio, C., Ceccotti, A., Di Marco, R., Fragiaco, M. 2000. Numerical evaluation of long-term behaviour of timber-concrete composite beams. World Conference on Timber Engineering 2000.

<http://timber.ce.wsu.edu/Resources/papers/8-2-4.pdf> (29. 9. 2010).

Bandelj, B. 2004. Sestavljeni nosilci iz lesa in betona. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 91 f.

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana. Inženirska zbornica Slovenije: (loč. pag.).

Bratina, S. 1998. Slojeviti in sestavljeni nosilci. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 104 f.

Čas, B. 1999. Vpliv podajnosti stika na togost in nosilnost sestavljenih nosilcev. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 114 f.

Faggiano, B., Marzo, A., Mazzolani, F., M., Calado, M., L. 2009. Analysis of rectangular-shaped collar connectors for composite timber-concrete floors: Push-out tests. Journal of Civil Engineering and Management. 15, 1: 47–58.

Frangiaco, M., Ceccotti, A. 2004. A Simplified Approach for Long-Term Evaluation of Timber-Concrete Composite Beams.

[http://www.ewpa.com/Archive/2004/jun/Paper\\_157.pdf](http://www.ewpa.com/Archive/2004/jun/Paper_157.pdf) (29. 9. 2010).

Kroflič, A., Planinc, I., Saje, M., Turk, G., Čas, B. 2010. Non-linear analysis of two-layer timber beams considering interlayer slip and uplift. University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering. Building and Civil Engineering Institute ZRMK: 14 str.

Kroflič, A. 2007. Analiza obnašanja dvoslojnih elastičnih nosilcev z upoštevanjem zdrsa in razmika. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 111 f.

Kuhlmann, U., Aldi, P. 2008. Fatigue of timber-concrete-composite beams: characterization of the connection behaviour trough push-out tests.

[http://www.ewpa.com/Archive/2008/june/Paper\\_053.pdf](http://www.ewpa.com/Archive/2008/june/Paper_053.pdf) (16. 6. 2010).

Lee, A., G. 1999. Bridge option for forest roads: A composite timber beam and concrete deck bridge. Forestry Tasmania.

[http://www.forestrytas.com.au/assets/0000/0173/tasforests11\\_part\\_6.pdf](http://www.forestrytas.com.au/assets/0000/0173/tasforests11_part_6.pdf) (16.6.2010).

Lukaszewska, E., Fragiaco, M., Johnsson, H. 2010. Laboratory Tests and Numerical Analyses of Prefabricated Timber-Concrete Composite floors. Journal of Structural Engineering ASCE. 136, 1: 46–55.

Lukaszewska, E., Fragiaco, M. 2010. Static Performance of Prefabricated Timber-Concrete Composite Systems.

[http://www.ewpa.com/Archive/2008/june/Paper\\_289.pdf](http://www.ewpa.com/Archive/2008/june/Paper_289.pdf) (16. 6. 2010).

Medved, D. 2009. Analiza dvoslojnih lesenih nosilcev. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 61 f.

Pischl, R. 1980. Holzbau mit kritischen Betrachtungen und neuen Vorschlägen zur Bemessung nach Theorie 1. und 2. Ordnung. Graz, Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, Technische Universität Graz: (loč. pag.).



Rogers, C., C., Gutkowski, R., M., Balogh. J. 2004. Load Tests of Large Wood-Concrete Beams.

<http://www.mountain-plains.org/pubs/html/mpc-04-165/pgl.php> (16. 6. 2010).

Van der Linden, M., L., R. 1999. Timber-concrete composite floor systems. Technische Universiteit Delft: str: 9-43.

Wieland, H. Timber-Concrete composite.

[http://www.com-ing.com/Downloads/041125\\_Docu--E.pdf](http://www.com-ing.com/Downloads/041125_Docu--E.pdf) (16. 6. 2010).

Yeoh, D., Fragiaco, M., Buchanan, A., Crews, K., Haskell, J., Deam, B. Development of Semi-Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors in Australasia.

[http://ir.canterbury.ac.nz/bitstream/10092/2641/1/12612971\\_Buchanan.pdf](http://ir.canterbury.ac.nz/bitstream/10092/2641/1/12612971_Buchanan.pdf) (16. 6. 2010).

Yttrup, J., P. Concrete Enhanced Timber. Tasmania, University of Tasmania.

<http://oak.arch.utas.edu.au/research/concrete.asp> (16 .6. 2010).