



UNIVERZITET U NIŠU
GRAĐEVINSKO-ARHITEKTONSKI FAKULTET



Emir (Šaban) Maslak

**EFEKTI POJAČANJA
PREDNAPREZANJEM SPREGNUTIH
NOSAČA TIPA DRVO-BETON**

DOKTORSKA DISERTACIJA

Niš, 2023.



UNIVERSITY OF NIŠ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND
ARCHITECTURE



Emir (Šaban) Maslak

**EFFECTS OF PRESTRESSING
STRENGTHENING ON WOOD-CONCRETE
COMPOSITE BEAMS**

DOCTORAL DISSERTATION

Niš, 2023.

Podaci o doktorskoj disertaciji

Mentor: Prof. dr Dragoslav Stojić, dipl. građ. inž.

Naslov: **EFEKTI POJAČANJA PREDNAPREZANJEM SPREGNUTIH NOSAČA TIPA DRVO-BETON**

Rezime: Spregnuti nosači drvo-beton svrstavaju se u red modernih nosećih sistema. Prevashodno su nastali iz potrebe za ojačanjem postojećih mostovskih ili međuspratnih konstrukcija izvedenih od drveta. Ovakav način ojačanja nosača, gde se betonska ploča ugrađuje preko drvenih greda i povezuje moždanicima, pokazao se kao vrlo pouzdan i efikasan. Predmet naučnog istraživanja ove disertacije su spregnuti nosači drvo-beton koji su ojačani vanjskim elementnima za prednaprezanje. Na taj način je formiran dvopojasni sistem. Eksperimentalni deo istraživanja obuhvatio je ispitivanje ukupno deset nosača, od kojih su pet bili spregnuti, a pet spregnuti i prednapregnuti. Statički raspon ispitanih nosača bio je 3.0m. Eksperiment je izveden uz pomoć dve koncentrisane sile u 1/3 raspona (*four points bending test*), i bio je ograničen na kratkotrajno pterecenje. Procedure ispitivanja nosača bile u skladu sa odgovarajućim standardima. Uporednom analizom rezultata dobijenih ispitivanjem, utvrđen je stepen postignutog poboljšanja ojačanih nosača po kiterijumima granične sile, maksimalnih deformacija i krutosti nosača. Osim eksperimenta, formirani su numerički modeli primenom metode konačnih elemenata u programima ANSYS i SAP2000. Model urađen u SAP-u je može se koristiti u svakodnevnoj inžinjskoj praksi za dokaz nosivosti ovih nosača.

Naučna oblast: Tehničko-tehnološke nauke
Naučna disciplina: Građevinarstvo, Drvene konstrukcije, Prednapregnute i spregnute konstrukcije

Ključne reči: Spregnute konstrukcije drvo-beton, vanjsko prednaprezanje, eksperimentalno ispitivanje, numerički modeli.

UDK: 624.016(043.3)

CERIF klasifikacija: T220, Građevinarstvo, hidraulika, priobalna tehnologija, mehanika tla

Tip licence Kreativne zajednice: **CC BY-NC-ND**

Data on Doctoral Dissertation

Doctoral Supervisor:	Prof. dr Dragoslav Stojić, dipl. civ. eng.
Title:	EFFECTS OF PRESTRESSING STRENGTHENING ON WOOD-CONCRETE COMPOSITE BEAMS
Abstract:	<p>Timber-concrete composite beams are classified as modern support systems. Originally, they arose from the need to strengthen existing bridge or slab structures made of wood. This method of strengthening the beams, where a concrete slab is installed over timber beams and connected with shear studs, has proven to be very reliable and efficient. The subject of the scientific research of this dissertation is the composite timber-concrete beams, which are reinforced with external elements for prestressing. In this way, a two-lane system was formed. The experimental part of the research included testing ten girders, which five were coupled, and five were coupled and prestressed. The static span of the tested beams was <i>3.0m</i>. The experiment was conducted with two concentrated forces in <i>1/3</i> of the span (<i>four points bending test</i>), and was limited to short-term loading. The carrier test procedures were in accordance with the appropriate standards. Through a comparative analysis of the results obtained from the test, the degree of improvement of the reinforced beams was determined according to the parameters of the ultimate force, maximum deformations and stiffness of the girders. In addition to the experiment, numerical models were created using the finite element method in <i>ANSYS</i> and <i>SAP2000</i> programs. The model made in <i>SAP</i> can be used in everyday engineering practice to prove the bearing capacity of these beams.</p>
Scientific Field:	Technological sciences
Scientific Discipline:	Civil Engineering, Timber structures, Composite und Prestressed structures
Key Words:	Timber-concrete composite structures, external prestressing, experimental examination, numerical models.
UDC:	624.016(043.3)
CERIF Classification:	T220, Civil engineering, hydraulic engineering, offshore technology, solid mechanics.
Creative Commons License Type:	CC BY-NC-ND

ZAHVALNICA

Dobijeni rezultati prikazani u ovoj disertaciji, predstavljaju rezultat eksperimentalnih, teorijskih, i numeričkih istraživanja. Da bi jedan ovako obiman posao mogao biti priveden kraju, osim velikog truda i odricanja autora disertacije, bila je neophodna pomoć i razumevanje kolega, prijatelja i porodice.

Pre svega hteo bih da se zahvalim mentoru prof.dr Dragoslavu Stojiću, i članovima komisije prof.dr Dragoljubu Dreniću, prof. dr Esadu Mešiću i doc.dr Radovanu Cvetkoviću na časti koju su mi pružili prihvativši da me vode kroz ovo istraživanje. Saveti i sugestije koje su mi nesebično davali, bili su od neizmerne koristi, kako prilikom definisanja pravaca istraživanja, tako i prilikom sagledavanja dobijenih rezultata.

Izrada greda za ispitivanja sigurno bi bila izvan mojih finansijskih mogućnosti da nije bilo pomoći dobrih ljudi. Veliku zahvalnost dugujem firmi "Kolarević DOO", koja mi je, uz angažman doc.dr. Radovana Cvetkovića, donirala grede od lepljenog-lameliranog drveta. Važnu pomoć oko obezbeđivanja prostora izrade spregnutih nosača i kasniju njihovu negu, ljudstvo koje je izradilo grede i komplet logistiku vezanu za transport greda na mesto ispitivanja obezbedila je firma "DOO Prenča". Ovom prilikom im se zahvaljujem, a posebno direktoru Asimu Prenči dipl.ing. građ.

Ispitivanje greda je sprovedeno na Institutu za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta u Sarajevu. Hteo bih da se zahvalim rukovodstvu i osoblju Instituta što su mi omogućili da ispitivanje, koje je trajalo duže od mjesec dana, sprovedem kod njih. Zahvaljujem se prof. dr Esadu Mešiću, čiji su autoritet i zalaganje omogućili realizaciju ovog ispitivanja, a zatim i doc.dr Ismaru Imamoviću i laborantima Hariju, Fikretu Samiru i Adnanu na nesebičnoj pomoći i predanosti tokom trajanja ispitivanja.

Veliku zahvalnost dugujem članovima moje porodice, majci Safeti, ocu Šabanu i braći Huseinu i Ersinu, roditeljima moje supruge Elmazi i Mustafi Smailović, na ogromnoj podršci i razumevanju tokom celog procesa izrade disertacije.

Za strpljenje i uskraćeno vreme posebno sam zahvalan supruzi Eldini i deci Seidu, Lejli i Mehmedu.

U Nišu, 2023. godine.

SADRŽAJ

1. UVOD	1
1.1. Predmet istraživanja doktorske disertacije	2
1.2. Cilj naučnog istraživanja	2
1.3. Metodologija korišćena u istraživanju	4
1.4. Struktura doktorske disertacije	4
2. ISTORJSKI RAZVOJ SPREGNUTIH I PREDNAPREGNUTIH NOSAČA.....	6
2.1. Spregnuti nosači.....	6
2.1.1. Spregnuti nosači čelik - beton	6
2.1.2. Spregnuti nosači drvo-beton.....	12
2.2. Prethodno-napregnute konstrukcije	17
2.2.1. Linijski nosači	18
2.2.2. Dvopojasni nosači	22
2.3. Kratak izbor dosada sprovedenih istraživanja	26
2.3.1. Ispitivanja sprovedena na najčešće primenjivana spojna sredstva	26
2.3.2. Ispitivanja spregnutih greda do loma (<i>full-scale</i> testovi)	33
2.3.3. Ojačanja spregnutih nosača drvo-beton.....	40
2.3.4. Primena metode konačnih elemenata u istraživanju	45
3. TEORIJA SPREZANJA.....	49
3.1. Vrste sprezanja i inženjerskoj praksi	49
3.1.1. Ocena stepena postignutog sprezanja u nosačima.....	49
3.1.2. Proračun nespregnutih nosača	51
3.1.3. Proračun potpuno spregnutih nosača.....	52
3.1.4. Elastično spregnuti nosači	54
3.1.5. Proračun spregnutih nosača prema Evrokodu 5 - “ γ ” postupak	59
3.1.6. Drugi postupci za proračun spregnutih nosača drvo-beton	65
4. EKSPERIMENTALNO UTVRĐIVANJE KARAKTERISTIKA MATERIJALA	68
4.1. Određivanje mehaničkih karakteristika drveta	68
4.1.1. Određivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima.....	69
4.1.2. Određivanje modula elastičnosti pri savijanju	73
4.1.3. Čvrstoća drveta pri savijanju	76
4.2. Određivanje mehaničkih karakteristika čelika.....	78
4.2.1. Određivanje čvrstoće na zatezanje i modula elastičnosti	78

4.3. Određivanje mehaničkih karakteristika očvrslog betona.....	80
4.3.1. Određivanje čvrstoće na pritisak	81
4.3.2. Određivanje čvrstoće betona na zatezanje (opit cepanjem).....	82
4.3.3. Određivanje modula elastičnosti betona pri pritisku	83
5. LABORATORISKO ISPITIVANJE SPREGNUTIH I SPREGNUTO- PREDNAPREGNUTIH NOSAČA	86
5.1. Predmet eksperimentalnog ispitivanja.....	86
5.2. Osnovni nosač - statički sistem, poprečni presek i primenjeni sistem sprezanja.....	86
5.3. Odabir sistema za unos sile prednaprezanja	88
5.4. Eksperimentalno ispitivanje nosača.....	91
5.4.1. Postavka ispitivanja, raspored mernih mesta i način nanošenja opterećenja na ispitivanim uzorcima	91
5.4.2. Izmereni ugibi i relativna pomeranja na spregnutim nosačima.....	94
5.4.3. Izmerene dilatacije i sredini raspona na spregnutim nosačima	105
5.4.4. Izmereni ugibi i relativna pomeranja na prednapregnutim nosačima.....	110
5.4.5. Izmerene dilatacije u sredini raspona na prednapregnutim nosačima	121
6. NUMERIČKA ANALIZA ISPITANIH NOSAČA	128
6.1. Proračun spregnutih nosača prema “ γ ” postupku	128
6.1.1. Mehaničke karakteristike elemenata poprečnog preseka	128
6.1.2. Geometrijske karakteristike i nosivost nosača	131
6.2. Proračun ojačanog nosača u programu ANSYS	138
6.2.1. Materijalni modeli korišteni u proračunu	138
6.2.2. Geometrijski model nosača sa graničnim uslovima i opterećenjem.....	142
6.2.3. Rezultati proračuna.....	146
6.3. Proračun ojačanog nosača u programu SAP 2000.....	151
6.3.1. Mehaničke karakteristike upotrebljenih materijala	151
6.3.2. Geometrija nosača i tipovi konačnih elemenata u modelu.....	152
6.3.3. Uslovi oslanjanja i opterećenje nosača.....	153
6.3.4. Rezultati proračuna.....	154
6.3.5. Kontrola nosivosti elemenata nosača	158
7. ANALIZA DOBIJENIH REZULTATA	160
7.1. Analiza rezultata dobijenih ispitivanjem	160
7.2. Poređenje rezultata dobijenih eksperimentom i numeričkim metodama.....	162
8. ZAKLJUČAK.....	166

1. UVOD

Savremeni trendovi u graditeljstvu iziskuju projektovanje elegantnih konstrukcijskih sistema, uz minimalan utrošak materijala. Da bi se to postiglo, potrebno je pravilno izabrati konstrukcijski sistem i materijale koji stoje na raspolaganju za rešavanje konkretnog problema. Poznato je da svaki materijal koji se koristi u građevinarstvu ima svoje i dobre i loše karakteristike. Težnja konstruktora je da na najbolji mogući način iskoristi pozitivne karakteristike materijala, dok one nedostatke, koje svi materijali nesumnjivo imaju, na vreme sagleda i njihove negativne uticaje na samu konstrukciju svede na najmanji mogući nivo. Da bi se ovo postiglo, neophodno je dobro poznavanje elasto-mehaničkih karakteristika i trajnost materijala koji se koriste za konkretan objekat, kao i dejstva kojima je konstrukcija izložena. Ono što projektantima svakako ide na ruku su brojna istraživanja koja su uvećala volumen znanja u svim naučnim oblastima. Ta znanja građevinarstvo, kao jedna multidisciplinarna delatnost, obilato koristi. Tehnološki razvoj omogućio je proizvodnju materijala visokih mehaničkih performansi (klasa čvrstoće betona, čelika, lepljenog lameliranog drveta i sl.). Dostupnost personalnih računara korisnicima raznih profila, u prvi plan je izbacio proračunske modele konstrukcija bazirane na numeričkim metodama. Tu se pre svega misli na metodu konačnih elemenata, koja se sa velikim uspehom koristi u raznim oblastima konstrukterstva, bilo da je u pitanju istraživanje, bilo da je u pitanju primena na konkretnim problemima u građevinarstvu, mašinstvu, elektro-magnetizmu pa čak i medicini. Sve ovo dalo je projektantima mogućnost da u relativno kratkom roku primene proračunske modele koji u znatno većoj meri oponašaju realnu konstrukciju, nego što je to bio slučaj ranije. Osim statičke i dinamičke analize celih objekata, napredni softveri, koji u svojim paletama sadrže širok dijapazon konačnih elemenata, pružaju moćnost realnog modeliranja delova konstrukcije na mestima gde se javljaju složena naponska stanja (čvorovi rešetkastih nosača, veze u betonskim, čeličnim i drvenim konstrukcijama, mesta unosa koncentrisanih sila...). Prednost se ogleda u tome što sad projektanti imaju pouzdanije rezultate i bolji uvid u naponsko-deformacijsko stanje konstrukcije kao celine, ili pojedinih njenih delova. Brzina kojom se, u cilju optimizacije, razvijaju varijantna rešenja, značajno je porasla, pa se sada projektanti usuđuju projektovati sve smelije konstrukcije velikih raspona i visina, u isto vreme vodeći računa da budu u optimalnom balansu, kada je u pitanju sigurnost i ekonomska isplativost. Spregnute konstrukcije, sa aspekta tehničko-tehnoloških karakteristika, spadaju u red inovativnih konstrukcija gde dva ili više elementa povezuju-sprežu u jedinstveni sadejstvujući hibridni noseći sistem. Zavisno od toga koji materijali su korišteni, postoje različiti tipovi spregnutih nosača. Najčešće primenjivani tip u prkasi je sprezanje čelika i betona. Kod ovih nosača čelični deo poprečnog preseka je po pravilu izložen zatezanju, dok se betonski deo poprečnog preseka izložen pritisku. Na ovaj način su iskorišćene visoke mehaničke performanse čelika da se projektuje konstrukcija sa malom površinom poprečnog preseka u zategnutoj zoni, dok se negativne pojave koje se javljaju u pritisnutim elementima čelika (izvijanje i izbočavanje) kompenzuju masivnim betonskim presekom, čije su dimenzije najčešće proistekle iz uslova eksploatacije. Ideja sprezanja, u građevinskom konstrukterstvu, ne tako davno, proširena je na spregnute nosače tipa drvo-beton, gde ulogu čelika preuzima drvo, kao i na primenu prehodno napregnutih spregnutih nosača. Pravilnim korišćenjem svojstava materijala i geometrije spregnutog preseka mogu se dobiti nosači visokih

performansi. Upravo i motivacija ove doktorske disertacije potstaknuta je unapređenjem metoda i inovacija ovom idejom sprezanja.

Razvojem tehnologije u izradi lepljenih lameliranih konstrukcija od drveta, prevaziđena su tradicionalna tehnološka ograničenja vezana, kako za dužine, tako i za dimenzije i oblike poprečnih preseka nosećih elemenata, koja su bila prisutna kod klasičnih drvenih konstrukcija od masivnog drveta, što je omogućilo primenu kod objekata znatno većih raspona. U savremenom graditeljstvu, sve se češće upotrebljavaju nosači nastali sprezanjem drveta i betona.

1.1. Predmet istraživanja doktorske disertacije

Predmet istraživanja ove disertacije je teorijsko-eksperimentalno istraživanje unapređenja spregnutih nosača tipa drvo-beton formiranjem sistema prednaprezanja. Ranija ispitivanja na spregnutim nosačima pokazala su najčešće mehanizme loma. Za normalno projektovane nosače, najčešće se, zbog male čvrstoće na zatezanje betona, prvo javljaju prsline u zategnutoj zoni ovog elementa. Pojavu ovih prsline moguće je donekle sprečiti armiranjem. Daljim prirastom opterećenja, najčešće se javlja lom u zategnutoj zoni drvenog elementa. Ovaj lom je krt i najčešće nastupa uz jak prasak. Iz tog razloga, elementi koji služe za unos sile prednaprezanja se postavljaju u donjoj, zategnutoj zoni drvenog nosača. Ojačanje spregnutih nosača drvo-beton je izvedeno spoljašnjim elementima (ti elementi su van poprečnog preseka). Pošto je u pitanju vanjsko prednaprezanje, osim unosa te sile, nosač se ojačava i samom konstrukcijom sistema za prednaprezanje, jer se krak unutrašnjih sila koji, je odgovoran za prenos momenta savijanja, znatno povećava.

1.2. Cilj naučnog istraživanja

Cilj istraživanja je da se eksperimentalnim, analitičkim i numeričkim metodama na posmatranom modelu odredi osetljivost parametara koji definišu ponašanje spregnutog nosača pod eksploatacionim i graničnim opterećenjem. Da se prema najosetljivijim parametrima naponsko – deformacijsko analizom formira spregnuti presek odgovarajućih geometrijskih i mehaničkih karakteristika. Da se definiše oblast istraživanja u pogledu tehničkih i tehnoloških ograničenja. U ispitivanju će biti korišćena standardna konstalacija opterećenja, sa dve koncentrisane sile istog intenziteta (*four points bending test*), simetrično aplicirane na nosač. Na ovaj način se na nosaču javljaju delovi napregnuti na čisto savijanje (zona između sila) i delovi napregnuti na savijanje silama (zone od mesta gde se nanosi sila pa prema osloncima).

Da bi se ostvarili zacrtani ciljevi, neophodno je:

- Eksperimentalno utvrditi mehaničke karakteristike svih materijala od kojih su napravljeni nosači (lepljeno-lamelirano drvo, beton i čelik) koji su predmet ispitivanja. Na taj način biće izvršeno njihovo klasificiranje i ti podatci biće korišćeni za formiranje numeričkih modela.

- Ispitati modele i sakupiti sve relevantne podatke koji definišu ponašanje nosača pod opterećenjem. Da bi rezultati, sa statističkog aspekta, bili obradljivi, za svaki nosač biće ispitano po pet uzorka. U tu svrhu, kao referentni model će biti uzet samo spregnuti nosač

sistema drvo-beton. Rezultati dobijeni ispitivanjem drugog modela biće upoređeni sa referentnim (etalon) modelom.

- Formirati numeričke modele za ispitivane tipove nosača i uporediti rezultate dobijene eksperimentalnim i analitičkim putem. Za izradu proračunskih modela biće korišćen napredni softver baziran na metodi konačnih elemenata *ANSYS*. Ovaj program pruža mogućnost izrade proračunskih modela sa realnom geometrijom i definisanje materijalnih modela u saglasnosti sa radnim dijagramima materijala koji se koriste za izradu nosača. Na taj način moguće je izvršiti proračun konstrukcije uvažavajući problematiku i geometrijske i materijalne nelinearnosti.

Cilj istraživanja je da se na osnovu rezultata dobijenih eksperimentalnim i numeričkim metodama, razradi postupak koji će služiti za dokaz nosivosti ovih nosača. Taj postupak treba, sa jedne strane da obuhvati sve relevantne parametre koji definišu ponašanje ojačanog nosača pod opterećenjem, a sa druge strane bude primenljiv u svakodnevnoj inženjerskoj praksi.

Prilikom izrade doktorskih disertacija, teži se tome da se rezultati istraživanja konkretizuju, odnosno da nađu primenu u svakodnevnoj praksi. Kada su tehničke nauke u pitanju ovaj zahtev je još i izraženiji. Referentnim standardom su definisani opšti uslovi koje bi svaka konstrukcija morala da poseduje da bi mogla da ima karakteristiku pouzdanosti (*reliability*). Ti zahtevi su vezani za sigurnost (*safety*), sposobosti konstrukcije da služi funkciji za koju je projektovana (*serviceability*) i da obe ove karakteristike u konstrukciji budu prisutne za predviđeni vremenski period, što obezbeđuje trajnost (*durability*). Bilo koji od ovih parametara ako nije prisutan, konstrukciju ne možemo smatrati pouzdanom.

Ako prethodne zahteve usvojimo kao polaznu tačku, ono što se prirodno nameće kao zahtev je ekonomski aspekt projektovanja. Očekuje se da rezultati ovog naučnog istraživanja daju preporuke za projektovanje ovakvog tipa konstrukcija koji će i sa tog ekonomskog aspekta biti najpovoljniji.

Da bi se obezbedilo projektovano ponašanje jednog nosača ovakvog tipa, imajući u vidu njegovu kompleksnost, potrebno je da svi elementi na najbolji mogući način posluže svrsi za koju su projektovani. Na nosaču postoje elementi koji treba da obezbede što bolje sprezanje dva materijala u jedan presek. Tu su i elementi koji su zaduženi za unošenje sile prednaprezanja u nosač. Očekuje se da će rezultati dobijeni ispitivanjem modela (kako eksperimentalnih, tako i numeričkih) dati podatke koji će doprineti boljem razumevanju ponašanja pomenutih elemenata, koji su relevantni za pouzdanost ovakvih nosača. Ovakav način oblikovanja konstrukcija može biti pogodan i za izvedene nosače kod kojih je, zbog povećanja intenziteta opterećenja, neophodno izvršiti ojačanje.

Očekivani rezultat ove disertacije jeste i što će otvoriti nove mogućnosti u budućim istraživanjima, imajući u vidu da je problematika ovakvih tipova nosača nedovoljno istražena. Kompleksnost problema koja je prisutna kod spregnutih nosača drvo-beton, posebno kada su u pitanju reološke karakteristike upotrebljenih materijala i ponašanje pod dugotrajnim opterećenjem, dodatno se komplikuje kod nosača koji su predmet istraživanja.

1.3. Metodologija korišćena u istraživanju

Za potrebe istraživanja, u disertaciji su korišćene razne metode: eksperimentalna metoda, metoda modeliranja, analiza i sinteza.

Glavna metoda u ovoj disertaciji je eksperimentalna. Ona treba da obezbedi sve relevantne podatke neophodne za ovo istraživanje. Zbog kompleksnosti bilo koje problematike koja je predmet teorijskih istraživanja u teoriji konstrukcija, nije uvijek moguće doći do rešenja u zatvorenom obliku. Iz tog razloga, pri formiranju proračunskih modela, da bi isti bili pogodni za svakodnevnu inženjersku upotrebu, neophodno izvršiti apstrakciju određenih parametara čije karakteristike nemaju značajan udeo u globalnom ponašanju konstrukcije. Posebnu pogodnost, kako u procesu istraživanja, tako i u procesu projektovanja imaju numeričke metode bazirane na metodi konačnih elemenata. Metoda modelovanja je druga metoda koja je obilato korišćena u ovom istraživanju i rezultati eksperimentalnog ispitivanja imaju značaj za kalibraciju odgovarajućih numeričkih modela.

Pomoćne metode kojom će biti kritički analizirani rezultati dobijeni glavnim metodama i na osnovu tih razmatranja donešeni konkretni zaključci, su metode analize i sinteze. Metoda sinteze se koristi u naučno-istraživačkom radu da se istraživane pojave objasne sintezom jednostavnih zaključaka u složene.

Ono što je od konkretne koristi za inženjersku praksu jeste unapređenje analize predmetnih nosača za primenu kod komercijalnih softverskih paketa.

1.4. Struktura doktorske disertacije

Doktorska disertacija je podeljena u osam poglavlja.

U prvom poglavlju, koje ujedno pretstavlja i uvodni deo disertacije, data je postavka problema koja je predmet istraživanja. Definisani su ciljevi koj treba da budu postignuti kada istraživanje bude sprovedeno, kao i očekivani rezultati. Predočene su i metode korišćene u procesu istraživanja.

U drugom poglavlju je dat kratak istorijski osvrt na postanak i evaluaciju spregnutih i prednapregnutih nosača. Prikazane su prednosti u odnosu na klasične konstrukcije. Poseban akcenat je stavljen na spregnute nosače drvo-beton. Dati su i neki primeri do današnjih dana izvedenih konstrukcija. Također je prikazan osnovni koncept prednaprezanja. U ovom poglavlju je dat kratak presek istraživanja vezanih za spregnute nosače drvo-beton, kao i istraživanja koja su se bavila problematikom njihovog ojačavanja.

U trećem poglavlju prikazana je teorijska osnova za analizu spregnutih nosača drvo-beton. Zbog mehaničkih karakteristika konstitutivnih materijala (pre svega drveta), ovi spregnuti nosači, za najčešće upotrebljavana spojna sredstva, svrstavaju u kategoriju spregnutih nosača sa popustljivom vezom u ravni spoja. Step en ostvarenog sprezanja ima bitan uticaj na ponašanje ovih nosača pod opterećenjem. Iz tog razloga se oni proračunavaju prema teoriji elastičnog sprezanja, pa je u ovom poglavlju najviše posvećena pažnja tom slučaju. Poseban akcenat je stavljen na "γ" postupak, koji se bazira na *Aneks B, Evrokoda 5* koji pretstavlja osnovu za proračun spregnutih nosača drvo-beton.

U četvrtom poglavlju su prikazani postupci koji su sprovedeni kako bi se utvrdile mehaničke karakteristike materijala koji su upotrebljeni za pravljenje spregnutih i prednapregnutih nosača. Utvrđene su sledeće karakteristike materijala:

- za drvo: čvrstoća na zatezanje paralelno vlaknima, čvrstoća na savijanje i indirektno modul elastičnosti, vlažnost uzoraka,

- za beton: čvrstoća na zatezanje, čvrstoća na pritisak i modul elastičnosti,

- za čelik: čvrstoća na zatezanje i modul elastičnosti.

Prilikom određivanja mehaničkih karakteristika upotrebljenih materijala primenjeni su postupci definisani referentnim standardima. Podaci dobijeni u ovoj fazi posebno su važni pri definisanju materijalnih modela u numeričkoj analizi ispitivanih nosača.

U petom poglavlju, koje je i glavna tačka istraživanja, prikazan je postupak i dati su rezultati ispitivanja ukupno deset greda, od kojih su pet bili samo spregnuti nosači, a drugih pet su bili spregnuti nosači ojačani vanjskom prednapregnutom armaturom. Prvih pet nosača su uporedni i na osnovu njih je utvrđen stepen postignutog ojačanja. Da bi se to postiglo, dimenzije poprečnog preseka drvenog i betonskog dela na oba nosača su iste. Prilikom ispitivanja, merene su globalne deformacije na nosaču (ugibi u sredini i relativna pomeranja drvenog i betonskog nosača) i lokalne deformacije (dilatacije u čeliku, drvetu i betonu u sredini nosača). Ispitivanje je izvršeno apliciranjem dve simetrične koncentrisane sile u trećinama raspona (*four point bending test*). Postupak nanošenja opterećanja za spregnute nosače u skladu je sa standardom *EN 26891*, dok je kod prednapregnutih nosača prvo aplicirana sila prednaprežanja, pa je sila nanošena inkrementalno do maksimalne vrednosti. Sva merenja su uz pomoć aparata i odgovarajućih softvera, digitalno zabeležena.

U šestom poglavlju izvršena je numerička analiza nosača. U prvom delu izvršen je proračun nosivosti spregnutog nosača prema postupku definisanom u *Aneksu B, EC5* za kratkotrajno opterećenje. U drugom delu generisani su numerički modeli i to dva tipa: prvi tip modeliranog nosača je napravljen u naprednom softveru *ANSYS, v16.2*. Ovaj program u svojoj biblioteci sadrži široku paletu konačnih elemenata i materijalnih modela zahvaljujući kojima je moguće simulirati različite fizičke probleme. Posebnu prednost daju kontaktni elementi, koji u kombinaciji sa *SOLID* elementima pružaju mogućnost modeliranja problema sa realnom geometrijom i mehaničkim karakteristikama. Drugi tip modeliranog nosača napravljen je u komercijalnom softveru *SAP2000, v14*. Za modeliranje ovog nosača korišćeni su *BEAM, SHELL* i *LINK* elementi. Cilj je da se razvije proračunski model koji će biti upotrebljiv u svakodnevnoj inženjerskoj praksi, kao alat kojim je moguće dokazati nosivost nosača koji su predmet istraživanja.

U sedmom poglavlju su kritički analizirani rezultati dobijeni eksperimentalnim i numeričkim postupcima. Izvršeno je i njihovo međusobno upoređivanje, kako bi se ocenio nivo njihovog poklapanja.

U osmom poglavlju su, na osnovu rezultata dobijenih eksperimentalnim postupkom i na numeričkim modelima, prezentovani zaključci. Poseban značaj su i predlozi i sugerisani pravci u kojima treba da se kreću istraivanja, kada su ovi nosači u pitanju.

2. ISTORJSKI RAZVOJ SPREGNUTIH I PREDNAPREGNUTIH NOSAČA

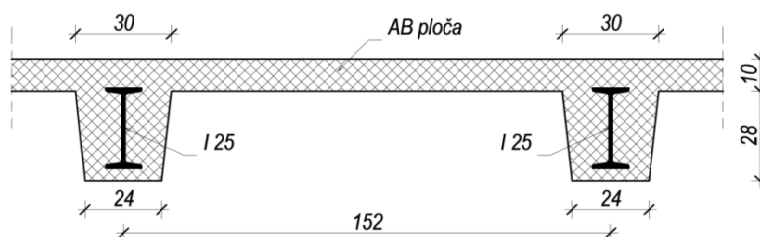
Uporedo sa ekspanzijom izgradnje objekata različite namene, u skorijoj istoriji, rasli su i zahtevi koji su primoravali inženjere da pomeraju do tada utvrđene granice. Ti zahtevi su imali različitu osnovu. Najčešće su bili vezani za funkcionalnost objekta, ali su neretko proisticali i iz želje da se napravi objekat sa što većim rasponom, visinom i monumentalnošću, koji treba da predstavlja svojevrsan spomenik tog doba. Da bi inženjeri bili u mogućnosti odgovoriti tim zahtevima, bilo je neophodno sprovesti veliki broj istraživanja u cilju što boljeg upoznavanja, u prvom redu karakteristika materijala, a onda i ponašanja konstrukcija u različitim uslovima. Rezultat toga su pouzdane konstrukcije, koje se, osim dovoljne nosivosti i upotrebljivosti, odlikuju i pozitivnim ekonomskim i estetskim parametrima kao i trajnošću. Spregnuti nosači, sa svojim povoljnim karakteristikama, svakako su u stanju da odgovore tim izazovima. U ovom poglavlju je dat kratak istorijski osvrt na nastanak i evaluaciju spregnutih i prethodno napregnutih nosača.

2.1. Spregnuti nosači

U opštem slučaju, spregnuti nosači predstavljaju takav tip konstrukcija kod kojih su dva ili više elemenata od istog ili različitog materijala, povezana spojnima sredstvima (mehaničkim ili tehnološkim) u jedan nosač. Najčešće se primjenjuju nosači nastali sprežanjem čelika i betona, ali nije redak slučaj da se sprežu nosači od betona (različitog kvaliteta ili starosti), drvo i beton, čelik i drvo i dr.

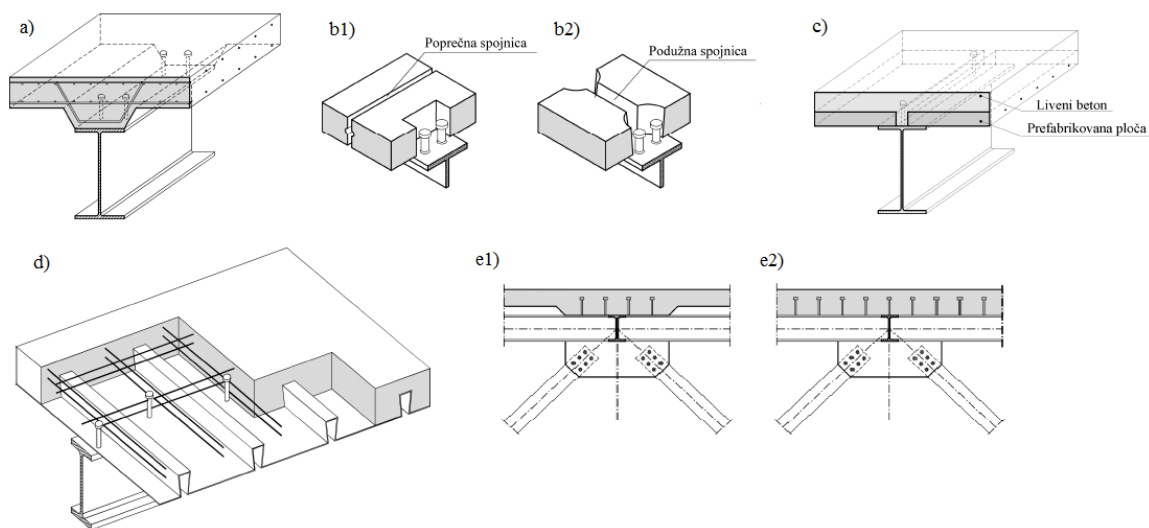
2.1.1. Spregnuti nosači čelik - beton

Prvobitna upotreba spregnutih nosača, vezana je za mostovske konstrukcije u periodu od 1910. do 1920. godine, kada je na kolovoznim tablama oblika korita (ili „zores“ profila) umesto ispune od nevezanog kamenog materijala ubotrebljen nearmirani beton (Pržulj, 1989). Taj tip konstrukcija odlikovao se velikom sopstvenom težinom, što je meri ograničavalo raspon. To je bio razlog da se umesto kabaste ispune od nearmiranog betona počnu koristiti tanje ploče od armiranog betona. Ispitivanja sprovedena na ovakvim nosačima pokazala su znatna odstupanja u odnosu na proračunske vrednosti, što je dovelo do zaključka da između ova dva materijala postoji saradnja u procesu prenošenja opterećenja. Nakon toga su intenzivirana istraživanja, pa je u Kanadi 1922. godine napravljena međuspratna konstrukcija sa ubetoniranim I profilima (Slika 2.1.1.1), kod kojih je ploča bila armirana. Kao rezultat detaljnih ispitivanja ovih nosača, dat je i postupak za njihov proračun.



Slika 2.1.1.1 Tip spregnutog nosača međuspratne konstrukcije patentiran u Kanadi 1922. god, mere su u [cm].

Istraživanja iz ove oblasti se intenziviraju 1930. i 1940. godine, naročito u razvijenim zemljama kao što su SAD, Kanada, Velika Britanija i Švajcarska. Na kongresu u Parizu 1933. godine, profesor Stüsy prvi put spominje moždanik, kao sredstvo za sprezanje dva nosača u jedan. U periodu od 1936. do 1944. godine u SAD-u su obavljena obimna istraživanja koja su dovela do izrade prvih propisa za spregnute konstrukcije iz oblasti mostogradnje. Tehnička regulativa iz ove oblasti u Nemačkoj je izdata 1955., a u Velikoj Britaniji 1965. godine. U našoj zemlji, prvi propisi uspostavljeni su 1970. godine. U današnje vreme, zahvaljujući velikom broju teorijskih i eksperimentalnih istraživanja, inženjeri su ovladali metodama projektovanja ovakvih nosača. Zbog svojih pozitivnih statičkih, ekonomskih i estetskih karakteristika, često se primenjuju prilikom projektovanja mostova, stambenih zgrada, administrativnih i industrijskih objekata. Projektuju su nosači sa visokim stepenom iskorišćenja nosivosti, dok rasponi postaju sve veći. Betonski deo poprečnog preseka može biti ugrađen na licu mesta, može biti napravljen u radionici (prefabrikovani elementi) pa tek onda povezan sa čeličnim nosačem, a moguće su i kombinacije ta dva slučaja. Posebnu pogodnost predstavljaju spregnute ploče sa profilisanim limovima, jer lim, osim statičke funkcije, služi kao oplata u fazi montaže, posjeduje dovoljnu krutost u sojoj ravni, pa otpada potreba za montažnim spregovima, omogućava lako sprovođenje instalacija, kačenje neke druge potkonstrukcije i dr. Čelični delovi spregnutih nosača najčešće se projektuju od I profila (valjanih, zavarenih, simetričnih i nesimetričnih), zatvorenih preseka, a neretko i od rešetkastih nosača kada se sprezanje vrši za pojas rešetke. Karakteristični oblici poprečnih preseka spregnutih nosača dati su na slici 2.1.1.2.

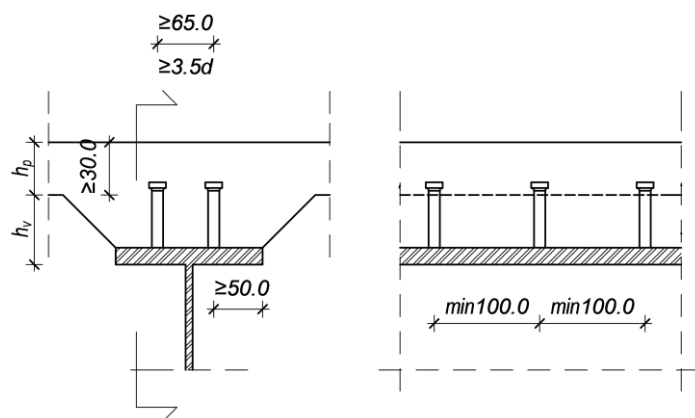


Slika 2.1.1.2 Najčešće primenjivani tipovi spregnutih nosača: a) sa AB pločom livenom na licu mesta, b1) sa montažnom AB pločom i poprečnom spojnicom, b2) sa montažnom AB pločom i podužnom spojnicom, c) prefabrikovana ploča kao oplata, a ostatak liveni beton, d) spregnuti nosač sa profilisanim limovima, e1) i e2) sprezanje sa pojasom rešetkastog nosača (Buđevac, i dr., 2009)

Kod ovakvih nosača težnja je da napone zatezanja prenese čelični deo nosača, a napone pritiska betonska ploča. Iz tog razloga, najpodesniji je sistem proste grede. Kod tog sistema, za konstalacije opterećenja koja se najčešće sreću u praksi, donja zona je zategnuta, a gornja pritiskuta. To nikako ne znači da ovaj tip nosača ne može naći primenu i kod drugih statičkih sistema, u prvom redu kod kontinualnih greda. U tom slučaju, postoji nekoliko varijanti koje se sa uspehom primenjuju. Jedan od načina je da se naponi zatezanja u betonskoj ploči iznad

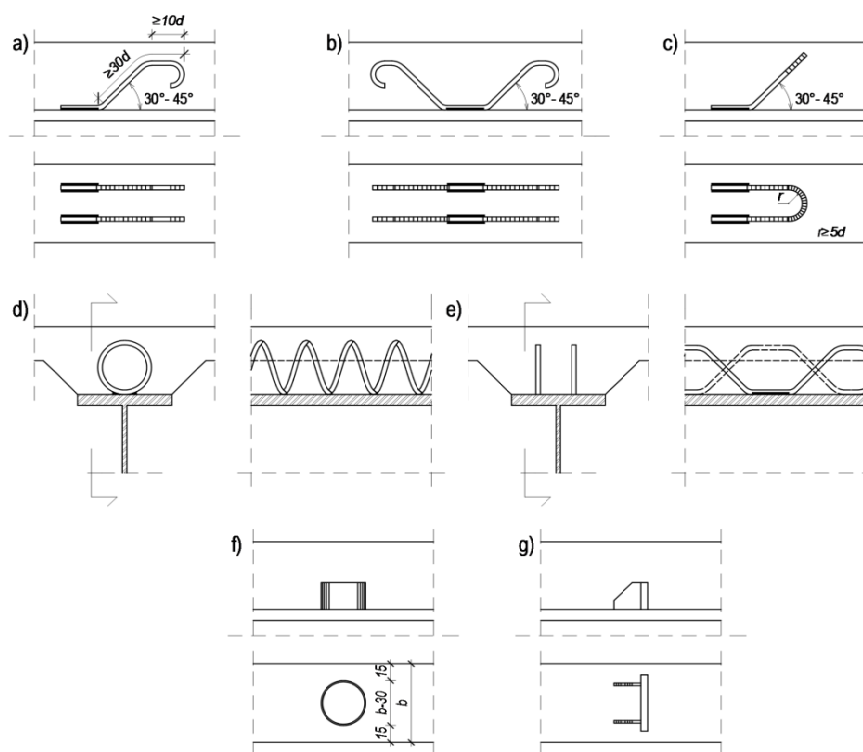
oslonaca prihvate dodatnom armaturom. Moguće je izvršiti i prednaprezanje betonske ploče kako bi se u fazi eksploatacije smanjili naponi zatezanja ili odizanjem srednjih oslonaca u fazi montaže i onda njihovim spuštanjem po očvršćavanju betona. Dobre rezultate je pokazala i varijanta sa diskontinualnim sprežanjem, gdje se sprežanje (kod grednih nosača) sprovodi u zoni pozitivnih momenata, dok se iznad oslonaca sprežanje izostavlja. Na ovaj način se dobijaju čelični nosači većih dimenzija, ali se to kompenzuje jednostavnijom montažom i povoljnijim reološkim karakteristikama. Pored ovih varijanti, uspešno su projektovani i izvedeni mostovi sa duplim sprežanjem. Primeri takvih mostova mogu se naći u (Kazimierz, i dr., 2015). Glavna ideja kod ovog sistema je da betonska ploča pomogne čeličnom nosaču u zoni negativnih momenata iznad oslonaca kada isti trepe pritisak, pa su kao takvi podložni negativnim fenomenima izvijanja, izbočavanja i bočnog torzionog izvijanja.

Za dimenzionisanje ovih nosača, prema teoriji dopuštenih napona, (Mihajlović, 1989), bilo je potrebno sračunati geometrijske karakteristike idealizovanog poprečnog preseka, a zatim sračunati vrednosti napona u karakterističnim tačkama. Kada su u pitanju normalni naponi, vršena je kontrola u krajnjim vlaknima betonskog i čeličnog dela nosača i na njihovom kontaktu, dok se, sa dovoljnom tačnošću pretpostavlja, da smičuće napone prihvata rebro čeličnog nosača. Za sprežanje su korišćeni različiti tipovi moždanika. Najširu primenu, kod postupka kada se AB ploča izvodi na licu mesta, zbog svojih povoljnih karakteristika i lake montaže, imali su moždanici u obliku čepa sa glavom (Slika 2.1.1.3). Montiraju se u pravcu ose nosača i potreban broj i međusobni razmak računa se prema kriterijumima otkaza betonske ploče (usled drobljenja betona), ili moždanika (lom usled savijanja ili smicanja).



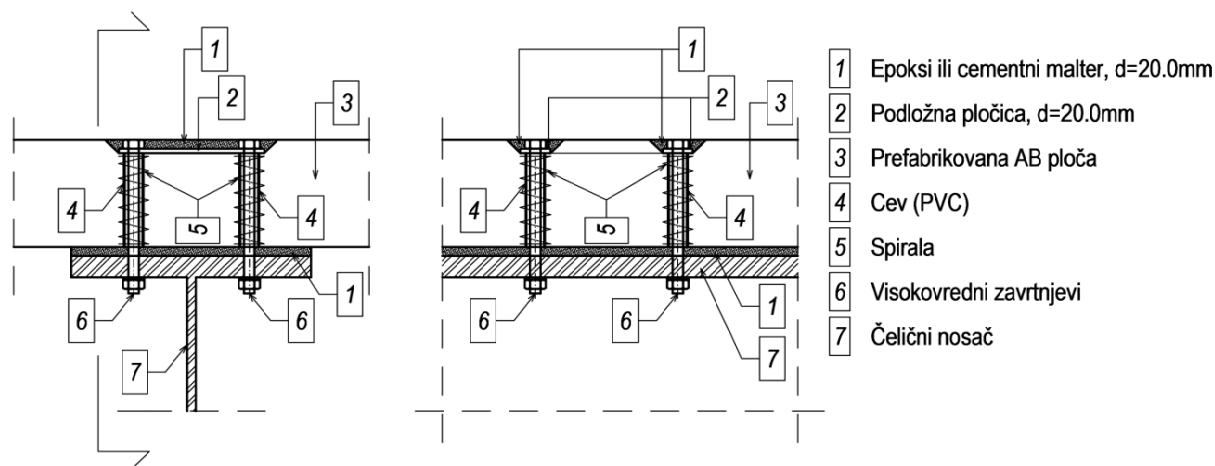
Slika 2.1.1.3 Moždanici u obliku čepa sa glavom

Pored njih koriste se fleksibilni moždanici u obliku sidra (otvoreni ili zatvoreni), kruti moždanici od profila ili njihovih delova, a nisu retke i kombinacije ova dva tipa (Slika 2.1.1.4). Na toj slici su, pod a) i b) su prikazani fleksibilni otvoreni moždanici, pod c) fleksibilni zatvoreni moždanici (omče), pod d) i e) fleksibilni kontinualni moždanici u obliku spirale, pod f) i g) kruti moždanici.



Slika 2.1.1.4 Fleksibilni i kruti moždanici

Za slučaj kada se koriste gotove ploče, upotrebljavaju se moždanici od visoko vrednog čelika koji se prednaprežu, pa se smičuća sila na kontaktu prenosi i posredstvom trenja (Slika 2.1.1.5).



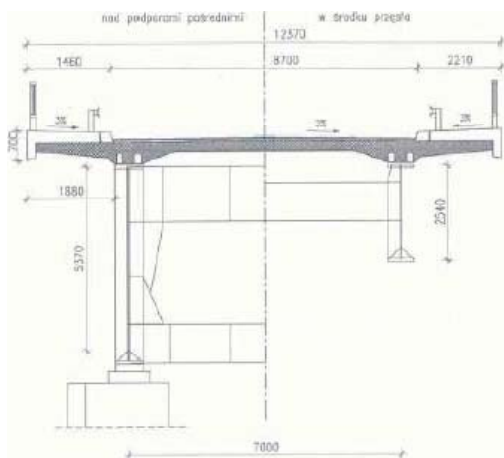
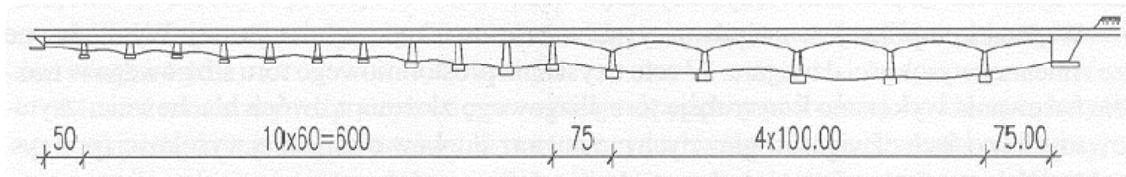
Slika 2.1.1.5 Prednapregnuti moždanici koji se koriste za sprezanje gotovih AB ploča

Teorijska i eksperimentalna istraživanja i njihova široka primena u graditeljstvu, omogućila su inženjerima projektovanje različitih tipova objekata kod kojih su spregnuti nosači glavni noseći element. Ova istraživanja prati i razvoj tehnologije, pogotovo kad je u pitanju zavarivanje i materijali visokih mehaničkih karakteristika. Zahvaljujući tome projektuju se skladni i sa ekonomskog aspekta efikasni poprečni preseki uz znatno lakšu montažu. Posebni benefiti ovih nosača mogu se uvideti prilikom izgradnje mostova. Primeri uspešno izvedenih mostova prikazani su na sledećim slikama (Slika 2.1.1.6 i Slika 2.1.1.7).



Slika 2.1.1.6 Most Talbrücke Reichenbach (Nemačka)

Ukupna dužina mosta prikazanog na prethodnoj slici je $1000.0m$, a najduži raspon je centralni i iznosi $105.0m$. Na centralnom delu konstrukcije čelični nosači su promenljivog poprečnog preseka, dok su na perifernim konstantnog. Visina glavnog nosača (betonska ploča i čelični profil) na mestu iznad srednjih stubova je $6.50m$, dok je visina u polju $3.70m$. Ukupna širina ploče mosta je $28.50m$. Stubovi su od armiranog betona.



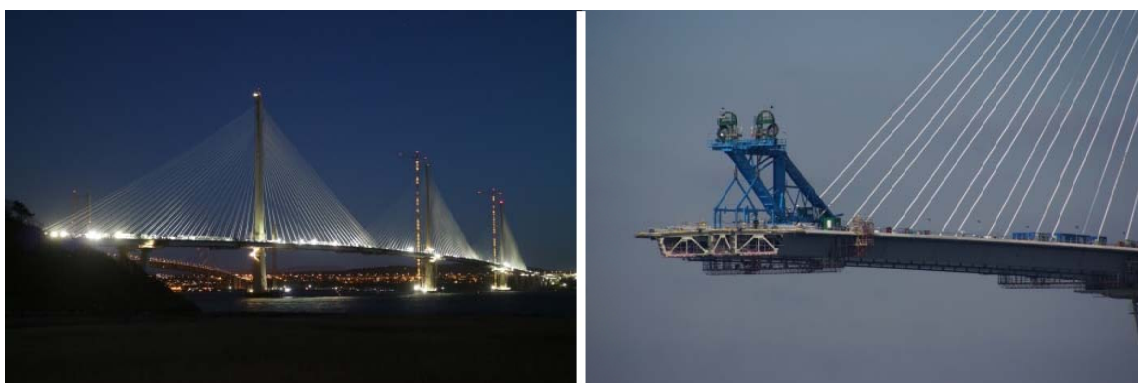
Slika 2.1.1.7 Most preko reke Vistula (Poljskoj)

Most preko reke Vistula u Poljskoj je ukupne dužine 1200.0m, što ga čini jednim od najdužih mostova u Poljskoj. Rasponska konstrukcija, kao poprečni preseći u polju i iznad oslonaca prikazan je na slici 2.1.1.7.

Pogodnost upotrebe ovakvih nosača u mostogradnji ogleda se i u mogućnosti kombinovanja i sa drugim konstruktivnim sistemima, kao što su lučni mostovi, mostovi sa kosim zategama i dr (Slika 2.1.1.8 i Slika 2.1.1.9).



Slika 2.1.1.8 Most na jezeru Gazivode (Srbija)



Slika 2.1.1.9 New Forth Bridge (Škotska, Velika Britanija)

Kod ovih mostova, prednost spregnutih ploča u odnosu na ortotropne ogleda se u cijeni i težini konstrukcije, a samim tim smanjena je i težina glavne noseće konstrukcije, uz to brža i jednostavnija gradnja (izbegava se veliki broj zavarenih spojeva).

Kad je tehnička regulativa u pitanju, prvi zvaničan propis usvojen je 1970. godine pod nazivom “Pravilnik o tehničkim merama i uslovima za spregnute konstrukcije“. Jugoslovenski standard za spregnute konstrukcije usvojen 1990. godine – *JUS U.21 010 1990* zasnovan je na prvom modelu – nacrtu *Eurocode 4* za spregnute konstrukcije iz 1985. godine. Standard se odnosi na sva tri konstruktivna elementa, t.j. na spregnute nosače, spregnute ploče i spregnute stubove. Uvedeni su pojmovi graničnih stanja, definisane su sadejstvujuće širine, data je klasifikacija poprečnih presjeka. Savremena evropska regulativa za projektovanje i proračun ovakvih nosača oslanja se na (Evrokod, 4, 2004).

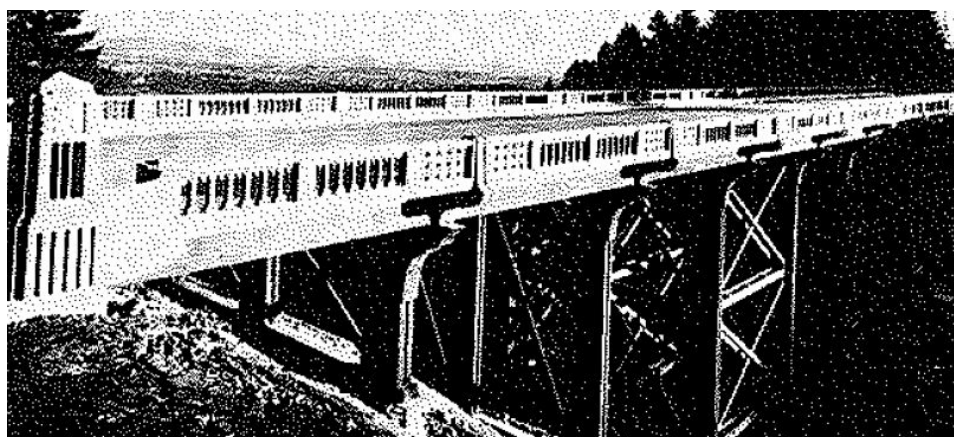
2.1.2. Spregnuti nosači drvo-beton

Spregnuti nosači drvo-beton, nastali su prevashodno iz potrebe za rekonstrukcijom postojećih starih međuspratnih konstrukcija od drveta, i u vremenu posle velikih ratova kada je bila prisutna nestašica čelika. Izgradnjom betonske ploče preko drvenih nosača na kojima su prethodno ugrađena mehanička spojna sredstva (ekseri, zavrtnjevi, komadi profila i dr.), stvoren je jedan novi nosač koji je, osim povećanja nosivosti, imao i druge znatne pogodnosti:

- preko sloja betona lako je ugraditi odgovarajuće slojeve, koji će ujedno predstavljati, kako hidroizolaciju drvenih greda, tako i zvučnu i termoizolaciju,
- krutost AB ploče je dovoljno velika da izjednači horizontalna pomjeranja u nivou međuspratne konstrukcije, što značajno poboljšava dinamičke karakteristike objekta u celini,
- znatno je povećana požarna otpornost objekta,
- kada drveni dio nosača ostane vidljiv unutar objekta, zbog svoje “topline“ i lijepog izgleda, ima pozitivan uticaj na enetrijer.

Iz priloženog se vidi da se na ovaj način, osim poboljšanja statičkih i dinamičkih karakteristika, uz relativno laku montažu, značajno poboljšavaju parametri vezani za funkcionalnost objekta.

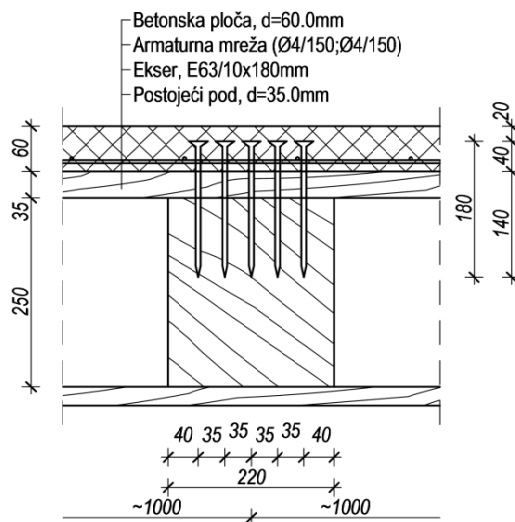
Prve mostovske konstrukcije izvedene od spregnutih nosača drvo-beton vezuju se za period između 1934. do 1954. godine i izvedene su u Americi (država Oregon). Ekspanzija u automobilskoj industriji prouzrokovala je nepouzdanost postojećih kolovoznih ploča koje su bile napravljene od drveta. Takve konstrukcije bile podložne intenzivnom habanju. Kao rešenje tog problema odgovorna institucija, je odlučila da se preko postojećih drvenih nosača ugradi AB ploča (McCollough, 1934). Postojeći nosači i nova ploča povezane su mehaničkim spojnim sredstvima. Veliki broj mostova saniran je na ovaj način. Osim što su dobijeni mostovi koji su bili u stanju da odgovore uslovima eksploatacije, znatno je smanjena njihova cena održavanja. Jedan od mostova izveden na taj način prikazan je na slici 2.1.2.1.



Slika 2.1.2.1 The Newbury Street viaduct (SWTrails PDX, 2016)

Kako bi se dokazao ovaj novi koncept projektovanja na Državnom Koledžu u Oregonu (*Oregon State College*) sprovedena su ispitivanja (Oregon State Highway Commission, 1932) Cilj je bio da se prati ponašanje ovakvih nosača pod opterećenjem spregnutih sa 6 različitih spojnih sredstava. Rezultati koji su dobijeni pružili su uvid u preraspodelu napona unutar poprečnog preseka, na osnovu kojih su ustanovljeni i prvi propisi za ovaj tip nosača.

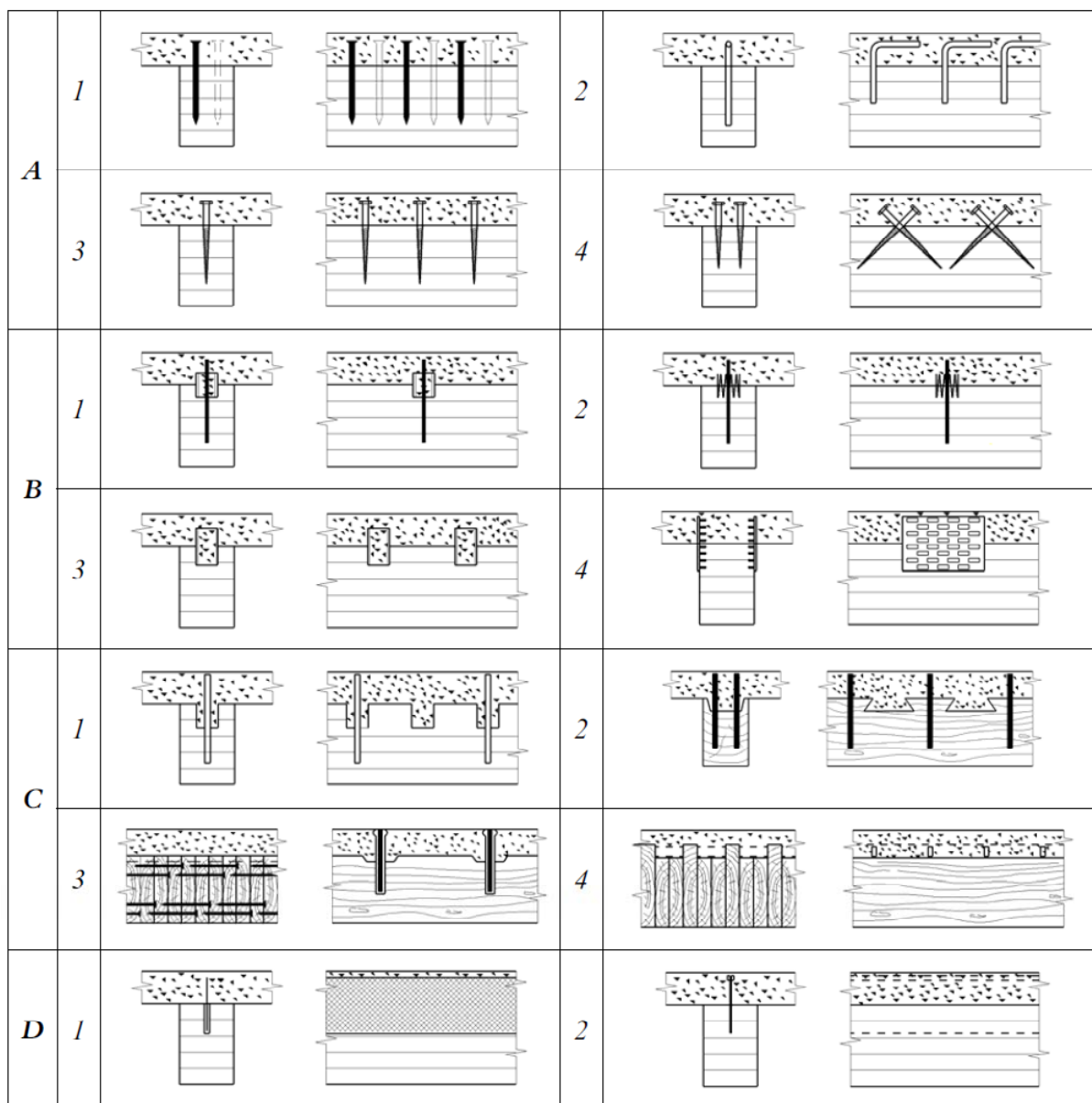
Osim mostova, ovakvi nosači su široku primenu našli prilikom renoviranja starih zidanih zgrada. Prema (Poštulka, 1983), među prvim zgradama koje su ojačane na ovaj način, bila je zgrada “*The Good Shepherd*” u Bratislavi, 1960. god. Na postojećem objektu su bile ugrađene drvene grede dimenzija $b/h=22.0/25.0\text{cm}$, preko kojih je montiran drveni pod debljine 3.50cm (Slika 2.1.2.2).



Slika 2.1.2.2 Međuspratna konstrukcija ojačana sprežanjem (Poštulka, 1983), (mere su u mm)

Za sprežanje su korišćena četiri reda eksere dužine 180.0mm i debljine 6.30mm . Postojeća drvena međuspratna konstrukcija je zadržana i preko nje je ugrađen betonski sloj debljine 60.0mm . Ispitivanja sprovedena na ovoj međuspratnoj konstrukciji pokazala su porast krutosti i nosivosti u odnosu na postojeću za cca 4 puta. U Poljskoj, u Lođu, prema (Godycki, et al., 1984) na ovaj način renovirano je preko 10.000m^2 međuspratnih konstrukcija koristeći eksere kao moždanike. Ovaj metod široko je korišten i u drugim evropskim zemljama, pre svega u Italiji i Nemačkoj.

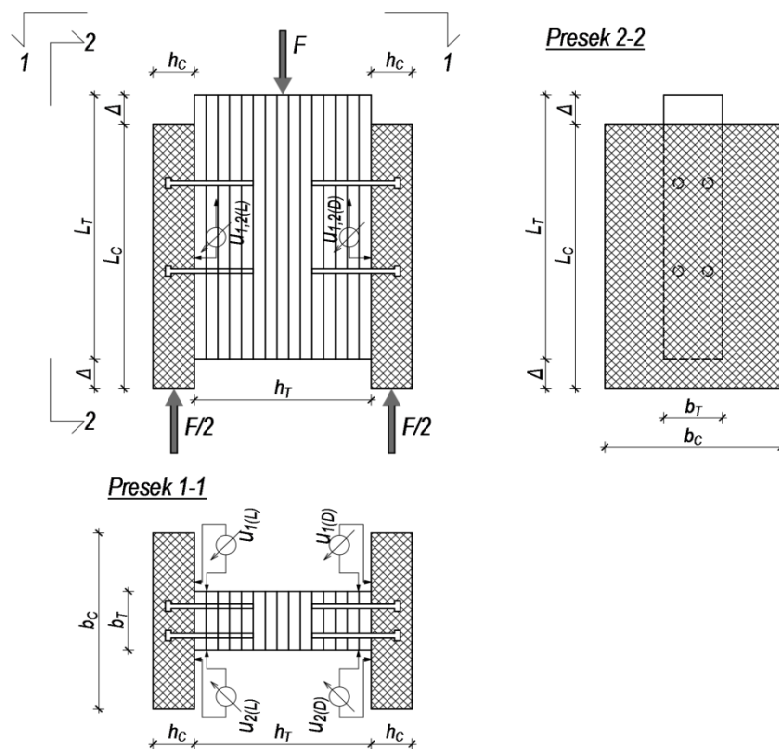
Značajnija istraživanja iz ove oblasti sprovedena su sedamdesetih godina prošlog veka, kada su zbog svojih dobrih karakteristika ovi nosači počeli masovnije da se koriste. U fokusu istraživanja bili su različiti sistemi sprežanja i analitički postupci koji su trebali da obuhvate ponašanje ovakvog jednog sistema. Najčešće primenjivani nosač je poprečnog preseka u obliku slova “T”. Drveni nosač (greda ili ploča) je smešten u donjoj zoni i zadužen je za prijem zatežućih sila, dok je betonska ploča u gornjoj zoni i zadužena je za prijem sila pritiska. Postoji mogućnost sprežanja i površinskih nosača (drvenih i betonskih ploča). U ravni spoja su povezani spojnim sredstvima (moždanicima) koji mogu biti različitih oblika. Zbog male čvrstoće na pritisak po omotaču rupe drvenog dela nosača, relativno pomeranje između konstitutivnih delova poprečnog preseka je veće, nego što je to slučaj kod spregnutih nosača čelik-beton. Ovo pomeranje ima veliki uticaj na globalno ponašanje nosača pod opterećenjem i u proračunu mora biti uzeto u obzir. Veličina tog pomeranja u najvećoj meri zavisi od vrste upotrebljenih spojnih sredstava. Prema (Ceccotti, 2002), klasifikacija sredstava koja se koriste za spajanje drveta i betona izvršena je u funkciji njihove krutosti (Slika 2.1.2.3). Spojna sredstva koja pripadaju grupi A, prikazani na prethodnoj slici, pogodni su zbog svoje jednostavnosti, jeftine i brze montaže. Glavni nedostatak im je najmanja krutost, pa su samim tim i pomeranja u ravni spoja najveća.



Slika 2.1.2.3 Najčešće primenjivana spojna sredstva za sprezanje drveta i betona, (Ceccotti, 2002)

Realizuju se uz pomoć eksera (A1), armaturnih šipki koje su uz pomoć lepka vezane za drveni deo nosača (A2), vertikalnih zavrtnjeva za drvo bez navrtke (A3) i kosih zavrtnjeva (A4). Spojna sredstva koja pripadaju grupi B najčešće se izvide kao kružni prstenovi (B1), nazubljene kružne ploče kod kojih je jedna strana urezana u drvo, a druga ubetonirana (B2), kružne cevi (B3) ili nazubljene čelične ploče (B4). Ova spojna sredstva imaju veću krutost, duktilnost i čvrstoću od prethodnih. Razlog tome je što se kod spojnih sredstava iz grupe A lom nastaje usled cepanja vlakana u podužnom pravcu, dok kod drugog tipa lom nastaje prekoračenjem smičuće čvrstoće u drvetu, a koja se javlja pri većem nivou opterećenja. Prenos opterećenja kod sledeće grupe spojnih sredstava ostvaruje se prvenstveno smicanjem uz pomoć zareza koji se prave u drvetu (shear keys). Veza sa oznakom C1 realizuje tako što se u drvetu urežu cilindrična udubljenja i kada se ispune betonom, formiraju dobar sistem za prenos smičućih sila u ravni spoja. Zavrtnanj, koji je sastavni deo ove veze sprečava odizanje betonske ploče u odnosu na drvenu gredu. Slično spojno sredstvo je i sa oznakom C2, samo

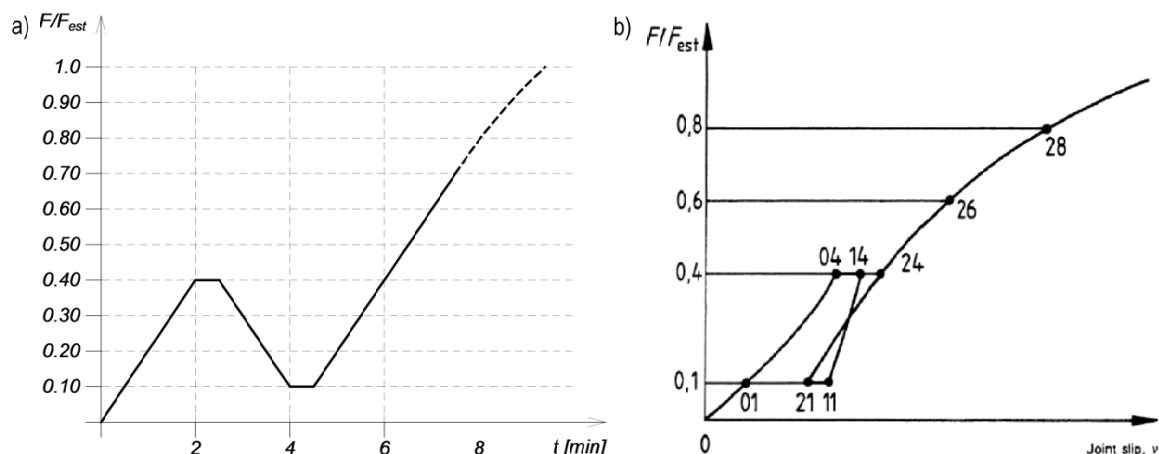
što su udubljenja u ovom slučaju prizmatična. Varijanta sa udubljenjem i prednapregnutim zavrtnjevima prikazana je kao C3, dok je ploče (drvene i betonske) moguće spojiti na način označen sa C4. Zajednička karakteristika prethodno prikazanih slučajeva je da su ove veze diskretne, odnosno da se sprezanje vrši u tačkama koje mogu, ali ne moraju biti na istim rastojanjima. Kod slučaja pod D veza je ostvarena kontinualno uz pomoć rešetke (D1) ili čelične ploče (D2), koje su jednim krajem urezane i zalepljene za drvo, a drugim krajem ubetonirane. Ovaj poslednji slučaj spreznja je najkručiji i relativna pomeranja između drveta i betona su najmanja. Koji tip spojnog sredstva će se koristiti, zavisi od zahteva koji se stavljaju pred projektanta. Jasno je da su veze ostvarene spojnim sredstvima označenim sa A na prethodnoj slici najjeftinije i najlakše za montiranje, ali mogu biti nepodobne ukoliko se traži veća krutost i duktilnost nosača. Kada se spregnuti nosač izvodi “mokrim“ postupkom, moguće je koristiti sve tipove veza. Ako se koriste gotove betonske ploče, onda se gotovo redovno koriste zavrtnjevi (ili neki patentirani moždanici). Pomerljivost veze u zavisnosti od tipa upotrebljenog spojnog sredstva utvrđuje se eksperimentalnim postupkom prema SRPS EN26891 normi Evrokoda 5 (Slika 2.1.2.4). Ovim postupkom su definisani opšti principi za određivanje deformacionih karakteristika veza ostvarenih mehaničkim spojnim sredstvima. U konkretnom slučaju, da bi se odredio modul klizanja, koristi se *push out* test.



Slika 2.1.2.4 Postavka uzorka i opreme za “push out“ test

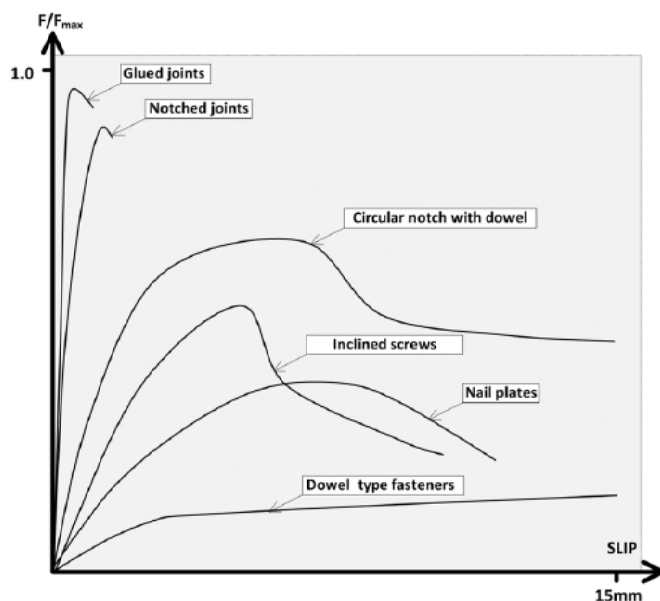
Pomenutim standardom je propisana i procedura nanošenja opterećenja (Slika 2.1.2.5a). Sastoji se u tome da se u prvom koraku nanese 40% procenjenog maksimalnog opterećenja (F_{est}) i da se na tom nivou opterećenje zadrži 30 sekundi. Nakon toga se vrši rasterećenje do nivoa od $0.10 F_{est}$. Cilj je da se u ovom prvom koraku poništi adhezija između drveta i betona i da u nastavku procedure kompletnu silu prihvataju spojna sredstva. Nakon toga se povećava do dostizanja graničnog opterećenja ili klizanja od $15.0mm$. Kao rezultat dobija se dijagram (Slika 2.1.2.5b), na osnovu kojeg je moguće odrediti module pomerljivosti neophodne za

proračun spregnutog nosača prema graničnom stanju nosivost (K_u) i graničnom stanju upotrebljivosti (K_{ser}).



Slika 2.1.2.5 Šema nanošanja opterećenja i idealizovana kriva opterećenje-klizanje za određivanje modula pomerljivosti veze prema SRPS EN26891

U svojim istraživanjima (Dias, 2005) istraživao je ponašanje različitih tipova mehaničkih spojnih sredstava koji se najčešće koriste prilikom sprezanja drveta i betona. Istraživanja su obuhvatila analitička, eksperimentalna i numerička razmatranja za ta spojna sredstva. Rezultat tog istraživanja su dijagrami (Slika 2.1.2.6) na kojima se može videti odnos opterećenje-klizanje za spojna sredstva koja su bila predmet istraživanja.



Slika 2.1.2.6 Kriva Sila-Pomeranje u zavisnosti od tipa upotrebljenog moždanika (Dias, et al., 2011)

Dijagrami prikazani na prethodnoj slici potvrđuju klasifikaciju spojnih sredstava datih na Slici 2.1.2.3. Najmanju pomjerljivost imaju veze ostvarene uz pomoć tehnoloških (hemijskih) spojnih sredstava – lepkova i spojna sredstva koja drveni i betonski deo nosača kontinualno povezuju. Malo veću pomerljivost imaju veze ostvarene uz pomoć žljebova koji se usecaju u drveni deo nosača, a zatim ispune betonom. Nakon toga su cilindrični zarezi u kombinaciji sa zavrtnjem, prethodno-napregnuti zavrtnjevi, nazubljene metalne ploče utisnute u drvo pa onda ubetonirane i na kraju zavrtnjevi kao spojna sredstva sa najvećom

pomerljivošću. Kod veza sa cilindričnim zarezima i zavrtnjevima i kod veza ostvarenih samo zavrtnjevima, maksimalno opterećenje je uzeto za ono kod kojeg je pomeranje u vezi iznosilo *15.0mm*, dok je kod ostalih spojnih sredstava pri maksimalnoj zabeleženoj sili došlo do prekoračenja granične čvrstoće nekog elementa veze (drvo, beton ili spojno sredstvo).

Zahvaljujući ovako povoljnim karakteristikama spregnutih nosača, u posljednje vreme se sve češće koriste, ne samo kao rešenja prilikom rekonstrukcije i ojačanja postojećih objekata, već i prilikom projektovanja novih. Razvoj tehnologije koji je omogućio izradu lepljenih lameliranih nosača uklonio je ograničenja u pogledu raspona i oblika poprečnog preseka, koja su bila prisutna kod nosača od masivnog drveta, pa je sada moguće projektovati ovakve nosače sa značajnim rasponima. Primenu nalaze i u zgradarstvu i u mostogradnji. Neki od primera mostova mogu se videti na sledećim slikama (Slika 2.1.2.7 i Slika 2.1.2.8).



Slika 2.1.2.7 Ilonse Bridge (Francuska)



Slika 2.1.2.8 Passarelle de Preuilly (Okser, Francuska)

Dokaz nosivosti ovakvih nosača zasnovan je na Aneksu B (Evrokod, 5, 1996) koji definiše dimenzionsanje višedelnih nosača konstantnog poprečnog preseka povezanih mehaničkim spojnim sredstvima. Ovaj postupak se oslanja na teoriju elastičnog sprezanja, uz usvojena određena pojednostavljenja.

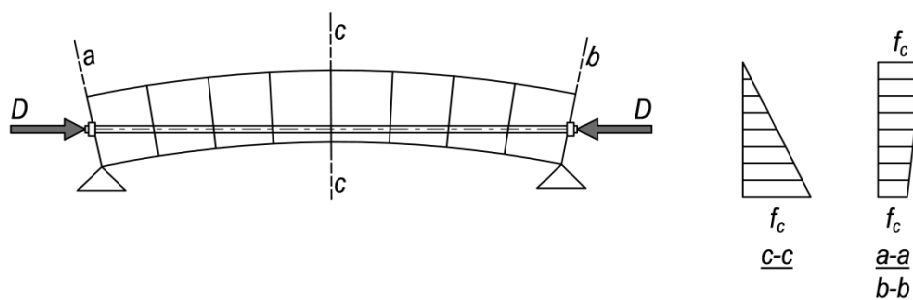
2.2. Prethodno-napregnute konstrukcije

Osnovna ideja prethodnog naprezanja sastoji se u tome da se u nosaču, još u fazi montaže, izazovu naponi i deformacije u određenom elementu (ili cjeljoj konstrukciji), u cilju

što povoljnijeg ponašanja u eksploataciji. To bi značilo da eksploataciono opterećenje treba da “potroši“ određeni deo opterećenja, kako bi konstrukciju vratio na početno stanje. Pogodnost ovakvih konstrukcija najviše se ogleda u tome što projektanti mogu, u određenoj meri, da diktiraju ponašanje konstrukcije u eksploataciji. Kao rezultat ovakvog načina projektovanja, dobijaju se ekonomičnije konstrukcije, a koje, istovremeno, mogu premostiti veće raspone odnosu na klasične. Prednaprezanje se najčešće primenjuje kod betonskih konstrukcija, ali nije redak slučaj i primene kod nosača od čelika i drveta. Beton, kao materijal koji ima veliku primenu u građevinarstvu, odlikuje se visokom čvrstoćom na pritisak, ali mu je čvrstoća na zatezanje znatno manja (8.0-14.0% u odnosu na pritisak). Posledica je rana pojava prslina u zategnutoj zoni betonskog nosača. Unošenjem sile pritiska u betonski nosač, moguće je umanjiti ili, ukoliko se to zahteva, u potpunosti sprečiti pojavu prslina. Zavisno od smera unošenja sile prednapreznja, najčešće se primenjuje linearno prednaprezanje koje je paralelno sa podužnom osom nosača i cirkularno prednaprezanje, koje se koristi kod cilindričnih ili sfernih objekata, najčešće za skladištenje tečnosti.

2.2.1. Linijski nosači

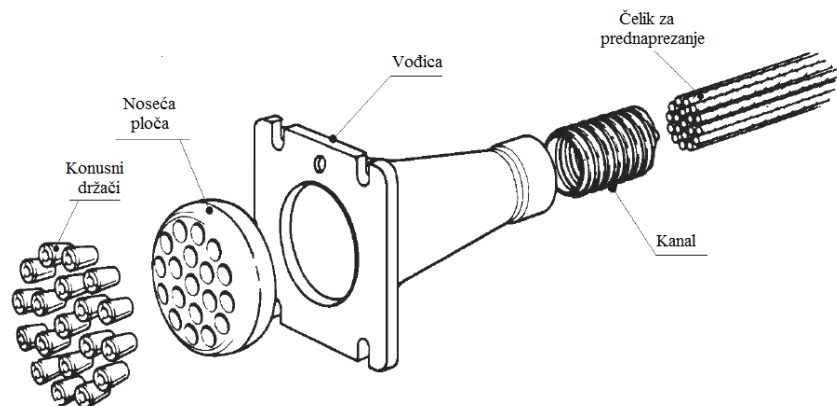
Počeci prednapreznja u svom najjednostavnijem obliku datiraju još iz 1872. godine (Nawy, 2009), kada je P.H. Jackson patentirao jedan sistem prednapreznja koji je koristio čeličnu sponu da bi formirao grede ili lukove iz više individualnih segmenata (Slika 2.2.1.1).



Slika 2.2.1.1 Prednaprezanje lučnih i grednih nosača iz više segmenata (patent P.H. Jackson)

Na slici se može videti i izgled dijagrama normalnih napona u karakterističnim preseccima – u polju i iznad oslonaca. Stanje napona u zoni oslonaca je kao za centrično pritisnut element ili kao ekscentrično pritisnut sa malim ekscentricitetom, pošto je položaj sile ili u težištu ili unutar jezgra preseka. U sredini grede je oblik dijagrama karakterističan za slučaj ekscentričnog pritiska kada sila prednapreznja deluje na donjoj granici jezgra preseka. Ideja je bila da se na taj način se formira kompaktni nosač, koji će biti u stanju da prenese spoljašnje opterećenje sve dok njegov intenzitet ne poništi vrednost napona pritiska u donjim vlaknima nosača ili dok se ne iscrpi kapacitet nosivosti čelične sponu. Problem kod ovakvog sistema, u to vreme, bio je nedostatak čelika sa visokom mehaničkim karakteristikama, pa su gubitci sile prednapreznja bili veliki. Prevažilaženje ovog problema potstaklo je intenzivnu upotrebu ovog sistema u graditeljstvu. Početkom XX veka istraživači su već bili upoznati sa gubitkom sile prednapreznja uzrokovanih reološkim karakteristikama betona (skupljanje i tečenje). Primena linearnog prednapreznja u Evropi i Francuskoj doživela je ekspanziju zahvaljujući istraživačkom radu i patentima poznatog inženjera Eugena Freyssinet-a koji je, zahvaljujući primeni visoko-kvalitetnog i duktilnog čelika projektovao i izveo značajan broj

mostova. Značajno je i napomeniti sistem ukotvljavanja kablova razvijen od strane ovog inženjera koji se sastojao od konusnog klina i u koji je ukotvljeno 12 žica od jednog kabla. Ovakav sistem sastoji se iz kanala, vođice, noseće ploče i konusnih prstenova (Slika 2.2.1.2). Konusni prstenovi su najčešće rasečeni i prilikom utiskanja u noseću ploču se skupljaju u na taj način ne dozvoljavaju proklizavanje užadi od kojih je sastavljeno kablo.



Slika 2.2.1.2 Sistem za ukotvljavanje kablova za prednaprezanje

Posle Drugog svetskog rata, ovaj postupak je široko primenjivan prilikom sanacije oštećenih i izgradnje novih mostova. U periodu između 1930. i 1960. godine, inženjer P.W. Abeles (Engleska) razvio je koncept parcijalnog prednaprezanja. Zapažena istraživanja i projekte imali su i F. Leonhardt (Nemačka), V. Mikhailov (Rusija) i T.Y. Lin (SAD) (Nawy, 2009). Neke od prednosti prednapregnutih nosača u odnosu na klasične su:

- zbog smanjenja veličine prisline u betonu, redukovana je i korozija armature, pa je samim tim povećana trajnost konstrukcije,

- potpunim prednaprezanjem je moguće je u potpunosti eliminisati prsline, pa je na taj način angažovan ceo poprečni presek, što za posledicu ima veći moment inercije (povećanu krutost nosača),

- manje su deformacije nosača,

- povećan kapacitet za prenos smičućih sila,

- poboljšane karakteristike za konstrukcije izložene dinamičkom opterećenju,

- mogućnost premošćenja većih raspona, a za iste raspone manje dimenzije poprečnog preseka u odnosu na klasične AB konstrukcije. Na taj način dobijaju se nosači sa manjom sopstvenom težinom, pa je i ekonomski aspekt, zbog smanjene potrošnje betona, važan,

- mogućnost izrade nosača u halama (prefabrikovani elementi), gde ih je moguće serijski proizvoditi. Za tako proizvedene nosače jednostavnija je kontrola kvaliteta, a troškovi održavanja su manji.

Za izradu prethodno-napregnutih nosača, podrazumeva se upotreba materijala sa visokim mehaničkim performansama. Najniža marka betona koja se koristi je C25/30 (MB30). Kad su kablovi u pitanju, već je rečeno da je preduslov za svrsishodnu primenu prednapregnutih nosača, bio da se proizvedu čelici koji će imati značajno veću zateznu čvrstoću od čelika koji se najčešće upotrebljava u građevinarstvu. U građevinskoj praksi, najčešće se koriste sledeći elementi za prednaprezanje:

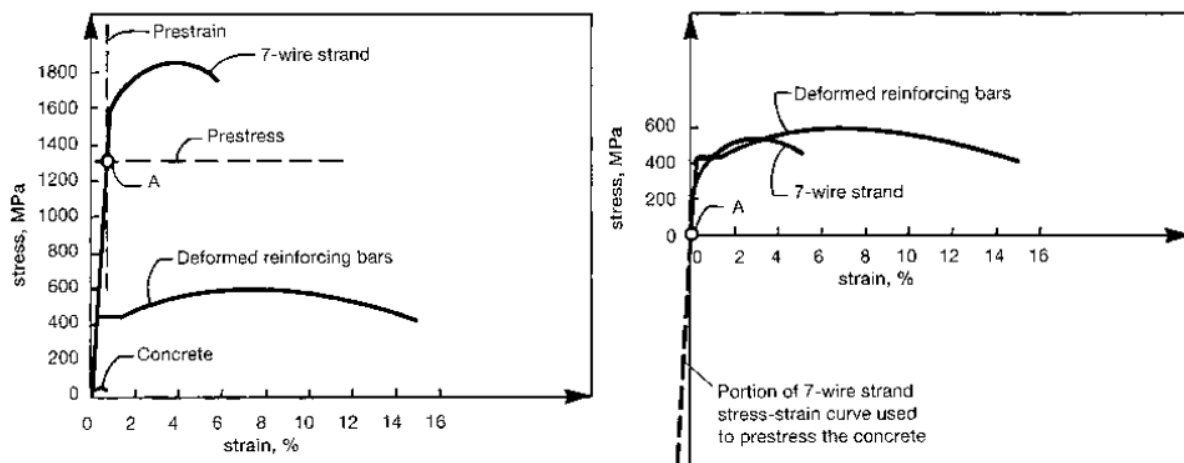
- glatke žice su pojedinačne čelične žice nominalnih prečnika do $\varnothing 12\text{mm}$, a proizvode se od nelegiranog ugljeničnog čelika postupkom patentiranja, hladnog vučenja ili naponskog opuštanja,

- čelilčne niti, koje se formiraju spiralnim upređanjem 2, 3 ili 7 žica. Niti sa 7 žica se formiraju u obliku 6 žica spiralno upređenih oko centralne, koja je obično većeg prečnika,

- užad za prednaprezanje, koja se formiraju grupisanjem više čelilčnih niti u jednu celinu (najčešće se koriste za naknadno prednaprezanje),

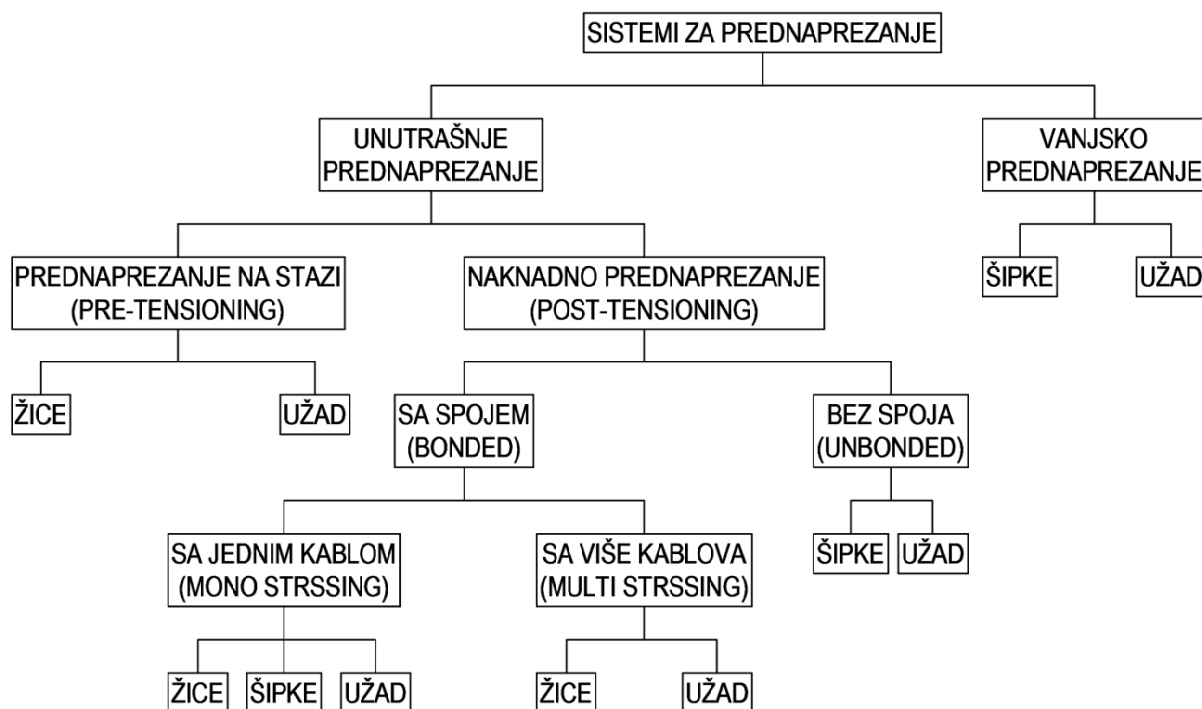
- kablovi za prednaprezanje, koji se formiraju paralelnim grupisanjem više užadi za prednaprezanje i najčešće se koriste u konstrukcijama koje trpe velika naprežanja (betonski i spregnuti mostovi).

Prilikom izrade prednapregnutih konstrukcija, čelik se prednapreže od određenog nivoa, dok se preostali kapacitet može smatrati kao dodatna armatura. Iz tog razloga se podešava da preostala rezerva nosivosti čelika za prednaprezanje bude što bliža nosivosti čelika za armiranje (Slika 2.2.1.3).



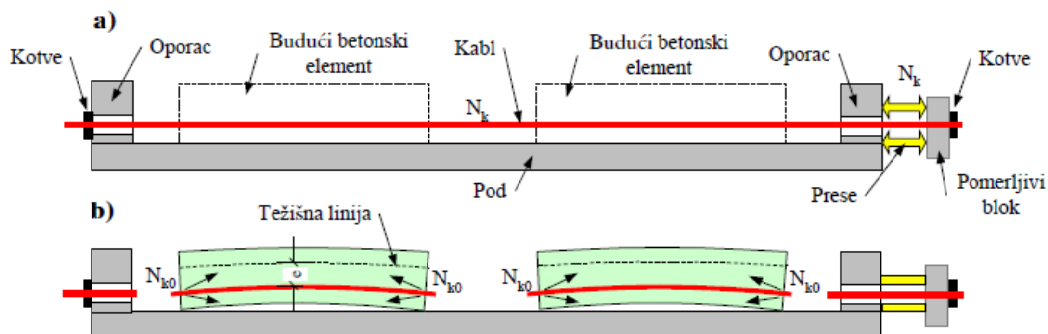
Slika 2.2.1.3 Radni dijagrami armaturnog čelika i čelika za prednaprezanje (VSL INTERNATIONAL LTD, 1996)

Postoje različiti tipovi i sistemi prednaprežanja. Najčešće se klasifikuju prema trenutku unošenja prednaprežanja, prema položaju kabla i prema tome dali je kablo za prednaprežanje unutar poprečnog preseka ili izvan njega (Slika 2.2.1.4).



Slika 2.2.1.4 Klasifikacija sistema za prednaprezanje

Kod unutrašnjeg prednaprezanja, najčešće se primenjuju dva postupka. Prvi postupak je karakterističan za prefabrikovane elemente koji se izvođe u radionici. Procedura je prikazana na Slici 2.2.1.5. Nosači su pozicionirani između dva jaka oporaca, od kojih je jedan nepokretan, a drugi sadrži pokretni deo. Prvo se zatežu užad, a zatim se u kalupe ugrađuje beton. Posle dostizanja odgovarajuće čvrstoće, vrši se presecanje užadi. Zbog težnje užadi da se vrte u prvobitan položaj, u betonske nosače se unosi sila prednaprezanja.



Slika 2.2.1.5 Postupak prednaprezanja na stazi (Alendar, 2003)

Između betona i užeta za prednaprezanje, u procesu očvršćavanja betona, javlja se adhezija koja je zaslužna za unos sile prednaprezanja, pa se ovaj postupak prednaprezanja često naziva adhezionim.

Kod naknadnog prednaprezanja sila se unosi tek nakon očvršćavanja betonskog nosača. Najčešće se koriste hidraulične prese, koje imaju uređaj koji automatski očitava intenzitet sile. Kada se unese željeni nivo sile vrši se ukotvljavanje uz pomoć nekog od patentiranih sistema. Kablovi se provlače kroz već postavljene cevi, koje mogu biti pravolinijske, mada su češće, zbog povoljnijeg naponskog stanja, krivolinijske i prate liniju momenata. Po završenom

unosu sile prednaprezanja cevi se zapunjavaju malterom ili nekom drugom smesom, kako bi se sprečila korozija kablova, i u tom slučaju se radi prednaprezanju sa spojem. Ukoliko se cev ne puni malterom, onda kablo mora da ima drugi sistem zaštite od korozije i tada može da proklizava kroz cev, pa se tada govori i prednaprezanju bez spoja.

U prethodnim slučajevima, elementi za prednaprezanje vođeni su kroz masu nosača i tada se govori o tradicionalnom i najčešće primenjivanom sistemu unutrašnjeg prednaprezanja. Kada se ovi elementi vode van mase nosača i za isti su vezani u diskretnom broju tačaka, tada se radi o vanjskom prednaprezanju. Primer prednaprezanja armirano-betonske mostovske konstrukcije prikazan je na Slici 2.2.1.6.

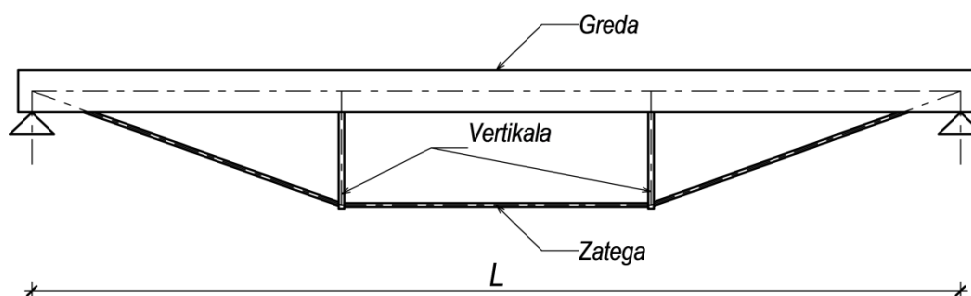


Slika 2.2.1.6 Vanjsko prednaprezanje AB mosta

Osim kod armirano-betonskih konstrukcija, ovakav način prednaprezanja primenljiv je i kod nosača projektovanih od čelika i drveta.

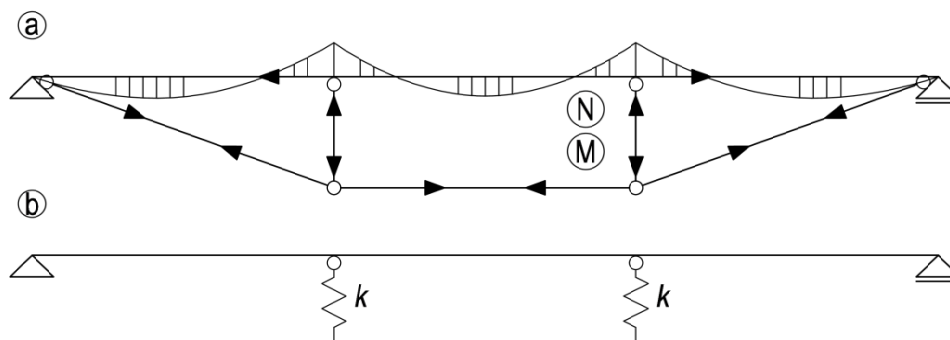
2.2.2. Dvopojasni nosači

Od posebnog interesa za ovo istraživanje jesu nosači nastali kombinacijom grednog nosača i zatege koja je izvan poprečnog preseka grednog nosača. Ovakva kombinacija omogućava premošćavanje velikih raspona, uz minimalan utrošak materijala. Najčešće su sastavljeni od tri osnovna elementa: grede, zatege i vertikala (Slika 2.2.2.1).



Slika 2.2.2.1 Dispozicija dvopojasnog nosača

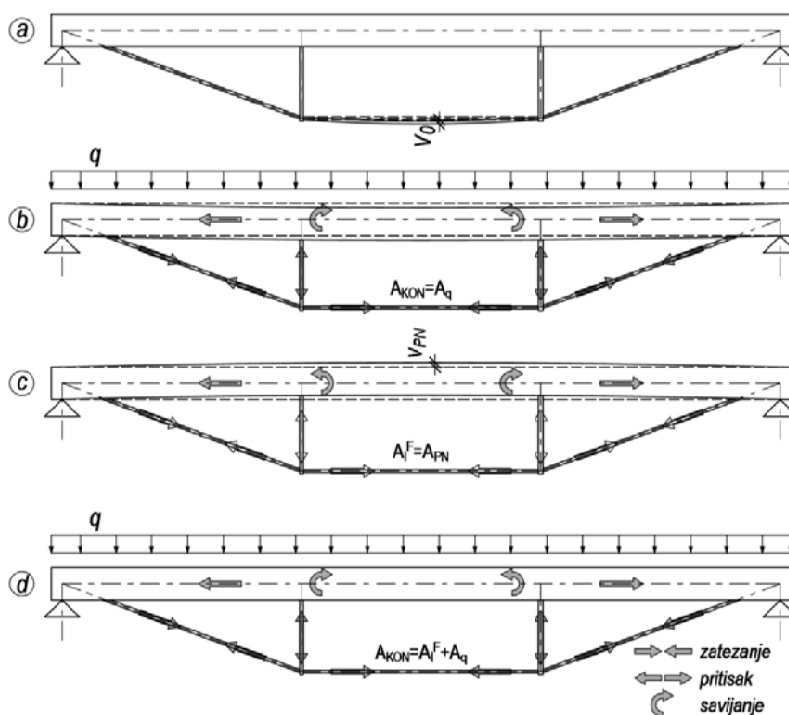
Glavna karakteristika ovih nosača je da su oni u mnogome slični rešetkastim nosačima. Zatega se projektuje sa malom krutošću na savijanje (najčešće okrugli, pljošti čelik, čelični profili ili betonski presek), kako bi momente savijanja prihvatila samo greda, dok su vertikalne pritisnute. Vertikalne, kao pritisnuti elementi, su oblika poprečnog presjeka koji odgovara toj vrsti naprezanja (kvadratni ili cevasti). Nalaze primenu u raznim kombinacijama materijala: beton-beton, beton-čelik, čelik-čelik, drvo-čelik itd. Greda može biti horizontalna, sa dvostranim padom, ili lučna. Poprečni presek grede može biti sa jednim elementom, a može biti i udvojen. Za ovakvu konstrukciju neophodna je minimum jedna vertikala, dok, zavisno od raspona, broj vertikala može da bude i veći. Zatega je najčešće direktno povezana sa gredom, pa tako u nju unosi silu pritiska (Slika 2.2.2.2a). Ovo ima dvostruku korist, naročito kod armirano-betonskih nosača. Prva korist je da se horizontalna sila ne predaje osloncima, a druga je da normalna sila zadržava nosač u oblast malog ekscentriciteta, pa je, u najvećem broju slučajeva, za armiranje grede potrebna minimalna površina armature (Radosavljević, i drugi, 1988). Nedostatak je što ovakav smanjuje slobodnu visinu objekta u kojem se nalazi, nešto komplikovanija realizacija veze grede i zatege kao i konstrukcijsko oblikovanje devijatora, naročito kod nosača kod kojih su zatege prednapregnute.



Slika 2.2.2.2 a) Preraspodela presečnih sila u dvopojasnom nosaču sa dve vertikale, b) zamenjujući model grede na elastičnim osloncima

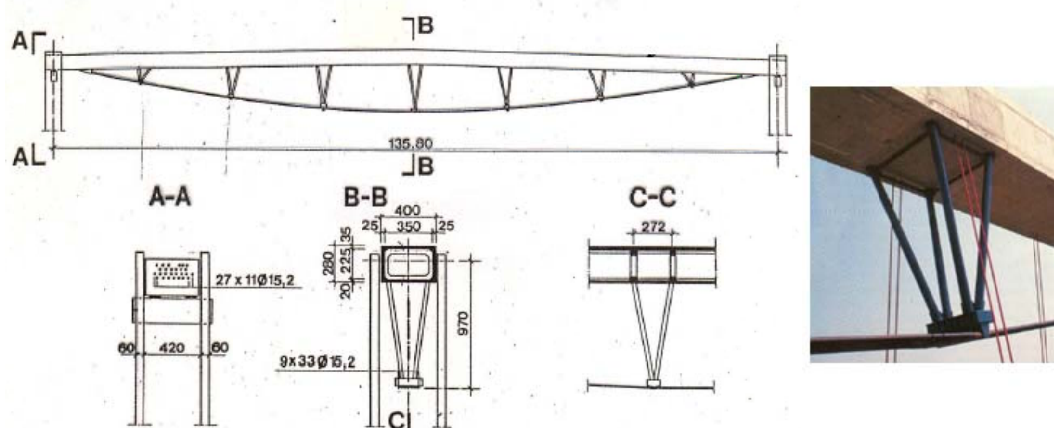
U statičkom smislu, ovaj nosač je spoljašnje statički određen, dok je unutrašnje jedanput statički neodređen. Kod klasičnog proračuna uticaja, najčešće se kao nepoznata veličina birala sila u zatezi. Greda ovog nosača u statičkom smislu može se posmatrati i kao nosač preko više polja sa elastičnim osloncima (Slika 2.2.2.2b). Krutost opruge zavisi od aksijalne krutosti, u prvom redu zatege, a onda i vertikale. Jasno je da što je aksijalna krutost zatege veća, to su elastični oslonci bliže teorijski idealnim. Angažovanje zatege kao elementa ovakve konstrukcije može se sprovesti na dva načina. U prvom slučaju, u fazi montaže, a pre nanošenja spoljašnjeg opterećenja, nosač prihvata samo sopstvenu težinu. U toj fazi intenzitet opterećenje nije toliki da bi aktivirao zategu, pa se za istu može reći da je neopterećena. U toj fazi, zbog male krutosti na savijanje, moguć je i mali inicijalni ugib (Slika 2.2.2.3a). Da bi zatega „proradila“, potrebno je da se nanese spoljašnje opterećenje i da greda dvopojasnog nosača doživi mali ugib (Slika 2.2.2.3b). U ovakvom nosaču, za zategu se može reći da je u početnoj fazi pasivni element, jer je za njenu aktivaciju neophodno da konstrukcija, čiji je sastavni deo, prihvati određeni nivo opterećenja. Sa druge strane, ako se posle montaže nosača, a pre nanošenja spoljašnjeg opterećenja zatega prednapregne, tada je ona aktivni element, odnosno od samog starta eksploatacione faze učestvuje u prenosu opterećenja. U ovom slučaju su prisutni svi benifiti prednapregnutih nosača. Kao posledica ekscentričnog

unosa sile prednaprezanja, greda nosača dobija ugib koji je suprotnog smera od onoga koji se očekuje u eksploataciji (Slika 2.2.2.3c). To znači da će spoljašnje opterećenje morati da potroši određeni deo svog intenziteta da nosač vrati u početno stanje (Slika 2.2.2.3d). Na ovaj način moguće je, bez glomaznih poprečnih preseka, premostiti veće raspane. Pošto je sila prednaprezanja već potrošila određeni nivo nosivosti zatege, potrebno je istu projektovati sa kvalitetnijim čelikom, kako bi ostala dovoljna rezerva za prijem sila od eksploatacionog opterećenja (Slika 2.2.1.3). Za veće raspane, ekscentrično pritisnutu gredu potrebno je sračunati po teoriji II reda.



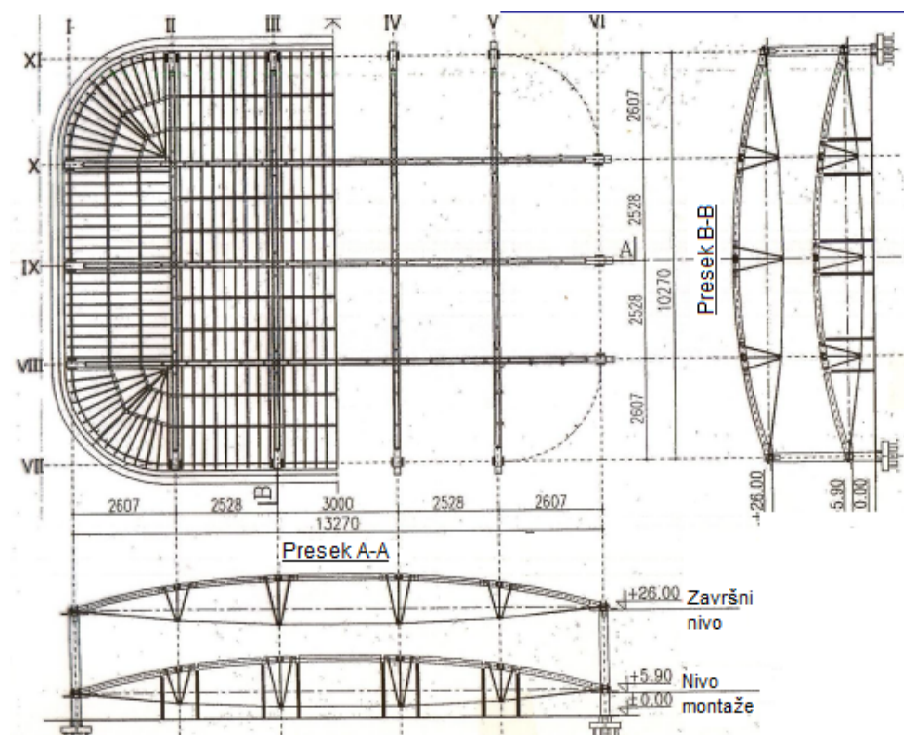
Slika 2.2.2.3 Angažovanje zatege u dvopojasnom nosaču a) i b) pasivno-bez prednaprezanja, c) i d) aktivno-sa prednaprezanjem

Ovakve konstrukcije nalaze široku primenu u građevinarstvu. Nosači u kombinaciji čelik-čelik najčešće se projektuju kao rožnjače industrijskih objekata. Koriste se za raspane do 12.0m. Za veće raspane koristi se kombinacija beton-čelik. Jedan od primera je projekat hangara JAT-a, projektanata Milorada Ivkovića i Ivana Antića (Slika 2.2.2.4).



Slika 2.2.2.4 Dispozicija glavnog nosača hangara sa karakterističnim presecima i izgledom jednog razupirača [mm]

Osovinski raspon glavnog nosača je $135.80m$. U pitanju je dvopojasni nosač sa ukupno 7 razupirača promenljive visine, što znači da je kontura zatege poligonalna. Greda glavnog nosača je betonska, kutijastog poprečnog preseka sa dvostranim padom. Na slici se može i videti izvedeni detalj razupirača koji pretstavlja jednu vrstu prostorne čelične konstrukcije sa 4 cevasta profila i posebno oblikovanom glavom (sedlom) za prijem skretne sile zatege. Još jedan reprezentativan objekat izveden u ovom sistemu je višenamenska sportska dvorana *Beogradska Arena* (arh. Vlada Slavica). Glavna krovna konstrukcija ove hale je roštilj koji se sastoji od tri podužna i četiri poprečna dvopojasna glavna nosača (Slika 2.2.2.5).



Slika 2.2.2.5 Osnova sa karakterističnim presecima noseće konstrukcije Beogradske Arene; rasponi u [cm], visinske kote u [m]

Osovinski rasponi glavnih podužnih nosača su $132.70m$. Grede su kružnog oblika i udvojenog poprečnog preseka. Zatega prelazi preko 4 razupirača i sidri se u betonsku gredu. Slični su i poprečni nosači, koji su raspona $102.70m$, kod kojih, osim zatege, izvedena su još 3 razupirača. Zatege se prednaprežu u dve faze.



Slika 2.2.2.6 Izgled objekta po završetku montaže glavnih nosača

U prvoj fazi izvršeno je prednaprezanje pre podizanja krovne konstrukcije, dok je ista bila u nivou montaže (5.90m). Druga faza prednaprezanja izvršena je posle montaže kompletne krovne konstrukcije na završni nivo (26.0m). Ukupna masa krovne konstrukcije, bez sekundarnih nosača iznosila je oko 3350.0t. Kompletna krovna konstrukcija je po završenoj montaži na koti od 5.90m jakim hidrauličnim presama podiguta na projektovanu kotu od 26.0m (Slika 2.2.2.6). Na istoj slici se može videti da su i sekundarni nosači krovne konstrukcije izvedeni kao dvopojasni. Rasponi ovih elemenata su značajni i kreću se od 25.0 do 30.0m.

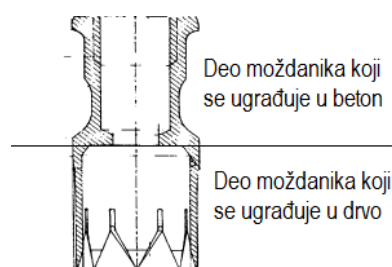
2.3. Kratak izbor dosada sprovedenih istraživanja

Spregnuti nosači drvo-beton svrstavaju se u rad savremenih konstrukcija i, kao takvi, sve češće se pojavljuju kao konstruktorska rešenja za razne tipove objekata. Zbog izražene različitosti konstitutivnih elemenata u pogledu fizičkih, mehaničkih, mehano-sorptivnih i reoloških karakteristika, predvideti ponašanje ovih nosača pod opterećenjem je složen i zahtevan posao. Da bi se ti fenomeni što bolje sagledali i sveli u jedan, sa aspekta svakodnevne inženjerske primene, prihvatljiv okvir, bilo je potrebno sprovesti veliki broj teorijskih i eksperimentalnih istraživanja. Ta istraživanja su išla u više pravaca.

2.3.1. Ispitivanja sprovedena na najčešće primenjivana spojna sredstva

Za elastično spregnute konstrukcije od velike važnosti je primenjen sistem sprežanja. Iz tog razloga, tema brojnih istraživanja je bila određivanje modula pomerljivosti za različite tipove spojnih sredstava. Najčešće primenjivana spojna sredstva kao i procedura za određivanje modula klizanja tzv „push out test“, već su dati (Slika 2.1.2.3, Slika 2.1.2.4, Slika 2.1.2.5).

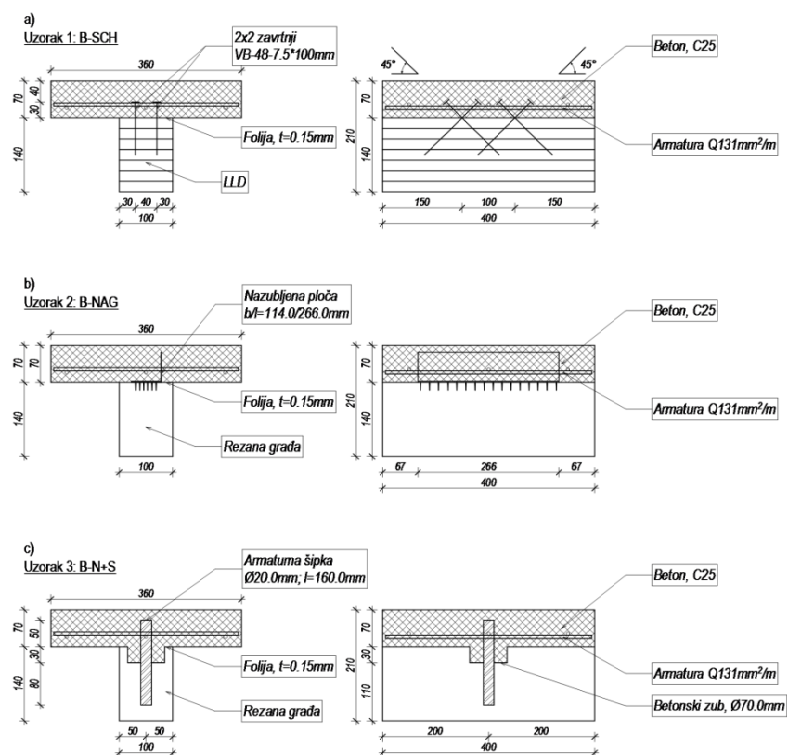
U svom istraživanju Mungwa ispituje nosivost tipskih moždanika "Hilti" koji se u drveni deo nosača utiskuju višenamenskim pištoljem (Mungwa, i drugi, 1999). Deo moždanika koji se utiskuje u drvo visine je 38.0mm i oblika je cilindra, sa promenljivom debljinom zida, dok je kraj moždanika zasečen u cik-cak rasporedu, kako bi se lakše sprovelo utiskivanje u drveni nosač. Promenljiva debljina cilindra, čiji unutrašnji prečnik varira od 23.50mm do 27.50mm omogućava da se moždanik, prilikom utiskivanja u drvo, dodatno raširi (rascveta) i na taj način angažuje veću zapreminu drveta prilikom prenosa opterećenja. Deo moždanika koji se ugrađuje u beton ima unutrašnji prečnik od 22.0mm i visinu od 35.0mm (Slika 2.3.1.1).



Slika 2.3.1.1 Moždanic INSA-HILTI (Mungwa, i drugi, 1999)

U to vreme, za ispitivanje nosivosti moždanika u spoju, zbog nedostatka propisa za spregnute konstrukcije drvo-beton, korišćena je procedura regulisana *Evrokodom 4*. Ispitivani uzorci se nisu razlikovali od onih koji se koriste u današnje vreme u simetričnom (Slika 2.1.2.4) *push-out* testu. Osim modula pomerljivosti, mereno je i odizanje betonske ploče u odnosu na drvenu gredu. Ispitivanje je pokazalo da ovakav tip moždanika pokazuje elasto-plastične karakteristike sa dugim platoon posle tečenja, što preporučuje ovaj tip spojnog sredstva za upotrebu i u seizmički aktivnim područjima.

Van der Linden je u svom istraživanju ispitivao nosivost četiri tipa spojnih sredstava (Van der Linden, 1999), od kojih su tri bila za spoj betonske ploče sa drvenom gredom, dok je jedan sistem bio za spoj betonske ploče sa pločom od lepljenog-lameliranog drveta. Poznato je da se ovi nosači sa velikim uspehom koriste prilikom sanacije postojećih objekata kod kojih su drvene grede upotrebljavane kao noseća konstrukcija međuspratova. Kod tih međuspranih konstrukcija, ploča se, takođe, izvodila od drveta. Ovaj sloj se najčešće ne uklanja, već se koristi kao oplata preko koje se ugrađuje beton. Uticaj ove oplata je bio predmet istraživanja ovog autora. Ispitan je veliki broj uzoraka. Jedna grupa spojnih sredstava predstavljaju tipski zavrtnevi proizvedeni od strane jedne švajcarske firme upravo za potrebe sprezanja drveta i betona, i nose naziv *VB-48-7.5*100mm*. Ovi zavrtnevi su u drveni nosač ugrađeni pod uglom od $\pm 45^\circ$, tako da su dominantno napregnuti na zatezanje (Slika 2.3.1.2a).

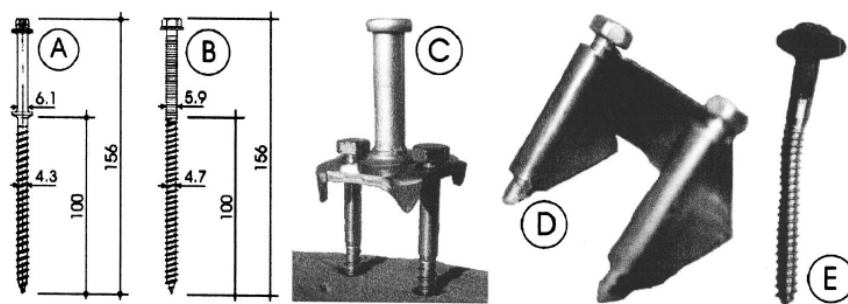


Slika 2.3.1.2 Tipovi ispitanih spojnih sredstava (Van der Linden, 1999), mere su u [mm]

Za ovo spojno sredstvo korišćena je oznaka *SCH*, dok veliko slovo ispred pretstavlja varijantu napravljenu uz pomoć ovog spojnog sredstva. Pa tako oznaka *A* pretstavlja vezu sa jednim parom zavrtnjeva bez drvenog međusloja i gredom od lepljenog-lameliranog drveta, *B* vezu sa dva para zavrtnjeva bez drvenog međusloja i gredom od lepljenog-lameliranog drveta, *C* vezu sa dva para zavrtnjeva, drvenim međuslojem debljine *19.0mm* i gredom od rezane

građe i *D* vezu sa dva para zavrtnjeva, drvenim međuslojem debljine 28.0mm i gredom od rezane građe. Druga grupa spojnih sredstava su nazubljene ploče koje su po dužini savijene. Jedna polovina se uz pomoć hidrauličnih presa utiskuje u drveni nosač, dok se drugoj polovini, zbog boljeg prijanjanja za beton, prethodno uklanjaju zubi (Slika 2.3.1.2b). Za ovaj tip spojnog sredstva korišćena je oznaka *NAG*. Veliko slovo *A* ispred oznake pretstavlja seriju napravljenu od nazubljene ploče tip *GN 200* i lepljenog-lameliranog drveta, a slovo *B* pretstavlja seriju od nazubljene ploče tip *MNP-A* i grede od rezane građe. Treća grupa su spojna sredstva u kombinaciji zavrtnanj (armaturna šipka) – betonski zub (Slika 2.3.1.2c) i nosi oznaku *N+S*. Veliko slovo *A* ispred pretstavlja seriju kod koje je korišćen zavrtanj $\varnothing 16\text{mm}$ i zub $\varnothing 50\text{mm}$ izrezan u gredi od lepljenog-lameliranog drveta, dok slovo *B* označava seriju izvedenu od armaturne šipke $\varnothing 20\text{mm}$ i zuba $\varnothing 70\text{mm}$ u drvenoj gredi od rezane građe. I u jednom i u drugom slučaju dužina čeličnog elementa je 160.0mm . Osim ova tri tipa veze, ispitivana je veza betonske ploče sa pločom od lepljenog-lameliranog drveta realizovana uz pomoć zuba. Uzorci su pripremljeni za nesimetričan *push-out* test, a sama procedura je sprovedena u skladu sa standardom *DIN EN 26891*. Rezultati su pokazali da kod veza ostvarenih zavrtnjima, važnu ulogu ima prisustvo međusloja, koji zbog dodatnog ekscentriciteta u vezi, znatno smanjuje nosivost. Osim toga problem pretstavlja i kraća dubina kojom se zavrtanj montira u drveni deo grede (zbog prisustva međusloja), pa je česta pojava da do otkazivanja veze dolazi usled čupanja zavrtnja. Dva tipa veze izvedena nazubljenim pločama pokazala su približno iste karakteristike, ali se ovaj tip veze ne preporučuje prilikom ojačanja postojećih ploča jer je za njihovu instalaciju potrebna teška oprema. Najbolje karakteristike sa aspekta krutosti i duktilnosti pokazala je veza sa betonskim zubom u kombinaciji sa metalnim zavrtnjem ili armaturnom šipkom. Ovaj tip veze je u stanju da predupredi najčešći vid otkazivanja vezan za malu otpornost drvenog nosača na pritisak po omotaču rupe. Zub urezan u drveni nosač, a zatim ispunjen betonom povećava površinu na koju se raspoređuje ovaj pritisak, a samim tim i nosivost veze.

Prilikom adaptacije postojećih drvenih tavanica, težnja je da se stalno opterećenje što je moguće više redukuje. Jedan od načine je i upotreba lakih betona. Upotrebom lakih betona moguće je redukovati stalno opterećenje i do 15% (Steinberg, i drugi, 2003). Ispitana je nosivost 5 tipskih moždanika razvijenih za potrebe sprežanja drveta i betona (Slika 2.3.1.3).

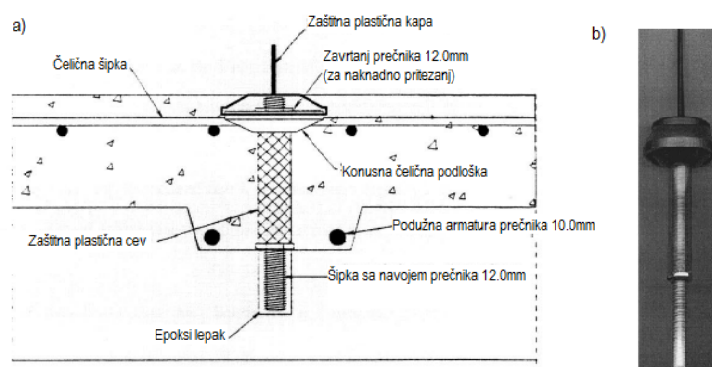


Slika 2.3.1.3 Izgled tipskih moždanika korišćenih u ispitivanju (Steinberg, i drugi, 2003), mere su u [mm]

Priprema uzoraka se malo razlikuje u odnosu na uobičajenu konstalaciju *push-out testa*. Sloj lakog betona dimenzija $b/h=160.0/120.0\text{mm}$ ugrađen je između dva sloja drveta debljine 20.0mm , što u stvarnosti treba da bude drveni pod postojeće ploče ili oplata koja ostaje u nosaču prilikom izgradnje novog objekta. Sa strane su drveni elementi dimenzija

$b/h=120.0/120.0mm$. Ukupna debljina ispitivanih uzoraka je $440.0mm$. Moždanici tipa *A* su postavljeni naizmenično pod uglom od $\pm 45^\circ$ u odnosu na osu nosača, dok su moždanici tipa *B* postavljeni pod uglom 45° u odnosu na podužnu osu. Od svih tipova moždanika ispitana su po četiri uzorka. Sa aspekta nosivosti, najbolje karakteristike pokazao je konektor tipa *B*, iako mu je inicijalna krutostu, u odnosu na konektor tipa *A*, bila manja. Kod konektora tipa *A* maksimalni kapacitet nosivosti je dostignut pre klizanja od $2.40mm$, dok je kod konektora tipa *B* ta granica bila $3.30mm$. Kod trećeg spojnog sredstva (tip *C*) u početnoj fazi je uočena najveća krutost, ali se nelinearan odnos sila-pomeranje javio još u ranoj fazi opterećenja. Interesantno je da je kod ovog spojnog sredstva, kao i kod spojnog sredstva tipa *E*, nosivost nastavila da raste i posle klizanja od $15.0mm$. Spojno sredstvo tipa *D* imalo je inicijalnu krutost sličnu kao i kod spojnog sredstva tipa *C*, ali je linearan odnos sila-pomeranje bio prisutan pri znato većem nivou opterećenja. Kapacitet nosivost je dostignut pre pomeranja od $3.30mm$. Bitna stvar koja je uočena u ovom istraživanju jeste da se, za razliku od normalnog betona, kod koga do gubitka nosivosti spojnih sredstava u najvećem broju slučajeva dolazi usled smicanja u drvetu paralelno vlaknima ili prekoračenja napona na pritisak po omotaču rupe, kod ploča spravljenih od lakog betona, do otkazivanja dolazi usled sloma betonskog dela nosača.

Neki od tipskih moždanika pružaju mogućnost naknadnog pritezanja u pravcu ose spojnog sredstva po očvršćivanju betonskog sloja. Najčešće se, deo koji se ugrađuje u drvo, postavlja u prethodno izbušene rupe u koje je prethodno ubrizgan lepak na bazi epoksida. Da bi se izbegla adhezija između betona i tela zavrtnja, isti prolazi kroz plastičnu zaštitnu cev, što omogućava da se, po očvršćavanju betona, preko zavrtnja veza naknadno pritegne. Plastična kapa onemogućava prodor vlage prema telu zavrtnja.

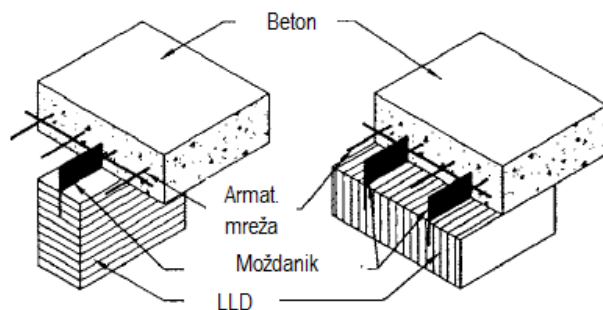


Slika 2.3.1.4 Veza ostvorena tipskim spojnim sredstvom, a) šematski prikaz, b) Hilti moždanik, (Gutkowski, i drugi, 2004)

Gutkowski je ispitivao parametre koji određuju nosivot ovih spojnih sredstava: vrsta spojnog sredstva (tipski – *Hilti* ili spojno sredstvo sa navojem proizvedeno u Amierici), dubinu ugradnje spojnog sredstva u drveni deo nosača sa različitim lepkovima (*Hilti* i *Borden Chemical*) za šta je koristio test čupanja (*withdrawal test*), kao i *push-out test* gde je trebalo ispitati uticaj veličine žleba na nosivost spoja (Gutkowski, i drugi, 2004). Test čupanja je služio za odabir dubine ugradnje zavrtnja i vrstu lepka. Rezultati su pokazali da je nosivost ovakve veze povoljna sa aspekta krutosti. Dijagrami pokazuju da je odnos sila-pomeranje do visokog stepena opterećenja skoro linearan, ali da popuštanje veze nastaje naglo (krti lom). Nakon pada nosivosti, daljim nanošenjem opterećenja, ponovo se povećava otpor, što je

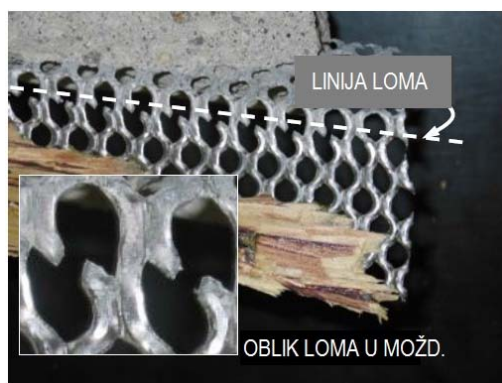
posledica preuzimanja jednog dela opterećenja od strane zavrtnja. To znači da skoro čitavo horizontalno opterećenje u vezi prihvata zub, dok je zavrtnj skoro neopterećen. Podobnost ovakvog tipa veze sa naknadnim pritezanjem ogleda se u činjenici da je moguće smanjiti zazor između drvenog i betonskog dela nosača do kojeg će nesumnjivo doći kao posledica skupljanja betona u procesu očvršćavanja. Osim toga, unosom sile pritezanja, nakon poništavanja adhezije između betona i drveta, povećava nosivost usled povećanja trenja između ova dva dela nosača. Nepovoljnost se ogleda u tome što su neka ranija istraživanja pokazala, da se, kao posledica reoloških efekata (tečenja drveta upravno na pravac vlakana), ovaj benefit tokom vremena umanjuje (Capozucca, 1998).

Teorijski, lom u spregnutim nosačima drvo-beton, može nastupiti na bilo kojem od tri materijala – drvetu, betonu ili spojnom sredstvu. Imajući u vidu, u najvećem broju slučajeva, neduktilne lomove u betonu i drvetu kada su napregnuti na zatezanje, optimalno bi bilo projektovati ovakve nosače da do sloma dođe u moždaniku. Upotreba kontinualnih čeličnih perforiranih ploča pruža dobre mogućnosti. Istraživanja (Clouston, i drugi, 2005) su pokazala da, prilikom upotrebe ovakvih moždanika, moguće je ostvariti prethodno postavljene zahteve. Čelik, kao materijal, je krući od betona i drveta, a radni dijagram mu je takav (misli se na duktilni čelik) da posle tečenja postoji dugi plato u kojem i pri priraštaju opterećenja, čvrstoća ne opada. Realizacija veze se postiže na način da se jedan deo čelične ploče utisne u prethodno izrezan kanal u drvetu, a drugi deo ugradi u beton. Za postizanje bolje veze drveta i čelične mreže u izrezani kanal se prethodno sipa lepak. Uspešno se može primenjivati i za sprezanje drvene grede i betonske ploče (T presek) i za sprezanje ploča od drveta i betona (Slika 2.3.1.5).



Slika 2.3.1.5 Mogućnost sprezanja drveta i betona čeličnim perforiranim pločama (Clouston, i drugi, 2005)

Push-out test na ovakvim uzorcima pokazali su da ovakav tip veze može odgovoriti postavljenim zahtevima.



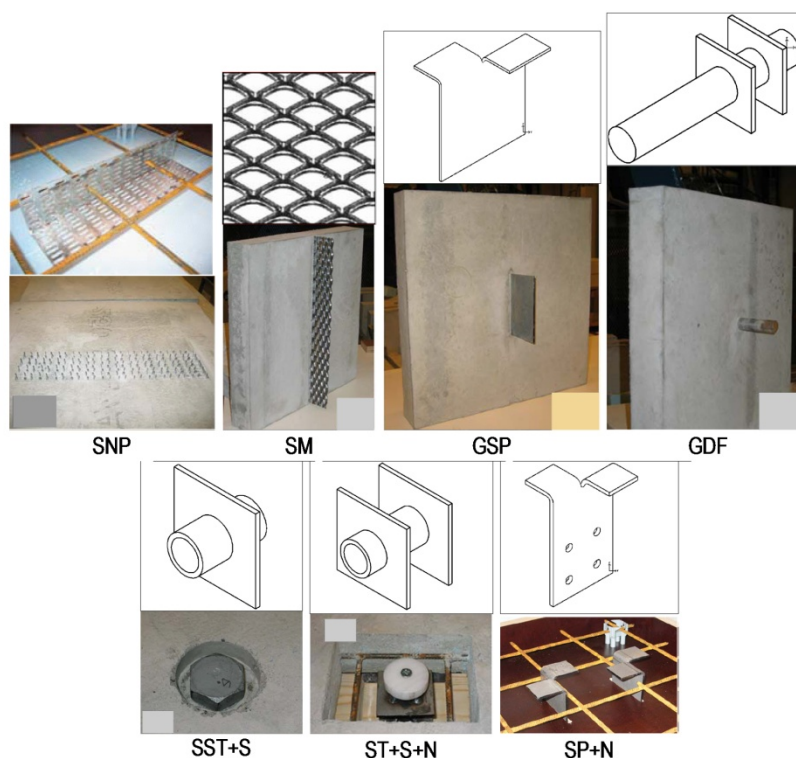
Slika 2.3.1.6 Lom spojnog sredstva u push-out testu (Clouston, i drugi, 2005)

Na svim uzorcima lom je nastupio po spojnom sredstvu. Sam lom perforirane ploče podseća na rešetkastu strukturu. Čelična mreža formira male unakrsno povezane elemente, koji su naizmenično pritisnuti i zategnuti. Kod pritisnutih elemenata može se uočiti da su isti izvijeni van ravni ploče, dok su zategnuti pokidani (Slika 2.3.1.6). Stepenn postignutog spreznjanja prilikom primene ovakvih moždanika dostiže i 97%.

Poznato je da je efekat skupljanja izraženiji kod betona, nego kod drveta. Zbog te različite brzine skupljanja, kao neizostavne pojave prisutne tokom eksploatacionog veka konstrukcije, unutar drvene grede javljaju se sopstveni naponi. Ovi neželjeni efekti u dobroj meri mogu se umanjiti ili čak eliminisati primenom suhog postupka gradnje. Kod ovog postupka betonski deo preseka se izrađuje i neguje u radionici, pa se nakon perioda očvršćavanja povezuje sa drvenim delom nosača na samom gradilištu. Razlika u proračunu u odnosu na grede izvedene tradicionalnim postupkom ogleda se u dve stvari:

- modul elastičnosti ovog betona biće veći u odnosu na onaj kod koga je veza sa drvenim nosačem ostvarena u vremenu ugradnje, a samim tim beton je u trenutku nanošenja stalnog i korisnog opterećenja mlađi,

- u zavisnosti od toga koliko je beton negovan pre povezivanja sa drvenom gredom, vrednost skupljanja u naprednijim izrazima za dokaz nosivosti ovih nosača biće manja, jer je veliki deo ovog procesa već završen (Lukaszewska, i drugi, 2008).

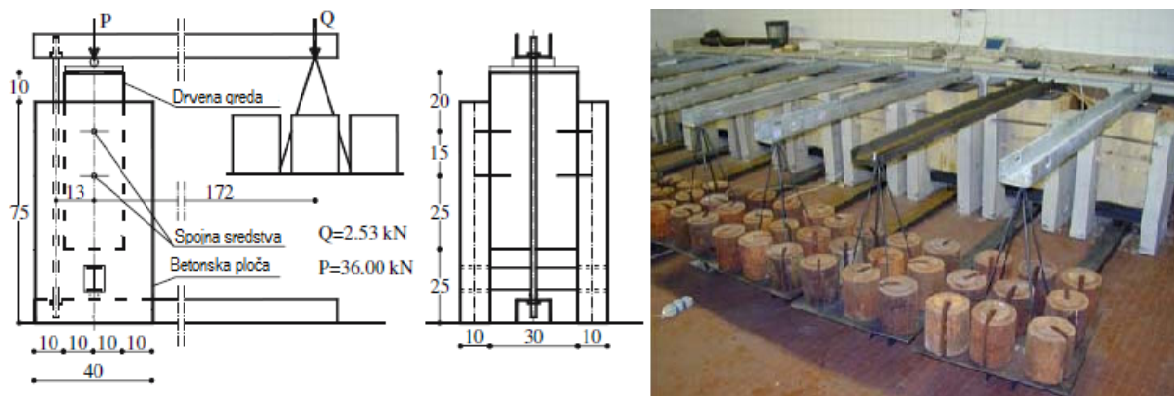


Slika 2.3.1.7 Tipovi spojnih sredstava za prefabrikovane spregnute nosače drvo-beton (Lukaszewska, 2009)

Lukaszewska je istraživala karakteristike različitih tipova spojnih sredstava koji se mogu koristiti prilikom izrade prefabrikovanih spregnutih nosača. Cilj istraživanja je bio da se, kroz komparativnu analizu rezultata, utvrdi koji tip moždanika daje najbolje mogućnosti prilikom izrade ovih nosača. Za ispitivanje je koristila sedam tipova moždanika (Slika 2.3.1.7). Veze betonske ploče sa drvenom gredom su ostvarene utiskivanjem uz pomoć prese (SNP), epoksidnim lepkom (SM, GSP i GDF), zavrtnjem (SST+S), zavrtnjem i zubom unutar

drvenog dela nosača ($ST+S+N$) i uz pomoć dve ploče koje se za drvenu gredu sa bočne strane povezuje pomoću trnova ($SP+N$). Za svaku vezu napravljena su četiri uzorka sa po jednim spojnim sredstvom. Veze su ispitane u nesimetričnom *push-out* testu. Rezultati su pokazali da je najveću krutost imao konektor tipa *SM* čija je vrednost, pri sili intenziteta 40% od maksimalne, bila u rangu između 377.0 - 595.80 kN/mm, dok je najmanju krutost imala veza tipa $SST+S$ sa vrednošću između 4.70 i 6.80 kN/mm. Najveća nosivost zabeležena je kod veze tipa $ST+S+N$ i kretala se između 99.60 i 126.70 kN, dok je najmanja opet bila kod veze tipa $SST+S$ i kretala se između 33.20 i 34.60 kN. Osim utvrđivanja mehaničkih karakteristika ispitanih veza, važan aspekt bio je i sama realizacija veze, pa su u radu navedeni i problemi koji se mogu javiti kod realizacije ovih veza.

Za verifikaciju nosivosti ovih nosača neophodno je uraditi dokaze prema graničnom stanju nosivosti i prema graničnom stanju upotrebljivosti, kako za kratkotrajno, tako i za dugotrajno opterećenje. Kod dugotrajnog opterećenja relevantni su reološki parametri konstitutivnih materijala (skupljanje, tečenje, puzanje, mehanosorpcija). Eksperimentalno utvrđivanje ovih karakteristika zahteva dugotrajno angažovanje prostora i opreme. Fragiaco je ispitivao karakteristike veze između drveta i betona normalne težine i drveta i lakog betona. Kao spojna sredstva u oba slučaja su korišteni tipski moždanici "Tecnaria" (Slika 2.3.1.3c).



Slika 2.3.1.8 Postavka za dugotrajni test nosivosti tipskih moždanika tip "Tecnaria" mere su u [cm], (Fragiaco, i drugi, 2007)

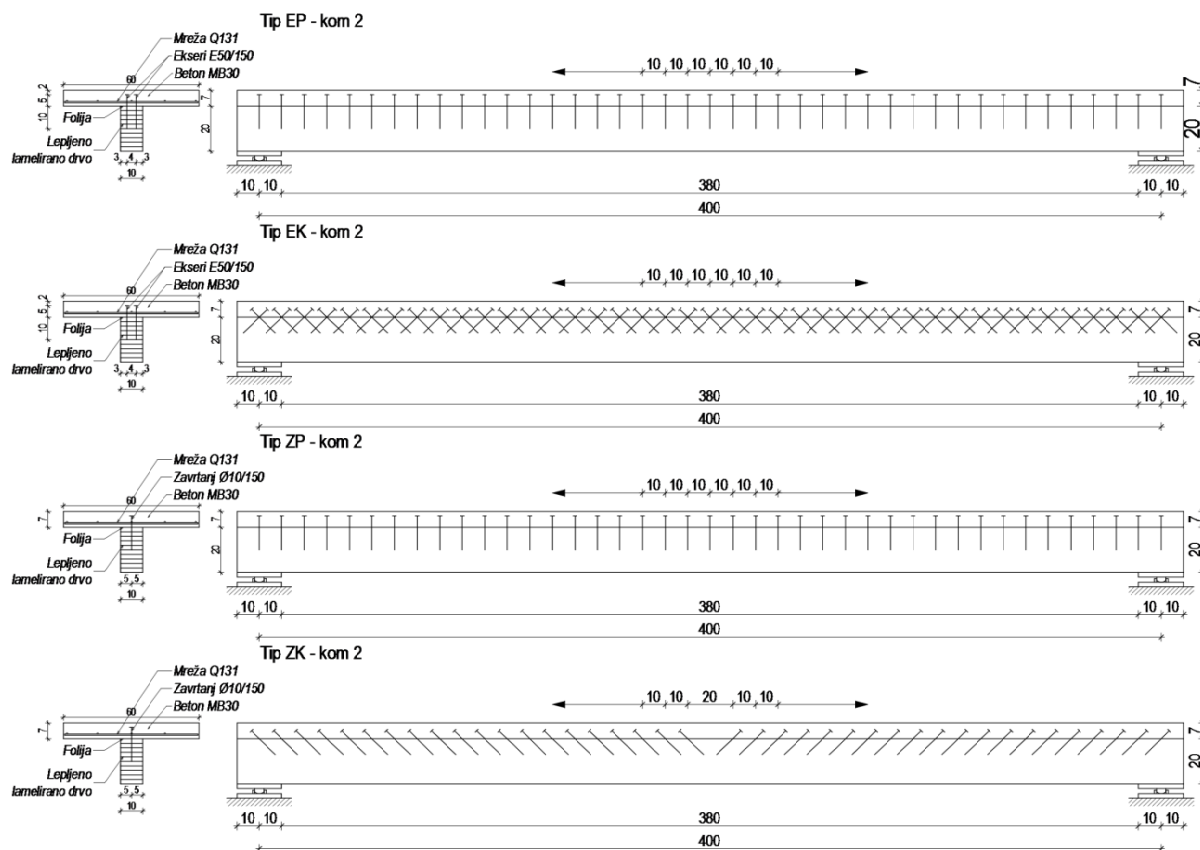
Ispitivanje je obuhvatilo ukupno 18 uzoraka, od toga su devet napravljeni od normalnog betona, a devet od lakog. Uzorci su bili pripremljeni za standardni simetrični *push-out* test. Šest preliminarnih uzorka (po tri od oba) su ispitani kako bi se utvrdila smičuća čvrstoća i krutost pri kratkotrajnom opterećenju, dok je dvanest uzoraka (po šest od oba) opterećeno dugotrajnim opterećenjem (Slika 2.3.1.8). Ovo ispitivanje sastojalo se od dve faze i trajalo je nešto manje od dve godine. U prvoj fazi uzorci su opterećeni konstantnim opterećenjem intenziteta 30% od onog dobijenog u preliminarnim ispitivanjima. Ambijentalni uslovi su bili konstantni (temperatura od 24°C i relativna vlažnost 70%). U drugoj fazi intenzitet opterećenja i temperatura su bili isti, ali su uzorci, u različitim vremenskim ciklusima izloženi promenama relativne vlažnosti vazduha u opsegu od 50% do 90%. Varijacije vlažnosti vazduha su bile takve da su mogle simulirati promene na mesečnom (prva faza) i dnevnom (druga faza) nivou. Nakon toga, uzorci su rasterećeni, izmerena im je zaostala deformacija i nad njima je sproveden *push-out* test do sloma. Upoređivanjem rezultata došlo se do zaključaka da upotreba različitih vrsta betona (normalne težine ili laki beton) nema bitnijeg

uticaja na nosivost i krutost veze, jer lom u najvećem broju slučajeva nastupa unutar drvene grede. Stalno opterećenje koje je za duži vremenski period aplicirano na uzorke nije, osim inicijalne krutosti, značajnije umanjila konačnu smičuću nosivost i krutost uzoraka. Ispitivanje je pokazalo da efekat tečenja nije pojava koja se u precesu dokaza nosivosti može zanemariti. Akcenat je stavljen na dva osnovna uzroka koja u nosačima izazivaju ove nepovoljnu pojavu: trajnost opterećenja i mehano-sorptivni efekti pre svega u drvetu. Kod nosača koji se nalaze unutar nekog objekta i nisu izloženi velikim i dugotrajnim promenama relativne vlažnosti vazduha, ukupan koeficijent tečenja, koji se koristi za verifikaciju nosivosti metodom efektivne krutosti, ima vrednost $\varphi_{tot}=0.50$. Ovo važi za objekte koji se, prema *Evrokodu 5*, svrstavaju u upotrebnu klasu *I*. Sa druge strane, kod nosača koji se nalaze vani, koeficijent tečenja predstavlja zbir koeficijenta usled dogotrajnog opterećenja i koeficijenta usled mehano-sorptivnih efekata. Ovaj drugi koeficijent ima vrednost $\varphi_{ms}=1.50$, pa ukupni koeficijent tečenja iznosi $\varphi_{tot}=2.0$. Dobijeni rezultati su poslužili za kalibraciju postojećih reoloških modela (Toratti, 1992).

2.3.2. Ispitivanja spregnutih greda do loma (full-scale testovi)

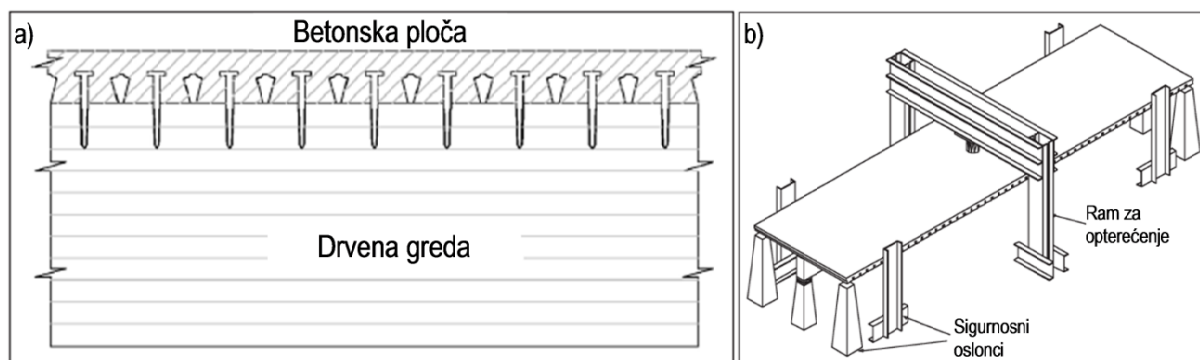
Cilj ovih ispitivanja je bio da se, u prvom redu, proceni postignuto poboljšanje u odnosu na sisteme samo sa drvenim nosačima, a zatim da se odredi stepen ostvarenog sprezenja, vrednost graničnog opterećenja i mehanizmi loma.

Za sprezanje drveta i betona u svom istraživanju (Stevanović, 2004) koristio je eksere i zavrtnjeve za drvo bez navrtke. Oba spojna sredstva su ugrađena u nosač na dva načina: pod pravim uglom i zakošeni pod uglom od 45° u odnosu na podužnu osu nosača. Ekseri koji su korišteni za sprezanje bili su prečnika $5.0mm$ i dužine $150.0mm$, dok su zavrtnjevi bili iste dužine, ali prečnika $10.0mm$. Poprečni presek se sastoji od drvene nožice dimenzija $b/h=10.0/20.0cm$, dok je ploča širine $60.0cm$ i debljine $7.0cm$. Raspon ispitanih nosača je $4.0m$ (Slika 2.3.2.1). Kratkotrajnim opterećenjem ispitano je ukupno 8 uzoraka – po dva sa svakim spojnim sredstvom. Ispitivanje je izvršeno u zatvorenom ramu sa dve koncentrisane sile (*four-point bending test*). Opterećenje je nanošeno u skladu sa standardom *EN26981*. Mereno je vertikalno razmicanje između betona i drveta u presecima na osloncu i u sredini nosača, proklizavanje između betona i drveta, vertikalno pomeranje oslonačkih delova nosača i ugib u sredini. Dilatacije u ivičnim vlaknima betonskog i drvenog nosača merene su u sredini. Lom svih nosača je nastupio usled prekoračenja napona zatezanja u donjem vlaknu drvenog nosača, kome je prethodila pojava prslina u donjoj zoni betonskog nosača, najpre ispod mesta apliciranja sile, a zatim i po celoj srednjoj trećini nosača. Ispitivanje je pokazalo da najmanju krutost su imali nosači sa ekserima vertikalno ugrađenim u drvo, dok su najveću krutost imali nosači sa zavrtnjima ugrađenim pod uglom od 45° . Nosači sa vertikalnim i zakošenim eksirima, pri vrednosti aplicirane sile u presi od $48.0kN$, imali su ugib u sredini od $48.0mm$ i $37.0mm$ respektivno.



Slika 2.3.2.1 Tipovi ispitanih spregnutih nosača (Stevanović, 2004), mere su u [cm]

U radu (Persaud, i drugi, 2006) ispitan je spregnuti nosač raspona $7.30m$. Drvena greda je od lepljenog-lameliranog drveta poprečnog preseka $b/h=16.0/40.50cm$, a betonska ploča je debljine $10.0cm$ i širine $200.0cm$. Međusloj je tipski rebrasti lim debljine $0.90mm$. Spojna sredstva su zavrtnji prečnika $16.0mm$ i dužine $150.0mm$ koji se u drvenu gredu ugrađuju $90.0mm$. Spojna sredstva su ugrađena u svakom rebro međusloja (Slika 2.3.2.2.a). Ispitivanje je izvršeno sa jednom koncentrisanom silom u sredini raspona, takozvani *three-point bending test* (Slika 2.3.2.2.b) i mereni su ugibi u sredini raspona, relativno pomeranje između drvene grede i betonske ploče iznad oslonaca, dilatacije u drvenoj gredi (donjoj, gornja ivica i u sredini poprečnog preseka) i betonskoj ploči (donja i gornja ivica).

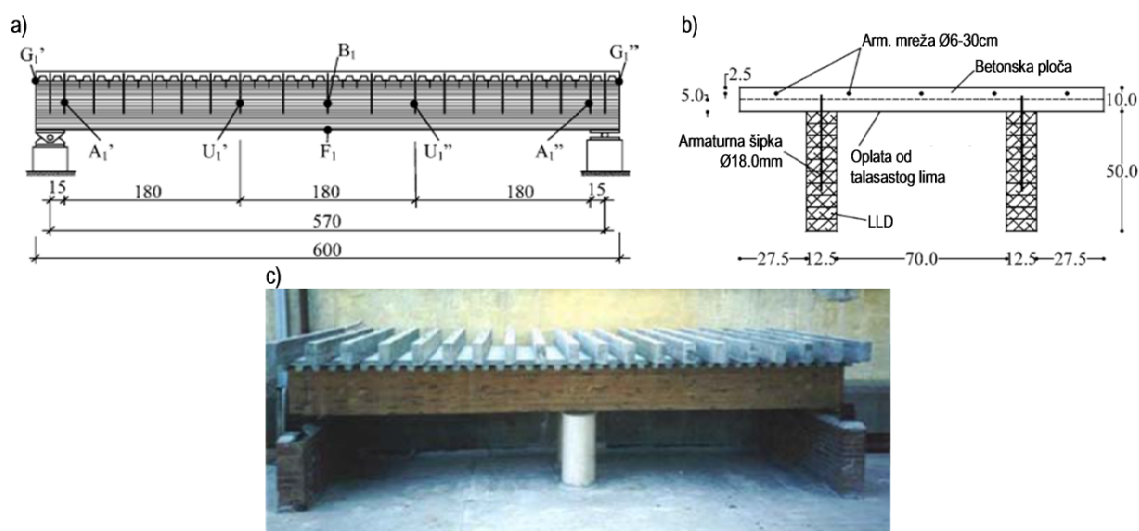


Slika 2.3.2.2 Ispitani uzorci, a) poprečni presek, b) postavka za *three-point bending test* (Persaud, i drugi, 2006)

Rezultati su pokazali da ovako spregnuti nosač ima skoro 3.50 puta veću krutost i skoro 2 puta veću nosivost u odnosu na nosač napravljen samo od drvene grede. Izmereni ugib na spregnutim nosačima iznosio je $74.90mm$ pri graničnom opterećenju. Kao alternativno

poređenje, može se uzeti podatak da, ukoliko bi hteli da drvenom gredom da postignemo krutost na savijanje ispitivanog nosača, ista bi morala da ima dimenzije $b/h=16.0/62.0\text{cm}$, dok za bi postizanje granične čvrstoće potrebne dimenzije bile $b/h=16.0/54.0\text{cm}$. Lom nosača je bio krt i nastupio je u zategnutoj zoni drvene grede. Dilatacija na pritisnutoj zoni betonske ploče pokazale su da za širinu od 2.0m shear lag efekat nema neki značajniji uticaj. Upoređivanje eksperimentalnih rezultata sa onim dobijenim analitičkim i numeričkim metodama dali su dobro poklapanje.

Nosač formiran povezivanjem dve grede od lepljenog-lameliranog, drveta dimenzija $b/h=12.50/50.0\text{cm}$, sa pločom od betona normalne težine uz pomoć armaturnih šipki prečnika 18.0mm , raspona 5.70m (Slika 2.3.2.3a i b), bile su predmet ispitivanja (Ceccotti, i drugi, 2006).

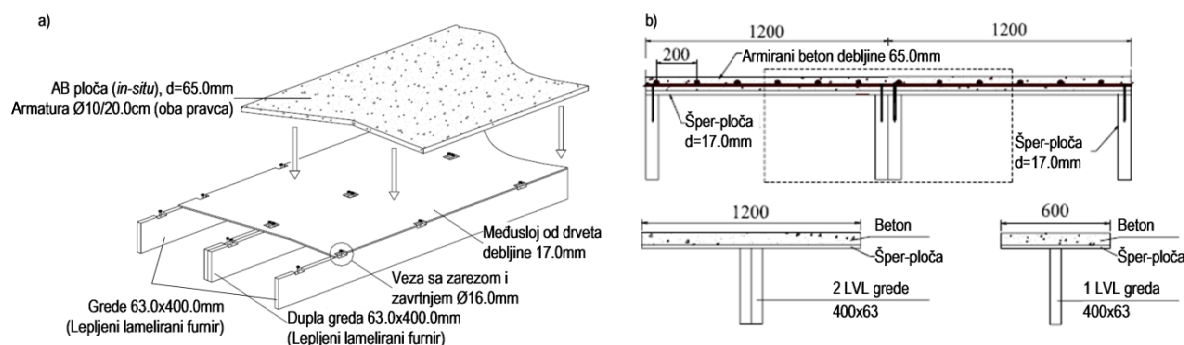


Slika 2.3.2.3 Geometrija i poprečni presek nosača (Ceccotti, i drugi, 2006), mere su u [cm]

Grede su za period od 5 godina, u spoljašnjoj sredini, bile izložene stalnom opterećenju intenziteta 4.0 kN/m (Slika 2.3.2.3c). Za to vreme, na obe drvene grede, mereni su ugibi na sredini raspona, relativno klizanje između drvene grede i betonske ploče iznad oslonaca, dilatacije paralelno i upravno na vlakna, vlažnost drveta na $1/3$ i $2/3$ raspona na dubini od 5.0 i 40.0 mm , kao i temperatura i relativna vlažnost okoline. Nakon perioda od 5 godina grede su, kako bi se odredio položaj neutralne ose, u dva ciklusa opterećene u elastičnoj oblasti, a zatim ispitane do loma. Maksimalna srednja vrednost ugiba pod dugotrajnim opterećenjem iznosila je 3.36 cm , što je 3.86 puta veća vrednost u odnosu na vrednost elastičnog ugiba. Ova vrednost dostignuta je nakon 2 godine, i značajniji prirast ugiba tokom ostalog perioda od 3 godine nije uočen. Što se tiče promene ugiba u zavisnosti od temperatura i relativne vlažnosti, smanjenje temperature uzrokovalo je povećanje ugiba, a samajenje sadržaja vlage dovelo je do smanjenja ugiba. Za razliku od ugiba, klizanje je imalo trend povećanja tokom čitavog perioda ispitivanja. Maksimalna srednja vrednost klizanja iznosila je 0.388 cm , što u odnosu na početnu daje uvećanje od 8.62 puta. Ova vrednost je dostignuta u toku 4 godine. Krive pokazuju značajne fluktacije na godišnjem nivou (čak i do 5 puta u odnosu na elastične) i karakteriše ih povećanje tokom proleća, a smanjenje tokom jeseni. Lom nosača, prilikom ispitivanja sa dve koncentrisane sile na trećinama raspona, nastupio je pri sili intenziteta $2P=500.0\text{ kN}$, pri čemu je vrednost ugiba iznosila 33.20 mm , a relativno klizanje iznad

oslonaca 2.47 mm. Stepenn sprezanja bio je u granicama između 87.0 i 93.0%. Rezultati ispitivanja su iskorišteni i za upoređivanje sa rezultatima dobijenim analitičkim postupkom definisanim *Evrokodom 5*. Poseban akcenat je stavljen na vrednost modula klizanja veze, kao parametra od velike važnosti. Upoređivanjem rezultata došlo se do ključka da preporuke date u referentnom standardu u velikoj meri potcenjuju vrednosti modula klizanja (čak i do 50% za $K_{0.6}$). Ovo za posledicu ima veću nosivost, ali i veću mogućnost pojave krtog loma, što je i bio slučaj kod ispitanih greda. U drugom radu, autori su iskoristili dobijene rezultate i uporedili ih sa rezultatima dobijenim uz pomoć metode konačnih elemenata (Ceccotti, i drugi, 2006). Za proračun je upotrebljen program koji je inicijalno razvijen za proračun spregnutih nosača čelik-beton. Program ima mogućnost modeliranja materijalne nelinearnosti, i za konkretan slučaj upotrebjeni su jednodimenzionalni konačni elementi. Materijalni model drveta je takav da mu je ponašanje u zatezanju elasto-kruto, a u pritisku elasto-plastično. Rezultati su pokazali dobro slaganje kad je u pitanju ugib i napon u gornjem vlaknu betonskog dela preseka, dok su neka neslaganja uočena kada je u pitanju relativno klizanje, naponi u drvetu i položaju neutralne ose.

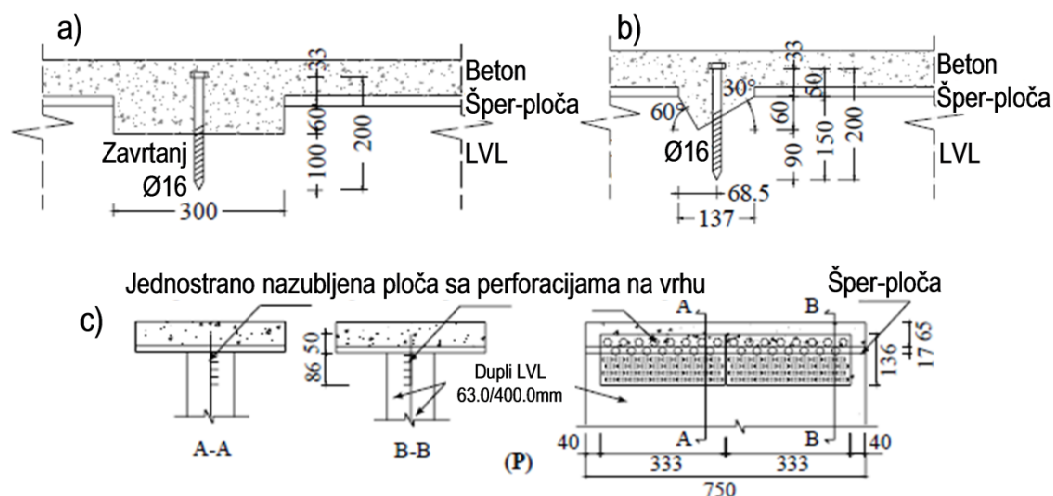
Na Novom Zelandu su patentirani poluprefabrikovani spregnuti nosači tipa “M”, koji se sastoje od tri drvene grede napravljene od lameliranog furnira (*LVL – laminated veneer lumber*). Srednja greda je duplo veća od krajnje dve. U drvene grede se ugrađuje spojno sredstvo (najčešće su to žlebovi u drvetu pojačani zavrtnjem). Preko drvenih greda se postavlja trajna drvena oplata, pa se najčešće tako sklopljeni nosači montiraju na projektovani položaj, dok se beton ugrađuje na licu mesta (Slika 2.3.2.4a). U cilju smanjenja ugiba do postizanja punog sprezanja, nosači se, ili podupiru, ili im se u fazi rezanja daje određeno nadvišenje. Takvi nosači ispitani su na *Univerzitetu u Canterbury-u, Novi Zeland* (Yeoh, i drugi, 2011).



Slika 2.3.2.4 Prefabrikovani nosači tipa “M”, a) aksonometrijski prikaz, b) poprečni presek ispitanih nosača (Yeoh, i drugi, 2011), mere su u [mm]

Ispitivanje je obuhvatilo ukupno jedanest greda raspona 8.0 i 10.0 m. Jedan tip nosača predstavlja srednji deo “M” nosača sastavljen od dve grede dimenzija 2x63.0/400.0 mm, i betonske ploče debljine 65.0 mm i širine 1200.0 mm, dok je drugi tip nosača sa jednom drvenom gredom dimenzija 63.0/400.0 mm i betonskom pločom iste debljine kao i kod prethodne grede, ali sa širinom od 600.0 mm (Slika 2.3.2.4b). Grede su projektovane i izvedene na takav način da su varirani različiti parametri koji utiču na nosivost. Prvi parametar su spojna sredstva. Upotrebljena su tri tipa spojnih sredstava. Prvi tip je sa pravougaonim žlebovima u drvetu dubine 50.0 mm i dužine 150.0 i 300.0 mm (Slika 2.3.2.5a). Drugi tip je sa trougaonim žlebovima, gde se jedna strana drveta zaseca pod uglom od 60°, a

druga pod uglom od 30° (Slika 2.3.2.5b). Kod obe ove veze koristi se i zavrtanj prečnika 16.0 mm i dužine 200.0 mm . Treći tip veze primenljiv je kod nosača sa dve LVL grede i izvodi se na način što se deo jednostrano nazubljene ploče naizmenično ugradi između LVL greda, dok se deo ploče sa perforacijama veže za betonski deo nosača (Slika 2.3.2.5c).

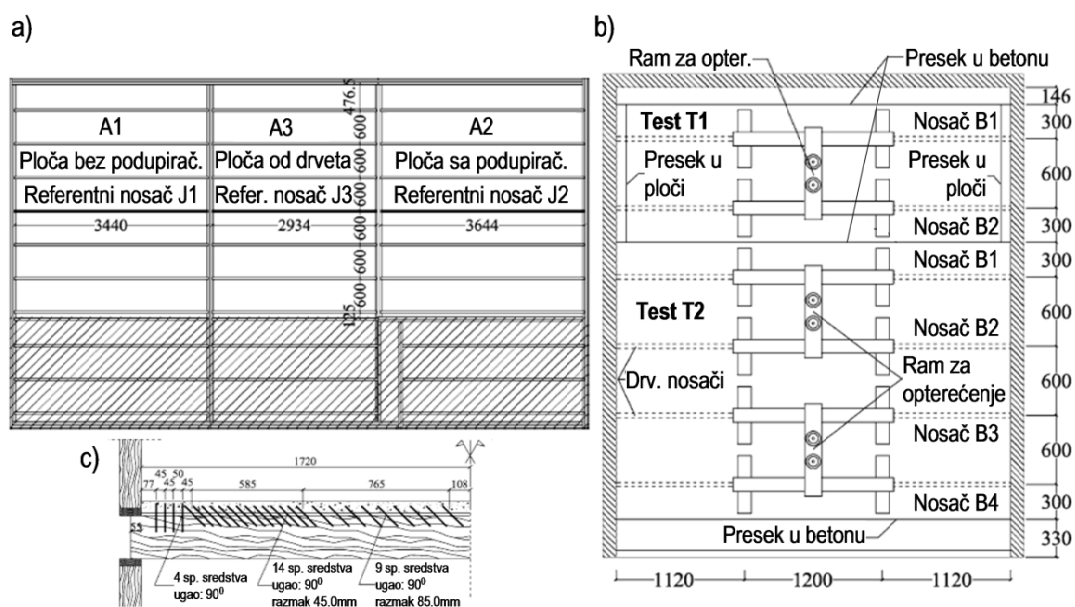


Slika 2.3.2.5 Tipovi spojnih sredstava korišteni za sprezanje ispitivanih greda (Yeoh, i drugi, 2011), mere su u [mm]

Drugi i treći parametar je broj spojnih sredstava i raspon nosača. Na nosačima raspona 8.0 m i jednim rebrom i nožicom širine 600.0 mm , spojna sredstva su raspoređena na sledeći način: dva nosača sa 6 veza pravougaonim žlebom dužine 150.0 mm , 2 nosača sa 10 žlebova iste dužine i oblika, 2 nosača sa 10 žlebova u obliku trougla, jedan nosač sa 6 veza žlebom oblika pravougaonika dužine 300.0 mm . Sa tim rasponom, ali sa nožicom širine 1200.0 mm i dva rebra, ispitana su još dva nosača, od kojih je jedan imao 8 veza nazubljenim i perforiranim pločama, a drugi 10 veza pravougaonim žlebom dužine 150.0 mm . Dva nosača raspona 10.0 m imali su jedno rebro i nožicu širine 600.0 mm i oba su spregnuta uz pomoć 6 žlebova oblika pravougaonika dužine 300.0 mm . Četvrtim parametrom trebalo je utvrditi razliku u ponašanju nosača koji su izvedeni sa ili bez podupiranja. Peti parametar se odnosio na tip upotrebljenog betona. Za spravljanje uzoraka koristio se beton normalne težine, komercijalni i specijalno pravljeni beton sa niskim procentom skupljanja. Osim toga, 6 greda je bilo dobro dimenzionisano, za eksploataciono opterećenje intenziteta 3.0 kN/m^2 , a preostalih 5 je projektovano za potcenjeno opterećenje veličine 1.0 kN/m^2 . Izvršeno je kratkotrajno ispitivanje sa dve koncentrisane sile aplicirane u trećinama raspona, tokom koga se merili ugib i dilatacije u sredini nosača i relativno klizanje iznad oslonaca. Ispitivanja su pokazala da su grede koje su bile dobro projektovane ostvarile čak 95% sprezanja, dok preraspodela smičuće sile u spoju omogućava prenos opterećenja čak i pošto krajnja spojna sredstva dožive lom. Najbolje su se pokazali spojna sredstva kod kojih je žleb bio oblika pravougaonika. Prednost se ogleda u visokoj krutosti i čvrstoći čak i iznad nivoa graničnog stanja nosivosti dobijenog analitičkim postupkom i što za postizanje visokog stepena sprezanja je potreban manji broj veza. Nedostatak se ogleda u malo komplikovanijoj izradi. Ovaj nedostatak može se nadomestiti uotrebu veza čiji je žleb oblika trougla, ali je kod ovih spojnih sredstava potreban veći broj veza. Nazubljene i perforirane ploče su se pokazale kao dobre, ali im je nedostatak brz pad krutosti iznad nivoa graničnog stanja nosivosti. Ispitivanje je pokazalo da, kod kratkotrajnog opterećenja, upotreba betona sa različitim brzinama skupljanja nema neki

uticaj na karakteristike nosača, ali da čvrstoća betona kod veza izvedenih žlebom, zbog načina prenosa smičuće sile ima značajan uticaj.

Jedna ploča na objekatu u *Cardington-u*, koji je izgrađen za potrebe različitih vrsta eksperimenata na realnim konstrukcijama (*Timber Frame 2000*), iskorištena je za ispitivanje benefita dobijenih sprezanjem postojeće drvene konstrukcije sa betonom (Fragiacomo, 2012). Dvodimenzionalno ispitivanje je izvedeno na ploči na kojoj je, za potrebe ovog eksperimenta, preko postojeće drvene ploče od OSB tabli, ugrađen laki beton debljine 60.0mm . Beton je na jednom delu ploče ugrađen preko greda a da iste nisu bile poduprte, na drugom delu korišteni su podupirači kako bi se ostvarilo sprezanje za uticaj sopstvene težine, dok je jedan deo ploče ostao nebetoniran (Slika 2.3.2.6a – ploče *A1*, *A2* i *A3* respektivno). Cilj istraživanja je bio da se razmotri mogućnost promene namene postojeće ploče. Postojeća je bila projektovana za potrebe stanovanja na korisno opterećenje od 1.50kN/m^2 . Nova ploča je trebala da bude za kancelarijski prostor, sa korisnim opterećenjem od 2.50kN/m^2 . Visina drvenih greda bila je 225.0mm , a mala širina, od svega 38.0mm , predstavljala je dodatni izazov. Iz tog razloga su upotrebljeni konektori tipa *SFS VB-48-7.5x100mm*, koji su ugrađeni pod uglom od $\pm 45.0^\circ$, i proračunati su na taj način da zadovolje granična stanja nosivosti i upotrebljivosti, kako za kratkotrajno, tako i za dugotrajno opterećenje (Slika 2.3.2.6c). Ono što ovom ispitivanju daje posebnu težinu je to što je jedan deo ploče sa pripadajućim gredama imalo idealne uslove oslanjanja kao prosta greda. To je postignuto odsecanjem ploče od vertikalnih elemenata i njihovim naknadnim oslanjenjem na podkonstrukciju. Drugi deo ploče imao je uslove oslanjanja kao u realnim konstrukcijama, dakle sa određenim stepenom uklještenja (Slika 2.3.2.6b – Test T1 i Test T2 respektivno).

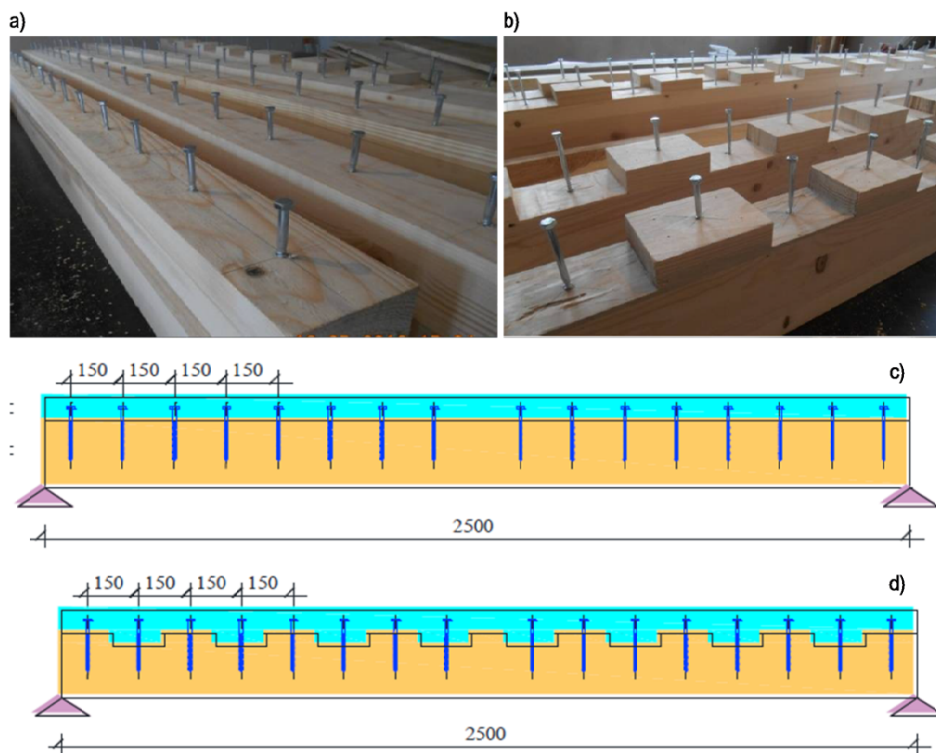


Slika 2.3.2.6 Ispitana međuspratna konstrukcija, a) rasponi i međusobni razmaci drvenih greda u osnovi, b) postavka za ispitivanje ploče bez podupirača, c) raspored SFS konektora (Fragiacomo, 2012), mere su u [mm]

U toku izgradnje, meren je veliki broj parametara: vertikalno pomeranje, dilatacije, temperatura u drvetu i betonu, sadržaj vlage u drvenim gredama i temperatura i vlažnost vazduha u prostoriji u kojoj su grede bile spravljene. Cilj je bio uporediti ponašanje poduprtih i nepoduprtih greda i ispitati reološke fenomene, pogotovu u fazi dok je beton još mlad, pa samim tim i osetljiviji na ove pojave. Nakon uklanjanja podupirača sa tavanice *A2*, obe

ispitane tavanice su opterećene jednakopodeljenim opterećenjem intenziteta $2.50kN/m^2$. Izmerene deformacije u sredini raspona, očekivano pokazale su manji ugib kod poduprtih greda, koji je iznosio $v=5.80mm$ odnosno $v/l=l/630$. Kod nepoduprtih greda, ugib je iznosio $v=6.50mm$ odnosno $v/l=l/537$ (l – raspon ploča). Može se primetiti da je redukcija ugiba kod poduprtih greda malo veća nego kod nepoduprtih, pa se može preporučiti primena postupka bez podupiranja zbog značajnog smanjenja troškova. Ploča bez podupirača je ispitana do sloma. Tu se pratila razlika u ponašanju konstrukcije pri realnim i idealnim uslovima oslanjanja. Kod ploče **T1** lom se dogodio pri opterećenju od $18.30kN$, što je ekvivalentno $23.60kN/m^2$ površinskog opterećenja. Lom je nastupio u zategnutoj zoni drvenog nosača i bio je krt. Za to vreme nije primećena plastifikacija u spojnim sredstvima. Rezultati testiranja ploče **T2** pokazali su da u početnoj fazi nije bilo značajnije razlike u rutosti u odnosu na ploču **T1**. Ali pri opterećenju od $11.60kN$ ($14.60kN/m^2$) pojavila se longitudinalna pukotina u zoni oslonca, što je praćeno malom redukcijom opterećenja. Pri intenzitetu opterećenja od $12.50kN$, što odgovara $15.70kN/m^2$, pukotina se raširila do sredine drvene grede, što je dovelo do opadanja opterećenja i priraštaje deformacije. Ovo je bilo neočekivano ponašanje jer su prve pukotine u ploči **T1** nastupile pri opterećenju koje je bilo skoro duplo veće nego kod **T2**. Mogući razlog ovakvog ponašanja može se tražiti u ograničavanju horizontalnog pomeranja oslonaca zbog uslova oslanjanja. Rezultati dobijeni eksperimentom sa onim dobijenim analitičkim i numeričkim metodama dali su zadovoljavajući nivo poklapanja.

Dve serije po tri nosača statičkog sistema proste grede, raspona $2.50m$ bili su predmet istraživanja (Cvetković, 2016). Kod obe serije nosače drvena greda je bila široka $10.0cm$ i visoka $20.0cm$, dok je betonska nožica bila širine $30.0cm$ i visine $7.0cm$. Kao spojna sredstva kod prve serije (“A”) korišteni su zavrtnjevi prečnika $8.0mm$ i dužine $150.0mm$. Ugrađeni su na međusobnom rastojanju od $15.0cm$, duž celog nosača na taj način što je $100.0mm$ utisnuto u drveni deo nosača, a $50.0mm$ u betonski (Slika 2.3.2.7a i c). Druga serija (“B”) spregnuta je kombinacijom zavrtnjeva i žlebova. Žlebovi su pravougaoni, dubine $35.0mm$ i dužine $150.0mm$. Osovinski razmak između 2 žleba iznosi $300.0mm$. Zavrtnjevi su prečnika $8.0mm$ i postavljaju se na rastojanju od $150.0mm$. To znači da je jedan zavrtnj unutar žleba, a drugi je na površini drvene grede. Zavrtnj koji je na površini je dužine $150.0mm$, dok je onaj unutar žleba dužine $180.0mm$ (Slika 2.3.2.7b i d). Ispitivanje je izvršeno preko dve koncentrisane sile nanesene u trećinama raspona. Tokom ispitivanja mereni su ugibi na sredini nosača, vertikalno odizanje oslonačkog preseka, relativno klizanje između drveta i betona kod oslonaca, dilatacije u krajnim vlaknima drveta i betona u sredini raspona, dok su se za analizu naponskog stanja smicanja u blizini oslonaca koristile rozete. Kod greda serije “A” maksimalna vrednost ugiba iznosila je $44.74mm$, dok je prosečna vrednost bila $39.78mm$ sa koeficijentom varijacije 11.30% . Ovaj maksimalni ugib kod drugoispitivanog nosača dostignut je pri vrednosti opterećenja u presi od $90.33kN$. Prosečna vrednost opterećenja u presi bila je $80.65kN$ sa koeficijentom varijacije od 14% . Kod nosača serije “B” maksimalni ugib u sredini nosača iznosio je $20.42mm$, a srednja vrednost je bila $19.43mm$ sa koeficijentom varijacije od 5.30% . Maksimalni intenzitet opterećenja u presi iznosi $89.43kN$, a srednja vrednost je bila $84.96kN$ uz koeficijent varijacije od 5.80% . Međusobnim upoređivanjem rezultata dobijenih ispitivanjem ove dve serije nosača može se zaključiti da nema velike razlike u veličini sile pri slomu, ali je ugib kod nosača serije “A” bio znatno veći od ugiba kod nosača serije “B”, što je dokazano i proračunom krutosti nosača.



Slika 2.3.2.7 Primljeni sistemi sprezanja i geometrija ispitivanih grednih nosača; a) i c) serija "A", b) i d) serija "B", (Cvetković, 2016)

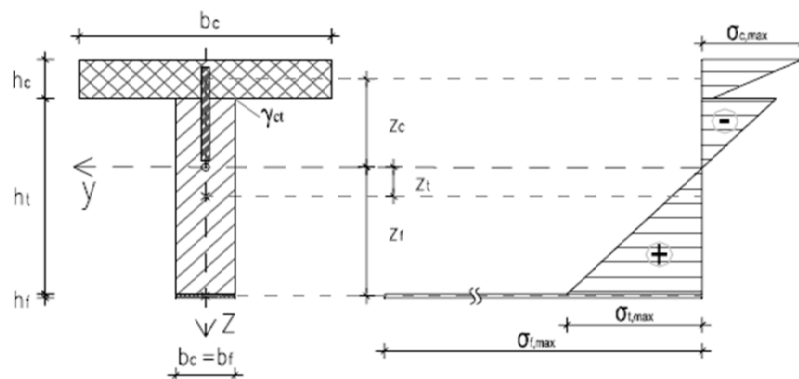
Krutost nosača je sračunata na osnovu razlike ugiba pri različitim nivoima opterećenja – $0.10F_{max}$ i $0.40F_{max}$. Maksimalna vrednost krutosti za nosače serije "A" bila je $1049.52kNm^2$. Srednja vrednost je bila $862.83kNm^2$, ali je koeficijent varijacije iznosio 19.80% . Sa druge strane, maksimalna krutost za jedan nosač serije "B" bila je $1344.68kNm^2$, a srednja vrednost $1285.03kNm^2$, uz koeficijent varijacije od samo 5.0% .

2.3.3. Ojačanja spregnutih nosača drvo-beton

Spregnuti nosači drvo-beton, kako je to već rečeno, nastali su prevashodno kao potreba ojačanja postojećih, najčešće međuspratnih, a zatim i mostovskih konstrukcija kod kojih je glavni noseći element bio ili drvena greda, ili drvena ploča. Potreba za ojačanjem tako ojačanih konstrukcija nije nešto što je učestala pojava, ali povećanje intenziteta saobraćajnog opterećenja kod mostova ili ponovna promena namene postojeće konstrukcije mogu zahtevati tako nešto. Iz tog razloga i ne čudi nedostatak istraživanja kada je ova problematika u pitanju.

Primena materijala visokih mehaničkih performansi, kao što su karbonska vlakna, i uz razrađenu tehnologiju i relativno laku aplikaciju, jedan je od načina za ojačanje ovih nosača. U radu (Tajnik, i drugi, 2007) je data mogućnost kreiranja jednog novog spregnutog nosača, koji se sastoji od betona, drveta i karbonskih vlakana, u konkretnom slučaju CFRP vlakna. (CFRP – carbon fibre reinforced polymers). Ojačanje nosača je izvršeno tako što su karbonska vlakna postavljena po donjoj, zategnutoj, ivici drvene grede (Slika 2.3.3.1). Ojačanjem zategnute zone drvene grede, osim globalnog povećanja nosivosti, dobija se i duktilniji nosač. Kod ovakvih nosača, u najvećem broju slučajeva, lom nastupa usled prekoračenja napona zatezanja u donjem vlaknu drvenog nosača, a takav lom je krt. U radu je predložen i način proračuna, koji je u saglasnosti sa onim datim u *Evrokodu 5*, **Aneks B**

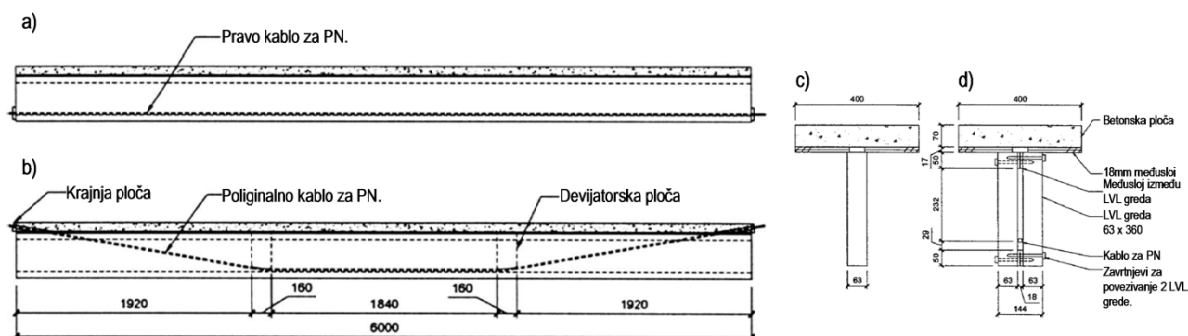
(poglavlje 3). Razlika se sastoji samo u tome što je efektivna krutost na savijanje sračunata za tri materijala.



Slika 2.3.3.1 Preraspodela normalnih napona na spregnutom nosaču dodatno ojačanom CRFP vlaknima, (Tajnik, i drugi, 2007)

Uporednom analizom rezultata dobijenih za neojačani i ojačani nosač, uz varijaciju razmaka spojnih sredstava, došlo se do zaključka da je prosečna vrednost povećanja granične nosivosti, kad je savijanje u pitanju, za kratkotrajno opterećenje 15.0%, a 23.90% za slučaj dugotrajnog opterećenja. Početna efektivna krutost na savijanje ojačanog nosača je za 11.0% veća od neojačanog, dok je krajnja krutost za veća 17.50%. Vlakna ugrađena na ovaj način nemaju značajnijeg uticaja na povećanje nosivosti po kriterijumu smičuće sile. Ono što može biti nedostatak u primeni ovakvog načina ojačanja jeste činjenica, a to su i istraživanja pokazala, da karbonska vlakna ne stignu da angažuju sav svoj nosivi potencijal, jer lom nastaje kao posledica delaminacije drvenog dela nosača.

Mogućnost ojačanja nosača nastalih sprežanjem drvene grede od lepljenih furnirskih ploča (LVL nosači) i betona razmatrana je od strane grupe autora (Deam, i drugi, 2008). Ispitana su 2 tipa nosači raspona 6.0m. Prvi tip su dve spregnute grede, od kojih je jedna izvedena “mokrim“ postupkom od betona normalne težine, a druga od olakšanog betona koja je izlivena posebno, a onda sa drvenom gredom na licu mesta povezana. Poprečni presek ovih greda se sastoji od drvene grede dimenzija 63.0 x 360.0mm i betonske ploče 400.0x70.0mm. Kod grede građene mokrim postupkom ostavljen je trajni drveni međusloj debljine 17.0mm (Slika 2.3.3.2c). Sprežanje je izvršeno uz pomoć žlebova izrezanih u drvetu dimenzija 55.0x80.0x10.0mm i zavrtnjeva prečnika 12.0mm i dužine 150.0mm. Kod druge grede je betonska ploča, koja je posebno izbetonirana, direktno postavljena na drvenu gredu. Drugi tip su spregnuti i prednapregnuti nosači. Razlika je, u odnosu na prvi tip, što drveni deo nosača sačinjavaju dve LVL grede istih dimenzija koje su, zbog trase kablova za prednaprežanje razmaknute za 18.0mm (Slika 2.3.3.2d). U jednoj gredi trasa armature je poligonalna sa dva devijatora i sidrenje se vrši u betonskoj ploči, a u drugoj je trasa pravolinijska i sidrenje se vrši u drvenoj gredi (Slika 2.3.3.2a i b). Jedna grede je spregnuta istim sistemom sa žlebovima kao i kod spregnute grede sa jednim rebrom, dok su za drugu gredu korišteni samo prethodno pomenuti zavrtnjevi. Osim standardnog testa sa dve koncentrisane sile, nosačima su utvrđene i dinamičke karakteristike uz pomoć akcelometra. Prednapregnuta greda sa pravolinijskom trasom kabla, uz primenu spojnih sredstava sa žlebom pokazala je dobre rezultate. U poređenju sa parom LVL greda, povećanje krutosti je iznosilo 165%, a povećanje nosivosti 150%.

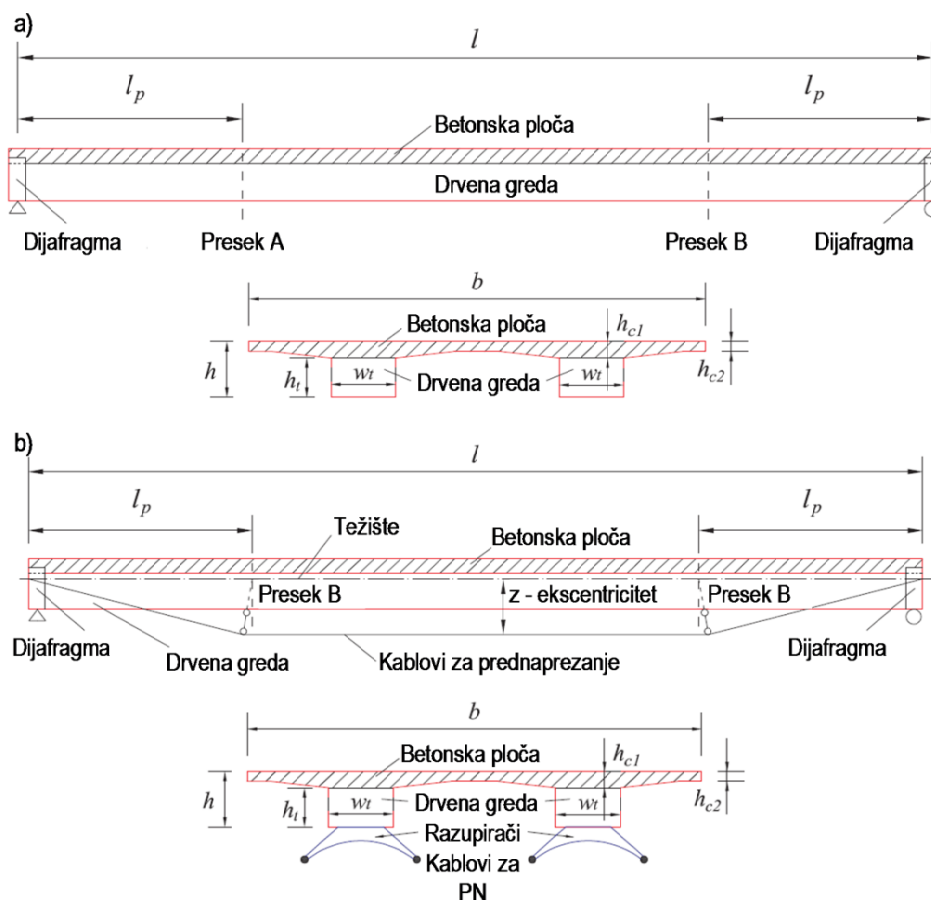


Slika 2.3.3.2 Spregnute i prednapregnute grede a) sa pravolinijskom trasom kablova, b) sa poligonalnom trasom kablova, c) poprečni presek nosača sa jednim rebrom, d) poprečni presek nosača sa dva rebra, (Deam, i drugi, 2008), mere su u [mm]

Nepovoljnost može biti relativno komplikovana i skupa izrada krutih spojnih sredstava sa žlebom. Zbog primene fleksibilnog sistema za vezu, prednapregnute grede sa poligonalnom trasom kabla nisu dali značajnije poboljšanje. Grede su pokazale prirast krutosti i nosivosti od 105% i 31% respektivno. Ispitivanje na ovim gredama pokazala su da se prednaprežanjem ne postiže značajniji prirast krutosti, ali da se može znatno redukovati veličina ugiba, naročito kod greda velikih raspona.

Spregnuti nosači, bez prednaprežanja, u mostogradnji mogu naći praktičnu primenu za raspone od 5.0-15.0m kada se sprežu pločasti elementi, odnosno od 10.0-30.0m, kada se spreže drvena greda sa betonskom pločom. Za veće raspone, zbog relativno velike elastičnosti, ovakvi nosači su manje kompatitivni. Benefiti vanjskog prednaprežanja spregnutih nosača drvo-beton kao i uticaji efekata, kao što su skupljanje betona, smičuća deformacija drvenog dela nosača i krutost veze, bili su predmet istraživanja (Lyu, i drugi, 2019). Za komparaciju su iskorišteni modeli mostovske konstrukcije sa i bez kablova za prednaprežanje (Slika 2.3.3.3a i b). Analiza je obuhvatila ukupno 270 modela malog, srednjeg i dugog raspona (30.0m, 60.0m i 90.0m respektivno). Dva tipa spojnih sredstava je korištena u analizi: zavrtnjevi, kao fleksibilni konektori i perforirane ploče koje su zalepljene za drvenu gredu, kao kruti konektori. Odabrano je da intenzitet sile prednaprežanja bude dovoljan da poništi ugib od stalnog opterećenja. U tom slučaju, intenzitet sile je zavisio od ekscentriciteta trase kablova, pa je u analizi, kroz odnos ekscentricitet – raspon (z/l), praćen uticaj promene ovog parametra na globalno ponašanje konstrukcije. Rezultati su pokazali da primena vanjskog prednaprežanja može značajno promeniti granična stanja koja su glavna prilikom dimenzionisanja samo spregnutih nosača. Kod ovih nosača, za male raspone pokazalo se da je smicanje glavni kriterijum koji dovodi do loma, dok za srednje i duge raspone do sloma dolazi usled savjanja. Primena vanjskog prednaprežanja značajno povećava učinkovitost (koeficijent koji predstavlja odnos vanjskog momenta od prednaprežanja – sila u kابلu puta krak, i ukupnog momenta u tom nosaču, ali bez prednaprežanja). Osim toga razmak spojnih sredstava može se smanjiti čak 2.50 puta. Optimalan odnos između visine i raspona (h/l) spregnutog nosača drvo-beton kreće se u granicama između 1/16.70 i 1/17.60, što u poređenju sa spregnutim nosačima čelik-beton kod kojih je taj odnos od 1/20 do 1/30, ih čine znatno manje kompetitivnim. Primenom vanjskog prednaprežanja, ovaj odnos se smanjuje za duplo, naročito kod nosača srednjeg i dugog raspona (60.0m - 90.0m). Razlog ovome ponajviše leži

učinjenici da betonska ploča i elementi za prednaprezanje prenose najveći deo momenta savijanja.

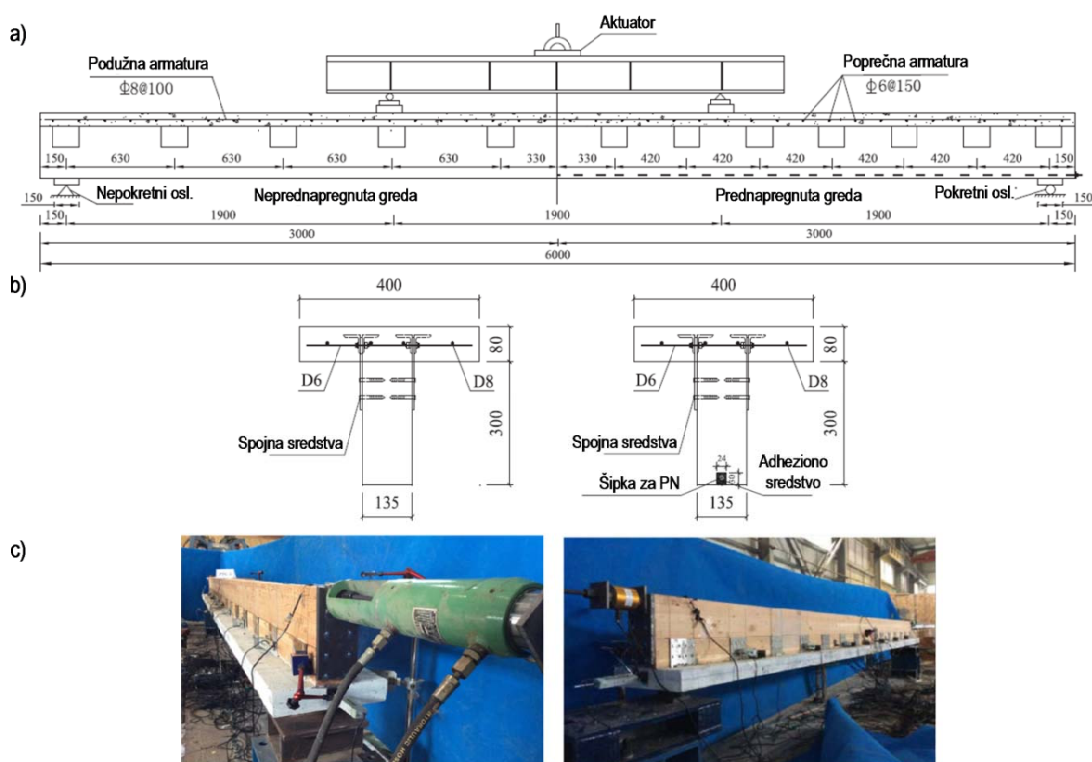


Slika 2.3.3.3 Izgledi i poprečni presezi greda, a) spregnuta, b) spregnuta i prednapregnuta, (Lyu, i drugi, 2019)

Udeo u ukupnom ugibu nosača usled transferzalne, sile kada je odnos l/h manji od 20, je i do 30%, dok je to povećanje za odnos veći od 30 svega 5%. Primenom prednaprezanja ovi nosači postaju “vitkiji“ pa se udeo deformacije usled smičućih sila može zanemariti. U cilju smanjenja količine materijala i vertikalne deformacije, povoljnije je odabrati veću vrednost ekscentriciteta. Sa duge strane, povećanjem ekscentriciteta, povećava se dužina i sila pritiska u razupiračima. Da bi se, u prihvatljivim dimenzijama, obezbedila stabilnost ovih elemenata, vrednost odnosa z/l treba la bi biti u opsegu od 0.025 do 0.20. Preporučena vrednost je 0.10, uz strukturalnu vitkost konstrukcije manju od 40. Optimalan položaj devijatora dat kroz odnos bočnih strana i srednjeg raspona ($l_p/(l-2l_p)$) je 0.50. Za bolju evaluaciju karakteristika nosača uveden je novi koeficijent koji predstavlja odnos učinkovitosti po žici za prednaprezanje (*efficiency per strand* – β/n_p). Ovaj koeficijent je znatno osetljiviji na promene parametara za dimenzionisanje, a istovremeno uključuje i količinu upotrebljenog materijala za postizanje traženih projektantskih performansi.

Efekti prednaprezanja na poluprefabrikovane spregnute nosače drvo-beton analizirani su upoređivanjem rezultata dobijenih ispitivanjem greda statičkog raspona 5.70m i ukupne dužine 6.0m (Shi, i drugi, 2020). Ukupno je ispitano 5 greda, od kojih su dve bile samo spregute (Slika 2.3.3.4a). Ove dve grede su poslužile i kao uporedne. Kao spojna sredstva su upotrebljene obostrane ploče koje su zajedno sa čeličnim ugaonicima ugrađene u betonski deo

preseka. Povezivanje betona sa drvetom preko bočnih strana je izvršeno uz pomoć čeličnih zavrtnejava prečnika 6.0mm i dužine 70.0mm. Na jednoj samo spregnutoj i dve prednapregnute grede, nije bilo direktnog kontakta između čelične ploče i drvene grede, već je između ta dva elementa postavljen adhezioni gumeni međusloj debljine 1.0mm (na jednoj prednapregnutoj gredi) i 3.0mm (na jednoj samo spregnutoj i jednoj prednapregnutoj gredi). Kod greda sa gumenom adhezionom podloškom ugrađeno je 4 pomenuta zavrtnja, dok kod greda kod kojih nije bilo gumene podloške ugrađeno ih je 8. Spojna sredstva su, kod samo spregnutih greda bila na osovinskom rastojanju od 630.0mm, dok je kod prednapregnutih greda to rastojanje bilo 420.0mm. Betonski deo poprečnog preseka bio je debljine 80.0mm i širine 400.0mm, dok je drveni nosač širok 135.0mm i visok 300.0mm. Šipka za prednaprezanje je ugrađena u prethodno izrezani žleb širine 25.0mm i visine 30.0mm. Prije postavljanja šipke, u žleb je nasuto adhezioni sredstvo, pa se može reći da je u ovom slučaju izvršeno prednaprezanje sa spojem (Slika 2.3.3.4b). Sila prednaprezanja je na sva tri nosača iznosila 100.0kN i aplicirana je sa jedne strane nosača uz pomoć prese (Slika 2.3.3.4c). Sila je kontrolisana dvojako: merenjem dilatacija preko mernih traka na samoj šipki i uz pomoć uređaja (*Force transducer*) koji je bio na drugoj strani u odnosu na presu.



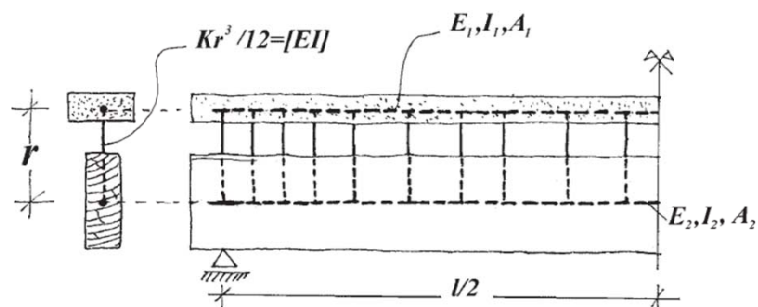
Slika 2.3.3.4 Postavka za eksperiment a) neprednapregnuta i prednapregnuta greda, b) poprečni preseki ispitanih greda, c) nanaošnje i merenje sile prednaprezanja, (Shi, i drugi, 2020), mere su u [mm]

Ispitivanje je sprovedeno preko 2 koncentrisane sile u trećinama raspona, tokom kojeg su registrovane vrednosti ugiba na sredini raspona, mestu nanošenja sila i iznad oslonaca, relativno pomeranje između betonske ploče i drvene grede, dilatacije u podužnom pravcu betonske ploče i u poprečnom preseku na sredini raspona. Sve testirane grede doživele su lom po drvenom nosaču usled savijanja u srednjem delu nosača. Rezultati su pokazali da primena adhezione podloške poboljšava duktilnost i nosivost u pogledu savijanja, ali upotreba ovih elemenata veće debljine mogu umanjiti modul klizanja veze. Iz tog razloga preporuka je

da taj sloj ne bude deblji od 1.0mm . Analitički izrazi za proveru nosivosti samo spregnutih greda u potpunosti su primenljivi za ovakav tip nosača, kod koga je kablo za prednaprezanje u sklopu drvenog dela nosača. Primena ovakvog načina prednaprezanja povećava efektivnu krutost na savijanje za 10% , dok graničnu nosivost po kriterijunu savijanja za čak 110% . Rezultati dobijeni analitičkim izrazima pokazali su zadovoljavajući nivo poklapanja sa onim dobijenim eksperimentalnim postupkom, pa se isti mogu koristiti i u svakodnevnoj inženjerskoj praksi.

2.3.4. Primena metode konačnih elemenata u istraživanju

Razvoj naprednih programa baziranih na metodi konačnih elemenata rezultirao je velikim napretkom u mnogim naučnim oblastima, gde je neku fizičku pojavu moguće prikazati u obliku diskretnog modela. Prednosti ove metode su velike, a ogledaju, se pre svega, u tome što za njenu realizaciju nisu potrebni skupi eksperimenti, osim za verifikaciju dobijenih rezultata, za šta se mogu koristiti rezultati i ranije obavljenih istraživanja. Za svaki numerički model potrebno je definisati parametre od kojih će zavisiti njegovo ponašanje pod opterećenjem: geometriju (položaj nosivih elemenata u prostoru i njihove poprečne preseke), fizičko-mehaničke karakteristike materijala od kojih je model sačinjen (zapreminska težina, modul elastičnosti, koeficijent termičke ekspanzije, Poisson-ov koeficijent), granične uslove (oslanjanje i međusobne veze elemenata) i opterećenje (površinsko, linijsko, koncentrisano, od prednaprezanja, temperature, nejednakog sleganja oslonaca). Primenom MKE, u cilju dobijanja što tačnijih rezultata, moguće je uzeti u obzir razne parametre. Tu se pre svega misli na radnih dijagram konstitutivnih elemenata (drvo, beton i spojno sredstvo). Specifičnost spregnutih nosača drvo-beton ogleda se, pre svega, u elementima za vezu. U novije vreme u nekim komercijalnim softverima mogu se naći konačni elementi uz pomoć kojih je, do dovoljnog nivoa tačnosti, moguće modelirati popustljivu vezu između elemenata spregnutog nosača. U jednodimenzionalnoj analizi, kad se i betonski i drveni deo nosača modeliraju uz pomoć grednih (*FRAME*) elemenata, dobre rezultate moguće je postići pretstavljajući spregnutu gredu kao Virandelov nosač (Ceccotti, 2002), (Slika 2.3.4.1).

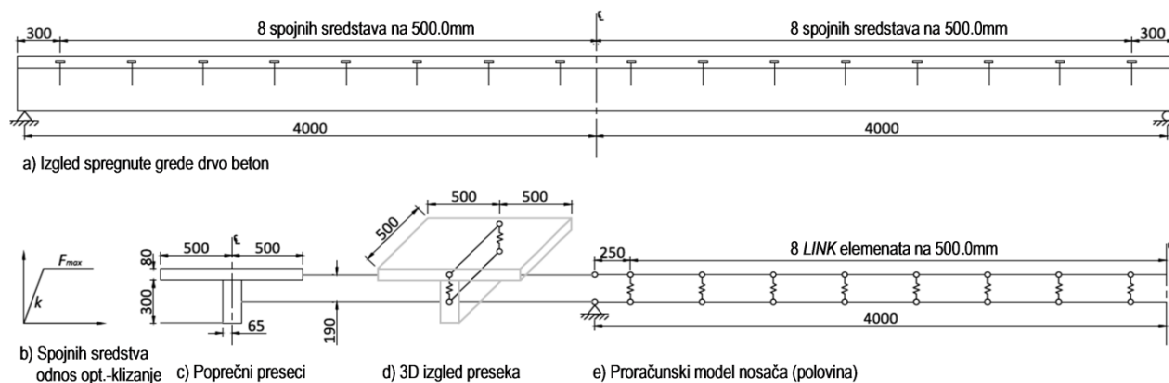


Slika 2.3.4.1 Virandelov model za spregnuti nosač, (Ceccotti, 2002)

Spojno sredstvo u modelu povezuje ose drvenog i betonskog elementa. Za poznat modul klizanja (K), upotrebljeni materijal (E) i osovinski razmak elemenata (r) moguće je sračunati potreban prečnik elementa za vezu:

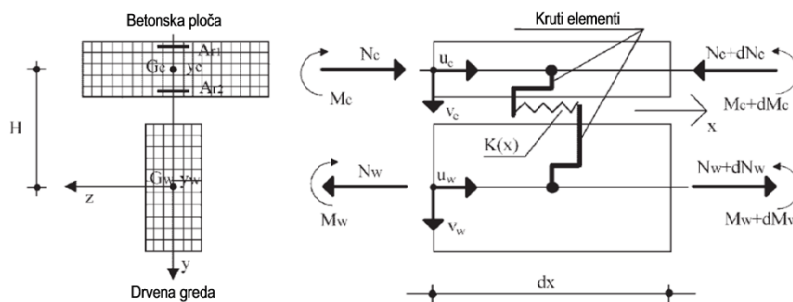
$$K = \frac{12EI}{r^3} \Rightarrow I = \frac{Kr^3}{12E}, \text{ za kružni poprečni presek } \Rightarrow I = \frac{d^4\pi}{4} \Rightarrow d = \sqrt[4]{\frac{Kr^3}{3E\pi}}.$$

Za ovako modelirano spojno sredstvo, veza između tog elementa i betona i drveta je kruta. Osim *FRAME* elementima, veza može biti simulirana i uz pomoć *LINK* elemenata. Ovaj element je razvijen za potrebe spajanja dve tačke i kao takav ima šest komponenti, tri translacione i tri rotacione. Zadavanjem numeričkih vrednosti za bilo koju od komponenti, definišemo njenu krutost. Slično kao i u prethodnom slučaju, link element povezuje osovine elemenata (Slika 2.3.4.2). U konkretnom primeru, veza je modelirana kao elastoplastična (Zhang, 2013).



Slika 2.3.4.2 Proračunski model spregnutog nosača drvo-beton uz pomoć *LINK* elemenata, (Zhang, 2013), mere su u [mm]

Razvijeni su i napredni materijalni modeli kako bi se procenili i dugotrajni efekti na ponašanje ovih nosača. Jednodimenzionalni nelinearni numerički model razvijen je od strane (Fragiacomo, 2005). U tom modelu betonska komponenta nosača je pretstavljena kao viskoelastičan materijal koji ima mogućnost skupljanja, tečenja i termičkog širenja. Drvo je, također pretstavljeno kao visko-elastični materijal, gde je korišten Toratijev reološki model kako bi se obuhvatile promene u materijalu usled temperaturnih promena i varijacija relativne vlažnosti (skupljanje, tečenje, bubrenje, puzanje i promena modula elastičnosti). Za povezivanje su korišteni kruti link element u pravcu ose nosača čija je krutost odgovarala modulu klizanja upotrebljenog spojnog sredstva (Slika 2.3.4.3).

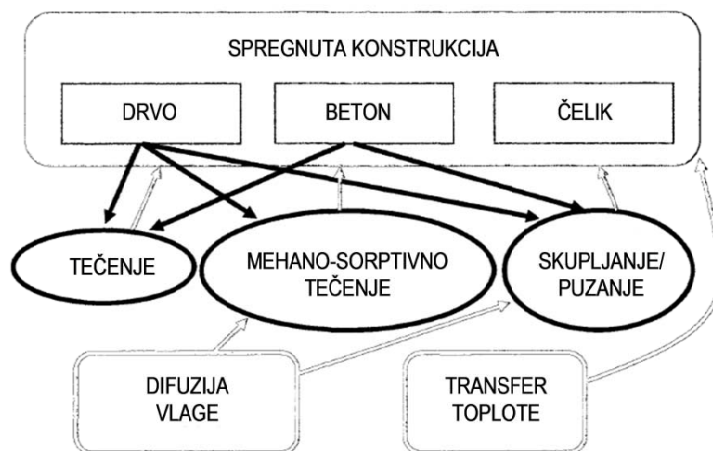


Slika 2.3.4.3 MKE model, (Fragiacomo, 2005)

Jednodimenzionalni modeli su povoljni i sa aspekta upotrebe resursa računara a i zbog skraćenog vremena potrebnog za proračun, uprkos kompleksnim formulama koje definišu reološke parametre materijala.

Napredni programi, kao što su *ANSYS*, *ABAQUS* i *ADINA* u svojim bibliotekama sadrže široku paletu različitih tipova konačnih elemenata uz pomoć kojih cele konstrukcije, ili pak određeni delovi se mogu modelirati sa realnom geometrijom i graničnim uslovima. Sprezanje drveta i betona uz pomoć veze sa žlebom i njeno ponašanje u realnim atmosferskim uslovima

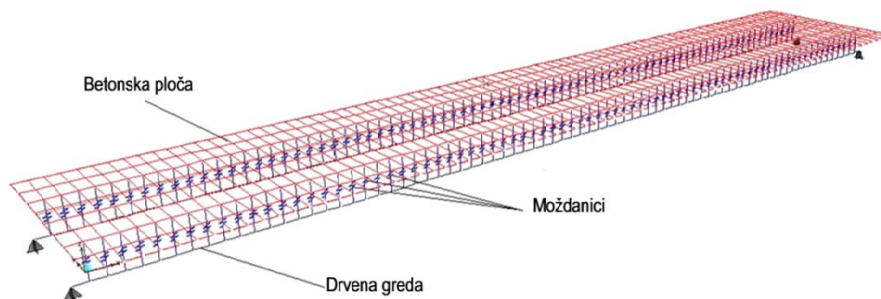
(varijacija temperature i relativne vlažnosti tokom vremena) pod dugotrajnim opterećenjem bila je tema istraživanja (To, 2009). Rigorozan numerički model je u sebi inkorporirao sve fizičke fenomene koje imaju uticaj na dugotrajno ponašanje spregnutih nosača drvo-beton (Slika 2.3.4.4).



Slika 2.3.4.4 Parametri koji utiču na dugotrajno ponašanje spregnutih nosača drvo-beton, (To, 2009)

Numeričko modeliranje problema uz pomoć 3D konačnih elemenata sprovedeno je u programskom paketu *ABAQUS* i praćeno je eksperimentom. Sam eksperiment je trajao 4 do 5 meseci i dobijeni rezultati su iskorišteni za verifikaciju numeričkih. Verifikovani rezultati su poslužili da se uz pomoć numeričkog modela izvrši predikcija ponašanja sistema tokom celog upotrebnog perioda. Posebnu pogodnost koju pružaju ovakvi softveri je postojanje kontaktnih elemenata, pa je interakcije između drveta i betona modelirana njihovom upotrebom. Rezultati su upoređeni sa Fragiacomom-vim *ID* modelom.

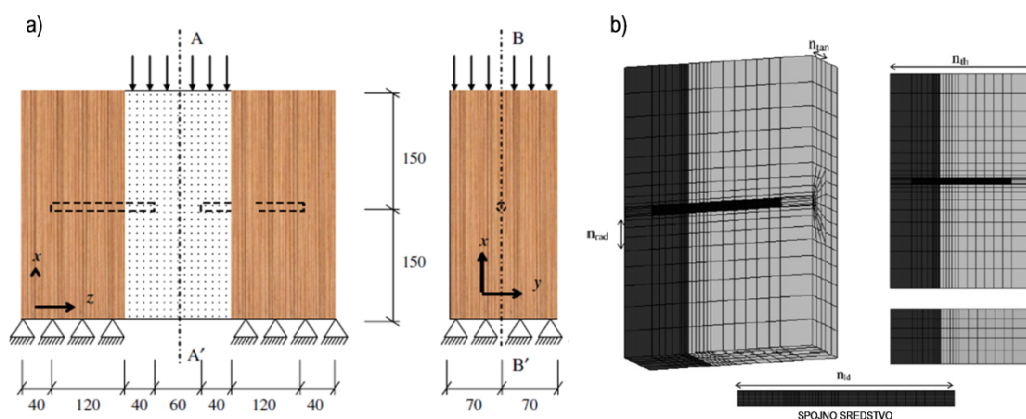
Osim jednodimenzionalnih modela, za analizu ovih nosača mogu se koristiti i prostorni, 3D modeli. Kod ovakvih modela, u najvećem broju slučajeva, drvena greda je modelirana kao *FRAME* element, dok se za betonski deo nosača koristi *SHELL* element. Ovaj konačni element je najčešće četvorougao i karakteristika mu je da prima opterećenje upravno na svoju ravan i na taj način u čvorovima generiše transferzalne sile i momente savijanja. U radu (Crocetti, i drugi, 2015) nosač koji se sastoji od dve drvene grede i betonske ploče modeliran je na prethodno pomenut način.



Slika 2.3.4.5 3D MKE model napravljen uz pomoć *LINK*, *FRAME* i *SHELL* elemenata, (Crocetti, i drugi, 2015)

Usvojeni materijalni modeli za sve elemente su u linearnoj oblasti. Rezultati proračuna su upoređeni sa eksperimentalnim i analitičkim ("γ" postupak) i dali su zadovoljavajući nivo poklapanja.

U radu (Dias, i drugi, 2007) je ispitana mogućnost da se numeričkim 3D modelom simulira mehaničko ponašanje veza u testu smicanja. Najvažniji deo u evaluaciji jednog takvog modela jeste adekvatna identifikacija materijalnog modela. U radu su, prilikom formiranja modela, uzeti u obzir svi relevantni parametri odgovorni materijalnu (bilinearni i trilinearni radni dijagrami i mogućnost loma betonskog dela nosača drobljenjem) i geometrijsku (interakcija između elemenata koristeći kontaktne elemente trenjem i deo uzrokovan velikim deformacijama testiranih uzoraka) nelinearnost. Korišten je programski paket *ABAQUS*. Spojno sredstvo je predstavljeno uz pomoć trilinearnog radnog dijagrama. Jedna grana predstavlja deo dijagrama u elastičnoj oblasti, druga nakon tečenja i treća po dostizanju zatezne čvrstoće (*von Mises-ov* kriteijum). Materijalni model za drvo je ortogonalno anizotropan, i u dva pravca (paralelno i upravno na vlakna) predstavljen sa bilinearnim radnim dijagramom (*Hill-ov* kriterijum). Beton je modeliran kao izotropan elasto-plastičan materijal. Kruto ponašanje je inkorporirano mogućnošću drobljenja materijala. Ovo je postignuto primenom posebnog konačnog elementa koji redukuje vrednost napona na nula u trenutku kada se u tom elementu dostigne nivo dilatacije od 3.50%. Kontaktne elemente su uključivali i trenje. Za modeliranje je uzet simetričan *push-out* test, koji ima dve ose simetrije, pa je to iskorištena mogućnost modeliranja samo jedne četvrtine uzorka (Slika 2.3.4.6).



Slika 2.3.4.6 Modeli korišteni u istraživanju, a) dimenzije stvarnog modela sa globalnim osama, b) MKE model, (Dias, i drugi, 2007), mere su u [mm]

Naponsko stanje paralelno i upravno na vlakna je provereno u karakterističnim preseccima u blizini spojnog sredstva. Predloženi MKE model pokazao je kapacitet da opiše naponsko-deformacijsko stanje u vezi kada se kao spojna sredstva koriste štapasti elementi. Ti rezultati su potvrđeni i eksperimentalnim istraživanjima koja su pratila ovu numeričku analizu. Globalno ponašanje uzoraka kada je pitanju odnos sila-klizanje, u kvalitativnom pogledu, može se oceniti kao dobro. Ipak primetno je da su početna krutost i maksimalno opterećenje kod numeričkog modela veći, nego kod realnog modela. To se može pripisati činjenici da je materijalni model za drvo, paralelno vlaknima, usvojen kao bilinearan, gde je prvi deo dijagrama, do nivoa tečenja, usvojen kao linearno elastičan, što u stvarnosti nije tako.

3. TEORIJA SPREZANJA

3.1. Vrste sprezanja i inženjerskoj praksi

Spajanjem dva nosača od dva različita ili ista materijala koji su dominantno napregnuti na savijanje nastaju spregnuti gredni nosači. U zavisnosti od primenjenog sistema sprezanja u praksi se mogu javiti tri karakteristična slučaja. Prva dva su granična slučaja i donose se na nosače kod kojih postignuto potpuno sprezanje, odnosno na nosača kod kojih između elemenata nema nikakvog sprezanja. Treći slučaj se nalazi između ova dva.

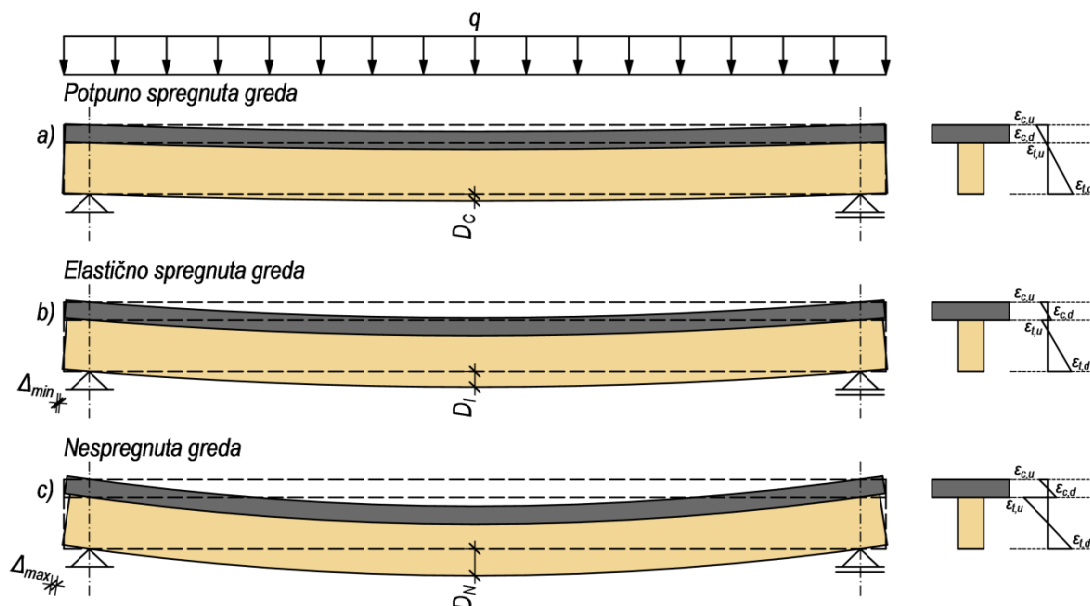
3.1.1. Ocena stepena postignutog sprezanja u nosačima

Ponašanje svih spregnutih nosača direktno zavisi od vrste upotrebljenog spojnog sredstva. Jedan od načina pomoću kojeg se može odrediti stepen postignutog sprezanja dat je kroz međusobni odnos ugiba nosača (Gutkowski, i drugi, 2008). Da bi se odredio ovaj parametar, neophodno je ispitivanje nosača kako bi se odredila stvarna vrednost ugiba. Stepem ostvarenog sprezanja dat je kroz odnos:

$$E = \frac{D_N - D_I}{D_N - D_C} \cdot 100$$

U prethodnom izrazu pojedini članovi predstavljaju:

- D_N - teorijski ugib nespregnutih greda (*non-composite deflection*),
- D_I - izmereni ugib parcijalno spregnutih greda (*incomplete composite deflection*),
- D_C - teorijski ugib potpuno spregnutih greda (*fully composite deflection*).

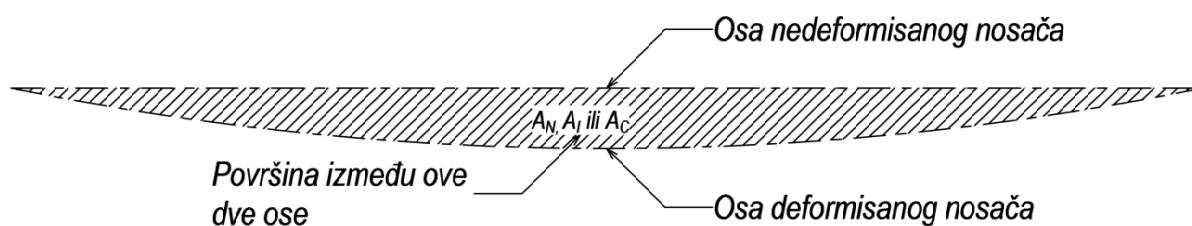


Slika 3.1.1.1 Deformacije u nosaču zavisno od stepena sprezanja

Potpuno spregnuta greda (Slika 3.1.1.1a) ima najmanju vrednost ugiba. Kod ovih greda, teorijski, nema relativnog pomjeranja u kontaktnoj ravni, već su spojna sredstva dovoljno kruta da u potpunosti prihvate smičuće napone. Dijagram dilatacija ima jednu neutralnu osu i

u ravni spoja vrednost im je ista. Za realizaciju ovakvog nosača, neophodna je primena krutog spoja (neki vrste kontinualne veze ili lijevka). Koeficijent ostvarenog sprezanja za ovaj tip nosača $E \rightarrow 100\%$. Sa druge strane, kod nespregnutih greda (Slika 3.1.1.1c) ugib u sredini nosača ima najveću vrednost. Kod ovog nosača, dijagram dilatacija ima dvije neutralne ose, i za slučaj savijanja bez uzdužne sile, te neutralne ose se nalaze u težištu pojedinih nosača. Krutost konektora na kontaktu betonskog i drvenog nosača ima zanemarljivo male vrednosti, pa je relativno pomeranje između pojedinih elemenata nosača maksimalno. Za ovaj tip nosača, koeficijent $E \rightarrow 0\%$. Spregnuti nosači drvo-beton pokrivaju oblast između prethodna dva granična slučaja (Slika 3.1.1.1b). Dijagram dilatacija, za najčešće primenjivana spojna sredstva, ima dve neutralne ose koje su, zavisno od njihove krutosti, na znatno manjem rastojanju, nego što je slučaj kod nespregnutog nosača. Relativno pomjeranje između elemenata postoji, ali je manje nego kod nespregnutog nosača.

Na ovaj način je procijenjen stepen postignutog sprezanja na osnovu vrednosti ugiba u jednoj tački (*Point efficiency*). Zbog različitog nivoa naprezanja spojnih sredstava duž ose spregnutog nosača, ovaj parametar duž iste ose nije konsantan. Iz tog razloga je uveden jedan novi koeficijent koji određuje stepen postignutog sprezanja. Ovaj parametar uzima u obzir deformaciju celog nosača (elastičnu liniju) i na osnovu nje proračunava učinkovitost spojnog sredstva - *Line efficiency* (Gutkowski, i drugi, 2010). Kod ovog postupka, sračunava se površina između ose deformisanog i nedeformisanog nosača (Slika 3.1.1.2).



Slika 3.1.1.2 Površine potrebne za proračun stepena postignutog sprezanja

$$E_L = \frac{A_N - A_I}{A_N - A_C} \cdot 100$$

U prethodnom izrazu pojedini članovi predstavljaju:

- A_N - površina između elastične linije i linije nedeformisanog nespregnutog nosača (teorijska vrednost),
- A_I - površina između elastične linije i linije nedeformisanog parcijalno spregnutog nosača (izmerena vrednost),
- A_C - površina između elastične linije i linije nedeformisanog potpuno spregnutog nosača (teorijska vrednost).

Ponekad je korisno da se izvrši procena učinkovitosti spojnih sredstava na taj način što će se sračunati efektivna krutost spregnutog nosača i uporediti sa graničnim krutostima za potpuno spregnut i nespregnut nosač (Piazza, i drugi, 2000):

$$\gamma = \frac{EI_{real} - EI_0}{EI_{\infty} - EI_0}, \text{ gde oznake u jednačini predstavljaju:}$$

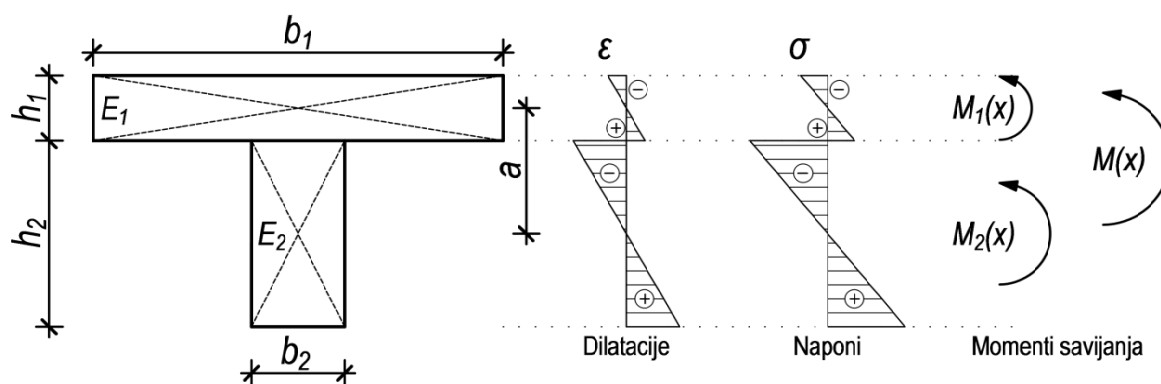
- EI_{real} - krutost na savijanje elastično spregnutog nosača,

- EI_0 - krutost na savijanje nespregnutog nosača,
- EI_∞ - krutost na savijanje potpuno spregnutog nosača.

Kao i u prethodnim slučajevima, koeficijent γ može imati vrednost od 0 do 1, gde vrednost 0 označava da se radi o nosaču bez sprezanja, a vrednost 1 da je nosač potpuno spregnut.

3.1.2. Proračun nespregnutih nosača

Potpuno nespregnuti nosači se skoro nikada ne upotrebljavaju u inženjerskoj praksi, pa je postupak prikazan ovde samo za potrebe teorijskog razmatranja. Elementi nespregnutog nosača opterećenog na savijanje imaće dve neutralne ose i kod dilatacija i kod napona. Preraspodela momenta savijanja od vanjskog opterećenja provodi se proporcionalno krutosi elemenata nosača (Slika 3.1.2.1).



Slika 3.1.2.1 Preraspodela dilatacija, napona i momenta savijanja u nespregnutom nosaču

Krutost na savijanje jednog ovakvog nosača može se sračunati na sledeći način:

$$(EI)_0 = \sum_{i=2} E_i I_i = \frac{1}{12} (E_1 b_1 h_1^3 + E_2 b_2 h_2^3) \quad (3.1.2.1)$$

Ukupan vanjski moment treba da bude jednak zbiru pripadajućih momenata u svakom elementu:

$$M(x) = M_1(x) + M_2(x), \quad (3.1.2.2)$$

Pa će vrednosti pripadajućih momenata biti:

$$M_1(x) = \frac{E_1 I_1}{(EI)_0} M(x), \text{ odnosno} \quad (3.1.2.3)$$

$$M_2(x) = \frac{E_2 I_2}{(EI)_0} M(x). \quad (3.1.2.4)$$

Vrednost napona u krajnjim vlaknima elemenata biće:

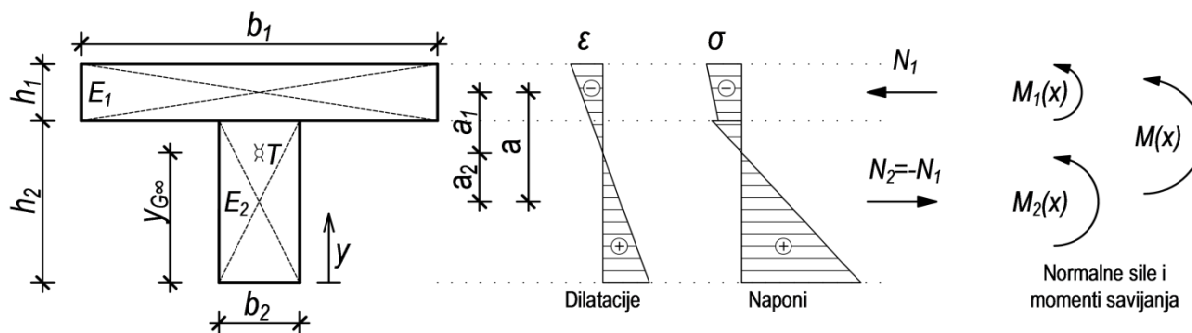
$$\sigma_{1,max/min} = \pm \frac{M_1}{W_1} = \pm \frac{E_1}{(EI)_0} \cdot \frac{h_1}{2} \cdot M(x) \text{ za element 1,} \quad (3.1.2.5a)$$

odnosno:

$$\sigma_{2,max/min} = \pm \frac{M_2}{W_2} = \pm \frac{E_2}{(EI)_0} \cdot \frac{h_2}{2} \cdot M(x) \text{ za elementat 2.} \quad (3.1.2.5b)$$

3.1.3. Proračun potpuno spregnutih nosača

Kada između elemenata poprečnog preseka nema relativnog klizanja, kaže se da je u tom slučaju nosač u potpunosti spregnut. Dilatacije nemaju diskontinuitet, vanjski moment u poprečnom preseku, osim pripadajućih momenata po pojedinačnim elementima, indukuje i par normalnih sila (Slika 3.1.3.1).



Slika 3.1.3.1 Preraspodela dilatacija, napona i presečnih sila u potpuno spregnutom nosaču

Položaj težišta preseka, u odnosu na donju ivicu preseka, je:

$$y_{G\infty} = \frac{E_1 A_1 \left(h_2 + \frac{h_1}{2} \right) + E_2 A_2 \frac{h_2}{2}}{\sum_{i=2} E_i A_i}, \quad (3.1.3.1)$$

što imajući u vidu da je $a = \frac{h_1 + h_2}{2}$ daje:

$$y_{G\infty} = \frac{h_2}{2} + \frac{E_1 A_1}{\sum_{i=2} E_i A_i} \cdot a, \quad (3.1.3.2)$$

gde je a - rastojanje od težišta pojedinih elemenata.

Rastojanje od težišta spregnutog poprečnog preseka do težišta pojedinih elemenata sada je:

$$a_1 = h_2 + \frac{h_1}{2} - y_{G\infty}, \text{ pa zamenom se dobije: } a_1 = \frac{E_2 A_2}{\sum_{i=2} E_i A_i} \cdot a, \text{ odnosno: } a_1 = \frac{(EA)_0}{E_1 A_1} \cdot a.$$

$$a_2 = y_{G\infty} - \frac{h_2}{2}, \text{ zamenom: } a_2 = \frac{E_1 A_1}{\sum_{i=2} E_i A_i} \cdot a, \text{ odnosno: } a_2 = \frac{(EA)_0}{E_2 A_2} \cdot a, \text{ gde je:}$$

$$(EA)_0 = \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{\sum_{i=2} E_i A_i} = \frac{1}{\frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2}}. \quad (3.1.3.3)$$

Sa tako sračunatim geometrijskim podatcima, krutost potpuno spregnutog nosača na savijanje može se sračunati uz pomoć Štajnerove teoreme:

$$(EI)_{\infty} = \sum_{i=2} E_i I_i + \sum_{i=2} E_i A_i a_i^2 = (EI)_0 + (EA)_0 \cdot a^2 \quad (3.1.3.4)$$

Sada je moguće sračunati vrednost normalnog napona u karakterističnim tačkama:

$$\sigma_i = \frac{M(x)}{(EI)_{\infty}} \cdot E_i \cdot z_i \quad (3.1.3.5)$$

Maksimalne vrednosti napona u krajnjim vlaknima nosača računaju se:

$$\sigma_{max,i} = \frac{M(x)}{(EI)_{\infty}} \cdot E_i \cdot \left(a_i + \frac{h_i}{2} \right) \quad (3.1.3.6)$$

Naponi u tački kontakta se razlikuju samo u modulu elastičnosti:

$$\sigma_{max,i} = \frac{M(x)}{(EI)_{\infty}} \cdot E_{1/2} \cdot (h_2 - y_{G\infty}) \quad (3.1.3.7)$$

Alternativno, naponi u karakterističnim presecima mogu se sračunati i preko izraza za ekscentrični pritisak/zatezanje. Uslov ravnoteža poprečnih sila potpuno spregnutog nosača bio bi (Slika 3.1.3.1):

$$M(x) = M_1(x) + M_2(x) + N(x) \cdot a \quad (3.1.3.8)$$

Imajući u vidu jednakost deformacija elemenata poprečnog preseka:

$w_1'' = w_2'' = w$, može se napisati:

$$M_1(x) = \frac{E_1 I_1}{(EI)_{\infty}} \cdot M(x) \quad (3.1.3.9)$$

odnosno:

$$M_2(x) = \frac{E_2 I_2}{(EI)_{\infty}} \cdot M(x) \quad (3.1.3.10)$$

Kombinujući prethodne tri jednačine, može se napisati:

$$N(x) = N_{\infty}(x) = \frac{(EA)_0 \cdot a}{(EI)_{\infty}} \cdot M(x) \quad (3.1.3.11)$$

Sa tako sračunatim presečnim silama, normalni naponi u karakterističnim tačkama biće:

$$\sigma_i = \frac{N}{A_i} + \frac{M_i}{W_i} = \frac{M(x)}{(EI)_{\infty}} \cdot \left(E_i \cdot \frac{h_i}{2} + E_i A_i \right) \quad (3.1.3.12)$$

Smičuće napone na kontaktu moguće je sračunati iz poznate formule Žuravskog:

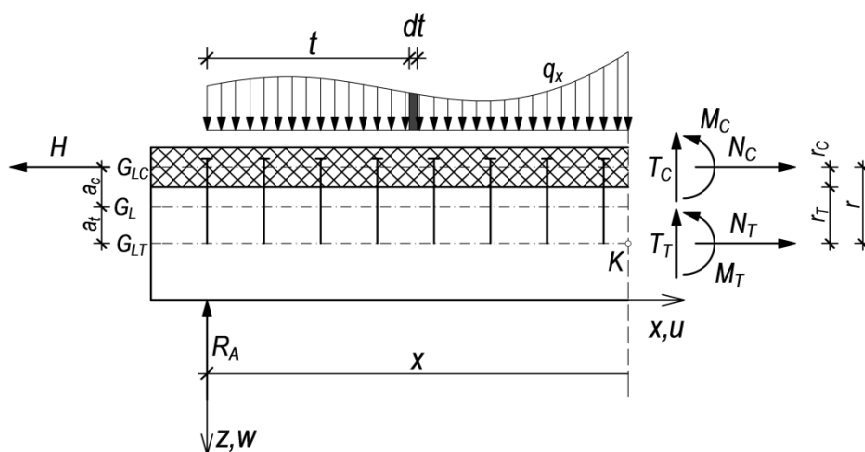
$$\tau_1 = \frac{V(x)}{(EI)_{\infty}} \cdot S_1 = \frac{V(x)}{(EI)_{\infty}} \cdot E_1 A_1 \cdot a_1 \quad (3.1.3.14)$$

3.1.4. Elastično spregnuti nosači

Kada se nosači nalaze između prethodna dva slučaja, mora se uzeti u obzir popostljivost veze. Zbog relativnog pomeranja između greda (ili ploče i grede) realno ponašanje spregnutih greda može biti pretstavljeno sa dve paralelne grede koje su povezane mehaničkim spojnim sredstvima. Analitičko rešenje je razvijeno uz pomoć diferencijalne jednačine. Za formiranje ove diferencijalne jednačine, uvedene su sledeće pretpostavke:

- linearno-elastično ponašanje materijala (greda i spojnih sredstava),
- pretpostavka i malim pomeranjima i deformacijama (teorija I reda),
- identične krive koje opisuju deformacije za oba elementa spregnutog nosača,
- poprečni preseki i posle deformacije ostaju ravni,
- veza je ravnomerno raspoređena duž nosača,
- poprečni preseki su konstantnog poprečnog preseka i krutosti.

Spregnuti nosači sistema proste grede su spoljašnje statički određeni. Za takav jedan nosač, uslovi ravnoteže su dati sledećim izrazima:



Slika 3.1.4.1 Spoljašnje opterećenje i presečne sile na jednom spregnutom nosaču drvo-beton

Uslovi ravnoteže na delu nosača (Slika 3.1.4.1):

$$\sum X = 0 \Rightarrow N_C + N_T - H = 0 \quad (3.1.4.1)$$

$$\sum Z = 0 \Rightarrow T_C + T_T + R_A - \int_0^x q_{(t)} dt = 0 \quad (3.1.4.2)$$

Iz jednačine (3.1.4.2):

$$T_C + T_T = T_x, \quad (3.1.4.3)$$

$$\sum M_{y,K} = 0 \Rightarrow M_C + M_T - N_C \cdot r + H \cdot r - R_A \cdot x + \int_0^x (x-t) q_{(t)} dt = 0 \quad (3.1.4.4)$$

$$M_C + M_T - N_C \cdot r = M_x - H \cdot r \quad (3.1.4.5)$$

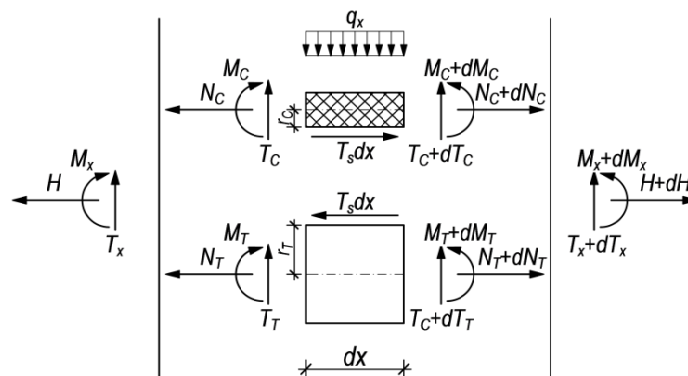
Iz jednačina (3.1.4.2) i (3.1.4.3) i iz jednačina (3.1.4.4) i (3.1.4.5):

$$T_x = \int_0^x q_{(t)} dt - R_A \quad (3.1.4.6)$$

$$M_x = R_A \cdot x - \int_0^x (x-t) q_{(t)} dt \quad (3.1.4.7)$$

Jednačine (3.1.4.6) i (3.1.4.7) predstavljaju preomenu transferzalne sile i momenta savijanja duž ose nosača respektivno.

Uslovi ravnoteže na diferencijalno malom delu nosača (Slika 3.1.4.2):



Slika 3.1.4.2 Presečne sile na diferencijalno malom delu spregnutog nosača

$$\sum X_{bet.} = 0 \Rightarrow N_c + dN_c + T_s dx - N_c = 0 \Rightarrow T_s = -\frac{dN_c}{dx} \quad (3.1.4.8)$$

$$\text{Pošto je uzdužna sila } H \text{ konstantna} \Rightarrow \frac{dH}{dx} = 0 \quad (3.1.4.9)$$

Uslov ravnoteže za moment savijanja od spoljašnjih sila:

$$\sum M_{y,tež} = 0 \Rightarrow M_x - M_x - dM_x + \frac{q_x d_x^2}{2} + (T_x + dT_x) d_x = 0$$

Posle sređivanja prethodnog izraza, uz zanemarivanje malih vrednosti višeg stepena, dobije se poznati obrazac:

$$T_x = \frac{dM_x}{dx} \quad (3.1.4.10)$$

Uslov ravnoteže za moment savijanja u težištu betonskog dela preseka:

$$\sum M_{y,tež}^{bet.} = 0 \Rightarrow M_c + \frac{q_x d_x^2}{2} + (T_c + dT_c) d_x - M_c - dM_c - T_s dx \cdot r_c = 0$$

Nakon sređivanja uz zanemarivanje malih vrednosti višeg stepena:

$$T_c = T_s \cdot r_c + \frac{dM_c}{dx} \quad (3.1.4.11)$$

Analogno prethodnom izrazu, uz uslov ravnoteže za momenat savijanja u težištu drvenog dela preseka, dobija se:

$$T_T = T_s \cdot r_T + \frac{dM_T}{dx} \quad (3.1.4.12)$$

Na osnovu treće i četvrte pretpostavke, može se napisati:

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = w'' = -\frac{M_C}{E_C I_C} = -\frac{M_T}{E_T I_T} \quad (3.1.4.13)$$

Na osnovu jednačine (3.1.4.13), može se napisati:

$$\frac{M_C}{E_C I_C} = \frac{M_T}{E_T I_T} \Rightarrow M_C = M_T \cdot \frac{E_C I_C}{E_T I_T} \text{ i isto tako } M_T = M_C \cdot \frac{E_T I_T}{E_C I_C}.$$

Kada se prethodni izraz uvrsti u jednačinu (3.1.4.5), i vrednost momenta u drvenom delu preseka izrazi preko momenta u betonskom delu preseka dobije se:

$$M_C \cdot \frac{E_C I_C}{E_T I_T} + M_C = M_x - (H - N_C) \cdot r, \text{ pa se sređivanjem ovog izraza po } M_C, \text{ dobije:}$$

$$M_C = \frac{E_C I_C}{(EI)_0} [M_x - (H - N_C) \cdot r] \quad (3.1.4.14)$$

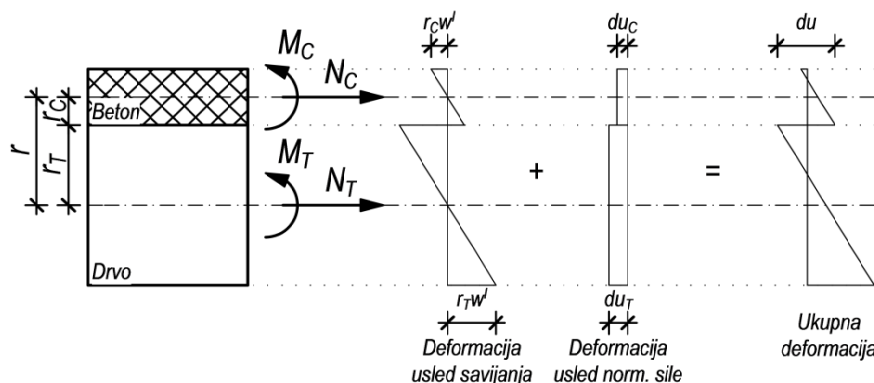
Na potpuno isti način se može izraziti i momenat u drvenom delu preseka:

$$M_T = \frac{E_T I_T}{(EI)_0} [M_x - (H - N_C) \cdot r] \quad (3.1.4.15)$$

U prethodnom izrazu $(EI)_0$ predstavlja krutost na savijanje nespregnutog preseka:

$$(EI)_0 = E_C I_C + E_T I_T \quad (3.1.4.16)$$

Zbog unutrašnje neodređenosti spregnuti nosača sa popustljivim vezama, potrebno je uvesti i dodatne uslove koji se odnose na kompatibilnost deformacija (Slika 3.1.4.3):



Slika 3.1.4.3 Deformacije preseka usled dejstva momenta savijanja i normalne sile

Ukupna deformacija na spoju drvenog i betonskog dela nosača usled momenta savijanja i normalne sile biće (Slika 3.1.4.3 – poslednja slika):

$$\Delta U = dU_T - dU_C + w' \cdot r \quad (3.1.4.17)$$

U prethodnoj jednačini prva dva člana imaju vrednost:

$$dU_C = \frac{N_C dx}{A_C E_C} \quad (3.1.4.18)$$

$$dU_T = \frac{N_T dx}{A_T E_T} \quad (3.1.4.19)$$

i predstavljaju deformaciju betonskog i drvenog dela nosača usled normalne sile.

Ukupno pomeranje u spoju povezano je sa krutošću upotrebljenog spojnog sredstva na sledeći način:

$$\Delta U = \frac{T_s}{c}, \text{ pa ubacivanjem u jednačinu (3.1.4.8), dobije se: } \Delta U = -\frac{dN_C}{dx} \cdot \frac{l}{c} \quad (3.1.4.20)$$

U prethodnoj jednačini c predstavlja krutost veze, i prema pretpostavci, ova krutost je ravnomerno raspoređena duž ose nosača i može se sračunati kao odnos modula pomerljivosti i rastojanja spojnih sredstava:

$c = \frac{K}{s}$, gde je K modul pomerljivosti, a s je razmak spojnih sredstava. Ukoliko razmak spojnih sredstava duž nosača nije konstantan, onda se računa: $s_{eff} = 0.75s_{min} + 0.25s_{max}$.

Diferenciranjem jednačina (3.1.4.17) i (3.1.4.20):

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon_T - \varepsilon_C + w'' \cdot r \quad (3.1.4.21)$$

$$\Delta \varepsilon = \frac{dU}{dx} = -\frac{d^2 N_C}{dx^2} \cdot \frac{l}{c} \quad (3.1.4.22)$$

$$\Delta \varepsilon_C = \frac{dU_C}{dx} = \frac{N_C dx}{A_C E_C dx} = \frac{N_C}{A_C E_C} \quad (3.1.4.23)$$

$$\Delta \varepsilon_T = \frac{dU_T}{dx} = \frac{N_T dx}{A_T E_T dx} = \frac{N_T}{A_T E_T} \quad (3.1.4.24)$$

Upredhodnim jednačinama $A_C E_C$ i $A_T E_T$ predstavljaju aksijalne krutosti betonskog i drvenog dela nosača.

Iz jednačina (3.1.4.14) i (3.1.4.15), a uvažavajući jednačinu (3.1.4.13):

$$w'' = -\frac{[M_x - (H - N_C) \cdot r]}{(EI)_0} \quad (3.1.4.25)$$

Zamenom jednačina od (3.1.4.22) do (3.1.4.25) u jednačinu (3.1.4.21):

$$-\frac{d^2 N_C}{dx^2} \cdot \frac{l}{c} = \frac{N_T}{A_T E_T} - \frac{N_C}{A_C E_C} + \left(-\frac{[M_x - (H - N_C) \cdot r]}{(EI)_0} \right) \cdot r$$

Iz jednačine (3.1.4.1) se vidi da je:

$N_T = H - N_C$, pa imajući to u vidu prilikom razvijanja prethodne jednačine, dobija se:

$$\frac{d^2 N_C}{dx^2} = c \cdot \left[\frac{N_C}{A_C E_C} + \frac{N_C}{A_T E_T} + \frac{N_C \cdot r^2}{(EI)_0} - \frac{H}{A_T E_T} - \frac{H \cdot r^2}{(EI)_0} - \frac{M_x \cdot r}{(EI)_0} \right]$$

Grpisanjem članova:

$$\frac{d^2 N_C}{dx^2} = N_C \cdot c \cdot \left(\frac{1}{A_C E_C} + \frac{1}{A_T E_T} + \frac{r^2}{(EI)_0} \right) - H \cdot c \left(\frac{1}{A_T E_T} - \frac{r^2}{(EI)_0} \right) + M_x \cdot c \cdot \frac{r}{(EI)_0},$$

i konačno:

$$\frac{d^2 N_C}{dx^2} - \alpha^2 N_C = \beta M_x - \gamma H \quad (3.1.4.26)$$

gde je:

$$\alpha = c \cdot \left(\frac{1}{A_C E_C} + \frac{1}{A_T E_T} + \frac{r^2}{(EI)_0} \right) \quad (3.1.4.27)$$

$$\beta = \frac{c \cdot r}{(EI)_0} \quad (3.1.4.28)$$

$$\gamma = c \left(\frac{1}{A_T E_T} - \frac{r^2}{(EI)_0} \right) \quad (3.1.4.29)$$

Jednačina (3.1.4.26) predstavlja diferencijalnu jednačinu u funkciji normalne sile u betonu N_C . Kada se u jednačinu za drugi izvod ugiba iz jednačine (3.1.4.13) uvrsti izraz za moment savijanja u betonskom delu preseka iz jednačine (3.1.4.14), pa iz dobijene jednačine formira izraz za normalnu silu u betonu, dobije se:

$$N_C = -\frac{w''(EI)_0}{r} - \frac{M_x}{r} + H$$

Kada se izraz za normalnu silu u betonu uvrsti u jednačinu (3.1.4.26):

$$\frac{d^2 \left(\frac{w''(EI)_0}{r} - \frac{M_x}{r} + H \right)}{dx^2} - \alpha^2 \left(\frac{w''(EI)_0}{r} - \frac{M_x}{r} + H \right) = \beta M_x - \gamma H$$

Nakon izvršenog diferenciranja i grupisanja članova, dobije se izraz:

$$w'''' - \alpha^2 w'' = \frac{M_x(\alpha^2 - \beta \cdot r)}{(EI)_0} - \frac{M_x''}{(EI)_0} - \frac{H \cdot r(\alpha^2 - \gamma)}{(EI)_0}, \text{ pošto je:}$$

$$(EI)_\infty = \frac{(EI)_0}{(\alpha^2 - \beta \cdot r)} = E_T I_T + E_C I_C + \frac{E_T I_T \cdot E_C I_C}{E_T I_T + E_C I_C} \cdot r^2 - \text{krutost na savijanje potpuno}$$

spregnutog nosača, a:

$$a_{C,\infty} = \frac{r \cdot (\alpha^2 - \gamma)}{(\alpha^2 - \beta \cdot r)} = \frac{E_C A_C}{E_T A_T + E_C A_C} \cdot r - \text{razmak od težišta potpuno spregnutog do težišta}$$

betonskog dela preseka. Pa se konačno dobija:

$$w'''' - \alpha^2 w'' = \frac{M_x}{(EI)_\infty} - \frac{M_x''}{(EI)_0} - \frac{H \cdot a_{C,\infty}}{(EI)_\infty} \quad (3.1.4.30)$$

Jednačina (3.1.4.30) je diferencijalna jednačina četvrtog stepena kojom je određen ugib elastično spregnutog nosača opterećenog poprečnim i podužnim opterećenjem. Pošto je u pitanju nehomogena diferencijalna jednačina višeg reda, opšte rešenje se sastoji od homegenog i partikularnog dela, i može se zapisati u obliku:

$$w = a_1 \sinh(\alpha x) + a_2 \cosh(\alpha x) + a_3 x + a_4 + w_p. \quad (3.1.4.31)$$

Konstante u homogenom delu rešenja zavise od uslova oslanjanja, dok partikularno rešenja zavisi od oblika opterećenja. Rešenjem jednačine (3.1.4.30) lako se mogu sračunati sile u elementima elastično spregnutog preseka:

$$M_C = -w'' E_C I_C - \text{moment u betonskom delu preseka} \quad (3.1.4.32)$$

$$M_T = -w'' E_T I_T - \text{moment u drvenom delu preseka} \quad (3.1.4.33)$$

Primenom (3.1.4.14) u jednačini (3.1.4.32), dobija se izraz za normalnu silu u betonu:

$$N_C = \frac{H \cdot r - M_x - w'' (EI)_0}{r} \quad (3.1.4.34)$$

U jednačini (3.1.4.1) je data veza između normalne sile u betonu i drvetu, pa je sada:

$$N_T = \frac{M_x + w'' (EI)_0}{r} \quad (3.1.4.35)$$

Kombinacijom jednačina (3.1.4.34) i (3.1.4.8) dobija se sila na spoju:

$$T_s = \frac{M_x - w''' (EI)_0}{r} \quad (3.1.4.36)$$

Jednačinama od (3.1.4.31) do (3.1.4.36) dat je način proračuna ugiba i pripadajućih momenata i normalnih sila po elementima elastično spregnutog preseka. Na sličan način mogu se iz jednačina (3.1.4.11-12), (3.1.4.32-33) sračunati vrednosti transferzalnih sila.

U većini slučajeva, spregnuti gredni nosači nisu izloženi vanjskim normalnim silama. Tada se diferencijalna jednačina (3.1.4.26) znatno uprošćava:

$$\frac{d^2 N_C}{dx^2} - \alpha^2 N_C - \beta M_x = 0 \quad (3.1.4.37)$$

Diferencijalna jednačina četvrtog stepena tada ima oblik:

$$w^{IV} - \alpha^2 w'' = \frac{M_x}{(EI)_\infty} - \frac{M_x''}{(EI)_0} \quad (3.1.4.38)$$

Rešavanje ove diferencijalne jednačine pretstavlja težak zadatak, ali se vrednosti presečnih sila za karakteristične slučajeve opterećenja mogu naći u tabelama (Stevanović, 2004).

3.1.5. Proračun spregnutih nosača prema Evrokodu 5 - “γ” postupak

Diferencijalna jednačina grede sa elastičnim spojem (3.1.4.38) relativno dobro opisuje ponašanje ovakvog jednog nosača pod opterećenjem, ali ima i neke nedostatke. Prvi je što za, čak i za neke osnovne postavke opterećenja, rešenje jednačine pretstavlja dugotrajan posao.

Drugi je što diferencijalnom jednačinom nisu eksplicitno obuhvaćeni reološki efekti koji su za ovakav tip nosača jako bitni.

Da bi se prvi nedostatak sveo na jedan prihvatljiv nivo, proračun spregnutih nosača drvo-beton baziran je na uprošćenom postupku rešavanja pomenute diferencijalne jednačine prema postupku koji je prvi predložio (Möhler, 1956). Za njeno rešavanje usvojene su sledeće pretpostavke:

- opterećenje je u obliku sinusnog polutalasa i deluje u z pravcu indukujući momenat $M=M(x)$, koji ima sinusoidnu ili paraboličnu preomenu, i transferzalnu silu $V=V(x)$.

- nosač je sistema proste grede raspona l . Ukoliko je nosač sistema kontinualne grede, ovaj raspon se osvaja $0.80l$, dok je kod konzola raspon $2.0l$.

- pojedinačni delovi su međusobno povezani mehaničkim spojnim sredstvima sa modulom klizanja k .

- rastojanje između spojnih sredstava konstantno ili uniformno varira u zavisnosti od sile smicanja u granicama između s_{min} i s_{max} , gde je $s_{max} \leq 4s_{min}$.

Ovaj postupak je i sadržan u *Evrokodu 5, Aneks B*, koji definiše postupak proračuna nosača sastavljenih od više drvenih elemenata povezanih mehaničkim spojnim sredstvima, ali je primenljiv i za spregnute nosače drvo-beton. U literaturi se procedura proračuna naziva “ γ ” postupak i sastoji se u proračunu efektivne krutosti na savijanje elastično spregnutog presjeka. Ovaj izraz u sebi inkorporira sve parametre koji su bitni za preraspodelu sila unutar poprečnog presjeka nosača: mehaničke karakteristike (modul elastičnosti drvenog i betonskog dela poprečnog preseka), geometrijske karakteristike (površina, momenti inercije) i popustljivost spoja u nivou kontakta nosača (modul pomjerljivosti). Efektivna krutost na savijanje računa se prema jednačini (3.1.5.1):

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^n E_i I_i + \sum_{i=1}^n \gamma_i E_i A_i a_i^2 \quad (3.1.5.1)$$

Ako se spregnuti nosači (kao što je ovde slučaj) formiraju povezivanjem dva elementa, parametar i u jednačini (3.1.5.1) ima vrednost 2. Ostali činiooci u jednačini:

Značenje članova u prethodnoj jednačini:

$(EI)_{eff}$ - efektivna krutost na savijanje elastično spregnutog nosača, (3.1.5.2)

E_i - moduli elastičnosti drveta i betona,

$I_i = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12}$ - momenti inercije poprečnih preseka, (3.1.5.3)

$A = b_i \cdot h_i$ - površine poprečnih preseka (3.1.5.4)

γ_i - koeficijent učinkovitosti spojnog sredstva, i računa se:

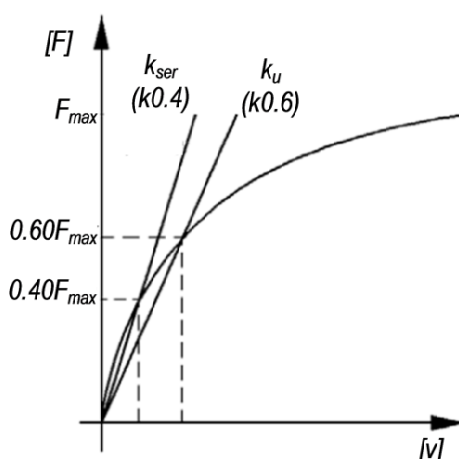
$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i A_i \cdot s}{K_i \cdot l^2} \right]^{-1}, \quad (3.1.5.5)$$

$\gamma_2 = 1$.

U jednačini (3.1.5.5), osim već poznatih članova:

- s - međusobno rastojanje spojnih sredstava,
 l - raspon nosača (saglasno drugoj pretpostavci),
 K - modul pomerljivosti veze.

Modul pomerljivosti veze je podatak koji se najpouzdanije određuje eksperimentalnim postupkom (*push out test*). U osnovi, proračun prema *EC5* podrazumeva da su svi materijali u linearno-elastičnoj oblasti. Nelinearnost se, na neki način, u proračun uvodi tako što se za dokaze prema graničnom stanju nosivosti i graničnom stanju upotrebljivosti koriste dva modula pomerljivosti. U oba slučaja, to su sekantni moduli, samo što se za granično stanje upotrebljivosti koristi onaj koji je dobijen pri 40.0% aplicirane sile, dok se za granično stanje nosivosti koristi onaj dobijen pri 60.0% aplicirane sile (Slika 3.1.5.1).



Slika 3.1.5.1 Vrednosti modula pomerljivosti koji se koriste u proračunu

Svakako da projektanti nisu uvek u mogućnosti da, prilikom projektovanja ovakvih nosača, rade ispitivanja kako bi došli do podataka vezanih za krutost spoja. U nedostatku eksperimentalnih podataka mogu se koristiti preporuke date u *Evrokodu 5*, gde se modul pomerljivosti veze može sračunati u funkciji zapremine drвета i prečnika spojnog sredstva. Ukoliko se, na primer, kao moždanici, koriste zavrtnjevi ili trnovi, njihov modul pomerljivosti za granično stanje upotrebljivosti, iznosio bi:

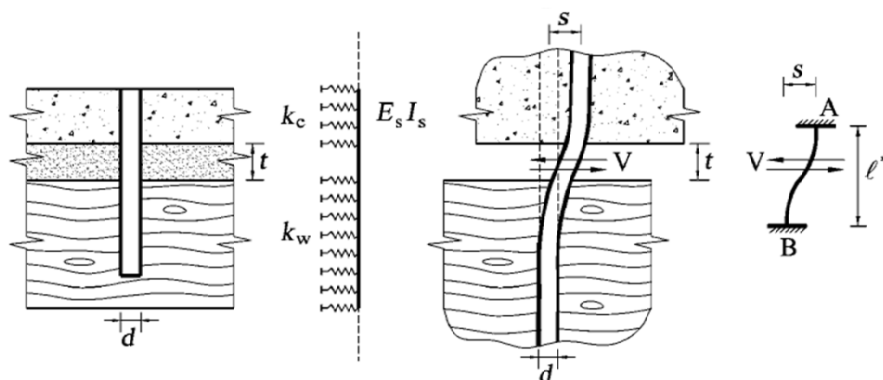
$$K_{ser} = 2 \cdot \rho_m^{1.5} \cdot \frac{d}{23} \quad (3.1.5.6)$$

Pošto u *Evrokodu 5* nisu tretirane veze između drвета i betona, već samo veze između dva drvena elementa ili drвета i čelične ploče, vrednost modula pomerljivosti za veze drvo-beton se udvostručuju u odnosu na veze drvo-drvo. Zbog toga ispred izraza za pomerljivost koji je dat u *Evrokodu 5*, stoji broj 2. Kada je poznat modul pomerljivosti za granično stanje upotrebljivosti, modul pomerljivosti za granično stanje nosivosti se dobija kao:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (3.1.5.7)$$

Napredniji način za određivanje modula pomerljivosti jeste onaj koji upotrebljeni moždanik tretira kao gredu na elastičnoj podlozi (Gelfi, i drugi, 2002). Postupak je zasnovan na Vinklerovom modelu, gde krutost opruga zavisi od mehaničkih karakteristika drвета i

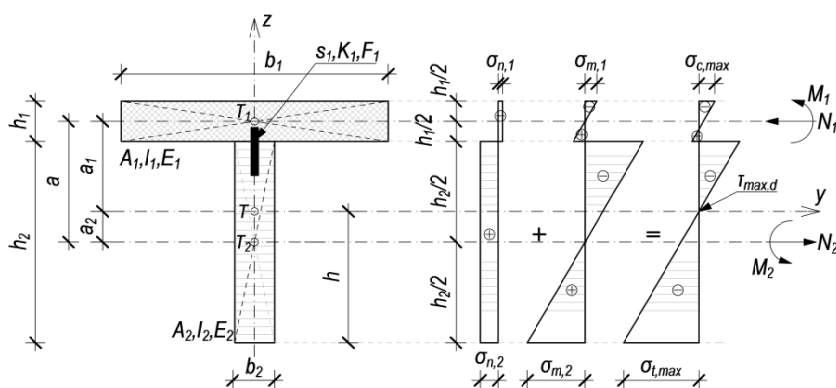
betona. Međusloj, ukoliko postoji, se ne modelira, već na njegovom mestu nema opruga (Slika 3.1.5.2).



Slika 3.1.5.2 Gelfi-jev model za proračun krutosti moždanika, (Gelfi, i drugi, 2002)

Rastojanje od težišta betonskog preseka do težišta spregnutog nosača (Slika 3.1.5.3) se računa:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 A_1 \cdot a}{\gamma_1 \cdot E_1 A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 A_2}, \quad (3.1.5.8)$$



Slika 3.1.5.3 Geometrijske karakteristike i naponi u elastično spregnutom nosaču

Sa prethodne slike se može videti da je:

$$a = \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}, \text{ a samim tim, kad je poznato } a_2 \Rightarrow a_1 = a - a_2.$$

Preraspodela presečnih sila i napona po elementima spregnutog preseka se računa:

- za AB ploču:

$$N_1 = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \gamma_1 \cdot a_1 \cdot E_1 A_1, \text{ a odatle je } \sigma_{n,1} = \frac{N_1}{A_1}, \quad (3.1.5.9)$$

$$M_1 = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} E_1 I_1, \text{ a odatle je } \sigma_{m,1} = \pm \frac{M_1}{I_1} \cdot \frac{h_1}{2}, \quad (3.1.5.10)$$

i konačno za betonski deo nosača:

$$\sigma_{C,max} = \sigma_{n,1} + \sigma_{m,1}, \text{ uz uslov da je } \frac{\sigma_{C,max}}{f_{C,d}} \leq 1 \quad (3.1.5.11)$$

- za drvenu gredu:

$$N_2 = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \gamma_2 \cdot a_2 \cdot E_2 A_2, \text{ a odatle je } \sigma_{n,2} = \frac{N_2}{A_2}, \quad (3.1.5.12)$$

$$M_2 = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} E_2 I_2, \text{ a odatle je } \sigma_{m,2} = \mp \frac{M_2}{I_2} \cdot \frac{h_2}{2}, \quad (3.1.5.13)$$

i konačno za drveni deo nosača:

$$\sigma_{T,max} = \sigma_{n,2} + \sigma_{m,2}, \text{ uz uslov da je } \frac{\sigma_{n,2}}{f_{T,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.1.5.14)$$

Kontrola smičućih napona:

- uz pretpostavku da transferzalnu silu prihvata rebro nosača:

$$\tau_2 = \frac{0.50 \cdot V_{Ed} \cdot E_2 \cdot h_2^2}{(EI)_{eff}}, \quad (3.1.5.15)$$

$$\text{uz uslova da je } \frac{\tau_2}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (3.1.5.16)$$

U prethodnim jednačinama M_{Ed} i V_{Ed} su granične vrednosti uticaja za moment savijanja i transferzalnu silu, koji su dobijeni množenjem opterećenja odgovarajućim parcijalnim koeficijentom sigurnosti.

Za kontrolu ugiba (granično stanje upotrebljivosti) neophodno je sračunati efektivnu krutost na savijanje uz pomoć modula pomerljivosti veze K_{ser} . Sa tako sračunatom efektivnom krutošću na savijanje, za slučaj jednakopodeljenog opterećenja, računski ugib bi iznosio:

$$v_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{(EI)_{eff,ser}}, \text{ uz uslova da je } v_{max} \leq v_{dop}. \quad (3.1.5.17)$$

Dokaz nosivosti ovih nosača, kada je potrebno uključiti i dugotrajne efekte, je znatno komplikovaniji, budući da je neopodno uzeti u razmatranje skupljanje i tečenje betona, mehanosorpciju drveta i veze, kao i termičke dilatacije drveta i betona. Najčešće je u upotrebi takozvani *Metod efektivnih modula* (Ceccotti, 2002). Kod ove metode ovi efekti se uvode u proračun tako što se početni moduli elastičnosti betona i drveta, modul klizanje veze redukuju na sledeći način:

$$\text{za beton:} \quad E_{C,fin} = \frac{E_{Cm}(t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (3.1.5.18)$$

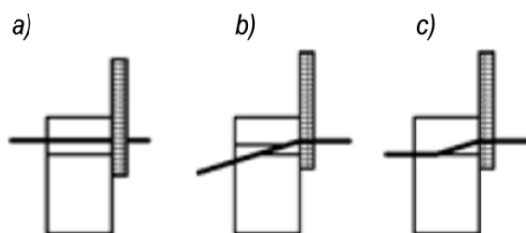
$$\text{za drvo:} \quad E_{T,fin} = \frac{E_{0,mean}}{1 + k_{def,T}} \quad (3.1.5.19)$$

$$\text{za spojna sredstva:} \quad k_{fin} = \frac{k}{1 + k_{def,f}} = \frac{k}{1 + 2k_{def,T}} \quad (3.1.5.20)$$

U prethodnim jednačinama $\varphi(t, t_0)$, $k_{def,T}$ i $k_{def,v}$ su koeficijenti tečenja za beton, drvo i spojno sredstvo respektivno. Vrednosti ovih koeficijenata mogu se naći u referentnim

standardima za betonske, drvene i čelične konstrukcije (Evrokod 2, 2006), (Evrokod 3, 2006) i (Evrokod, 5, 1996). Sa ovako sračunatim mehaničkim karakteristikama, potrebno je ponovo sprovesti proceduru od (3.1.5.1 do 3.1.5.16).

Mehanizmi loma jednog štapastog spojnog sredstva koje se koristi za sprezanje, zavise od uzajamne veze između pritiska po omotaču rupe, momenta tečenja spojnog sredstva i debljine elemenata u spoju. Johansen-ova teorija loma spojnog sredstva identifikuje tri tipa loma u vezi drvo-drvo. Prvi tip loma se dešava u drvetu usled prekoračenja napona na pritisak po omotaču rupe. Uslov za nastanak drugog tipa loma je postojanje dovoljno debelog elementa, kako bi se u njemu formira plastični zglob. Kod trećeg tipa, lom nastaje plastifikacijom spojnog sredstva uz formiranje dva plastična zgloba.



Slika 3.1.5.4 Karakteristični oblici loma spojnog sredstva za vezu drvo-debela čelična ploča u jednosečnom spoju

Evrokod 5 nema preporuke za proračun veze drvo-beton, pa se kao alternativa koriste izrazi za proračun nosivosti spojnih sredstava drvo-debela čelična ploča. Kao i kod veze drvo-drvo, i u ovom slučaju mogu se javiti tri vrste loma. Prvi tip loma (Slika 3.1.5.4a) nastaje usled prekoračenja napona na pritisak po omotaču rupe u drvenom elementu. Druga dva tipa loma (Slika 3.1.5.4b i c) su usled pojave jednog ili dva plastična zgloba. Dozvoljena vrednost čvrstoće na pritisak po omotaču rupe računa se:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.1.5.21)$$

Gde je:

$f_{h,0,k}$ - karakteristična vrednost čvrstoće na pritisak po omotaču rupe u pravcu vlakana,

α – ugao između pravca delovanja opterećenja i vlakana,

k_{90} – korekcionni koeficijent koji zavisi od vrste upotrebljenog drveta.

$$f_{h,0,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (3.1.5.22)$$

d – prečnih zavrtnja,

ρ_k – karakteristična vrednost zapreminske mase drveta.

Vrednost momenta tečenja za trnove iznosi:

$$M_{y,Rk} = 0.30 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.60} \quad (3.1.5.23)$$

Gde je:

$f_{u,k}$ – karakteristična vrednost čvrstoće na zatezanje spojnog sredstva.

Sa tako sračunatim vrednostima, nosivost spojnog sredstva je najmanja od tri ponuđene:

$$F_{v,Rk} = \left\{ f_{h,k} \cdot t_l \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot t_l^2 \cdot d}} - 1 \right] \right. \\ \left. \left[2.30 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} \right] \right. \quad (3.1.5.24 \text{ a, b, c})$$

Nosivost spojnog sredstva prema ovom kriterijumu:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} \quad (3.1.5.25)$$

k_{mod} – koeficijent koji uzima u obzir trajanje opterećenja i uslove sredine (EC5),

γ_M – parcijalni koeficijent sigurnosti za materijal (EC5).

Dozvoljena nosivost na smicanje spojnog sredstva u vezi sa betonom:

$$F_{v,Rd} = 0.80 \cdot f_u \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4 \cdot \gamma_v} \quad (3.1.5.26)$$

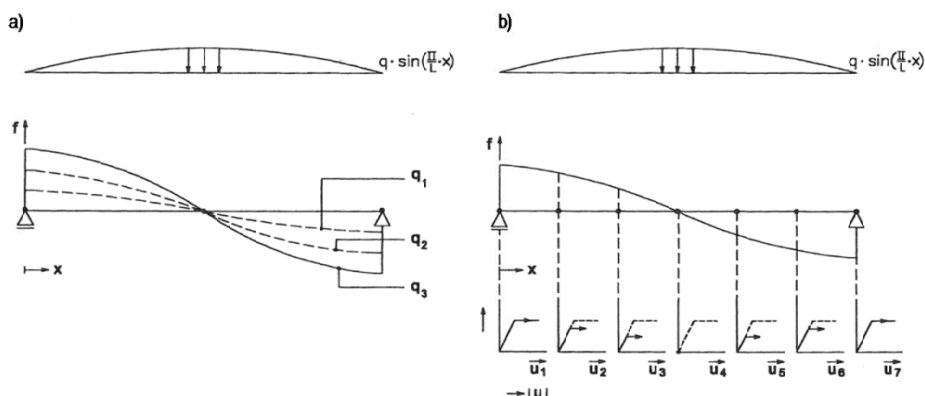
Dozvoljena nosivost na smicanje spojnog sredstva da ne dođe do drobljenja betona:

$$F_{v,Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{c,k} \cdot \frac{E_{cm}}{\gamma_v}} \quad (3.1.5.27)$$

Konačna nosivost spojnog sredstva je najmanja dobijena od prethodne tri.

3.1.6. Drugi postupci za proračun spregnutih nosača drvo-beton

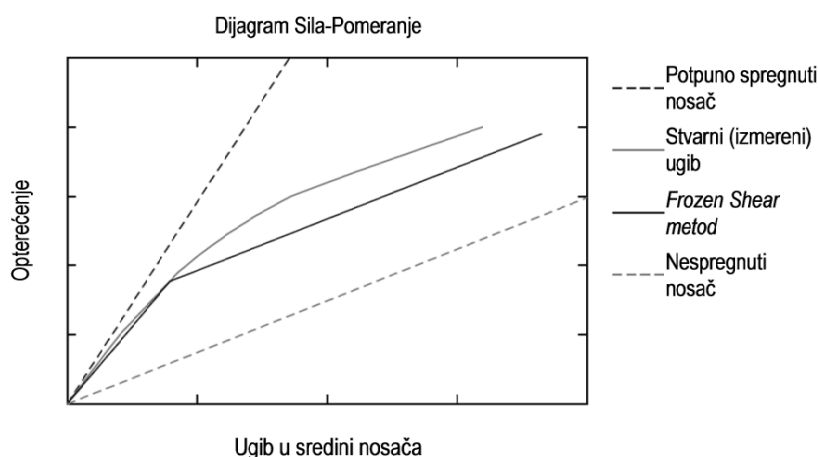
Upotrebom dovoljno krutih moždanika, koji tokom eksploatacionog perioda ostaju u elastičnoj oblasti, γ -metod daje rezultate zodovoljavajućeg nivoa tačnosti. U praksi se, kao konektori, često koriste ekseri ili štapasti elementi manje krutosti koji tokom eksploatacije pretpre opterećenje koje ih izvede iz elastične oblasti. Da bi se proračunom obuhvatili i takvi slučajevi, u literaturi se mogu naći metode proračuna kod kojih se za modul klizanje spojnog sredstva ne koriste elastičan odnos.



Slika 3.1.6.1 Frozen shear metod, a) opterećenje u obliku sinusnog polutalasa i odgovarajuća transferzalna sila, b) izgled dijagrama sila-pomeranje nakon plastifikacije jednog spojnog sredstva, (Van der Linden, 1999)

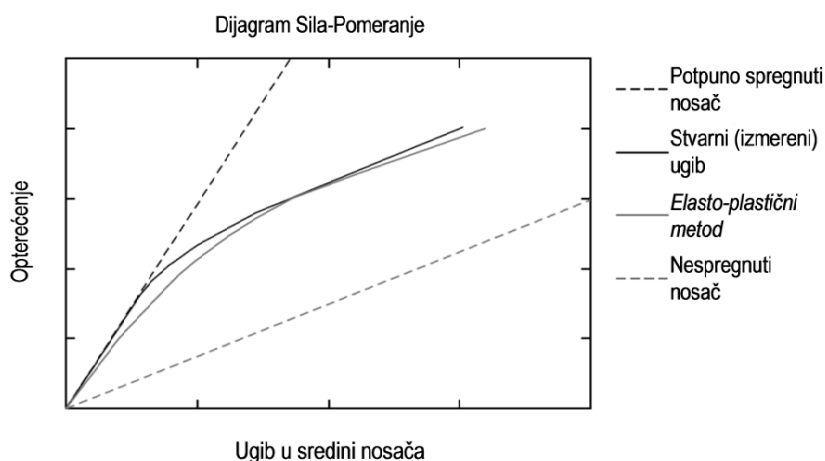
Jedna od takvih metoda predstavlja modifikaciju γ -metoda. Ova metoda se naziva *frozen shear force approximation* metod (Van der Linden, 1999) i karakteristična je po tome što uzima u obzir duktilnost spojnih sredstava. Početne pretpostavke su iste kao i kod γ -metode, samo što se usvaja da je odnos sila-klizanje elasto-plastičan. Postupak pretpostavlja da su svi elementi spregnutog nosača u elastičnoj oblasti sve do trenutka kada najopterećenije spojno sredstvo (ono iznad oslonca) ne počne da teče. U tom trenutku se smičuća sila “zamrzava” i usvaja se da su sva spojna sredstva doživela plastifikaciju (Slika 3.1.6.1).

Od tog trenutka, pa nadalje pomeranja između drveta i betona nisu ograničena, znači nosač se ponaša kao nespregnut. Nedostatak ovog postupka ogleda su u pretpostavci da spojna sredstva počinju da teku simultano, pa, za razliku od γ -metode koja pri višim nivoima opterećenja precenjuje nosivost spregnutog nosača, ovaj postupak ga potcenjuje (Slika 3.1.6.2).



Slika 3.1.6.2 Razlika između stvarnog ugiba i ugiba dobijenog Frozen shear postupkom, (Zhang, 2013)

Za predikciju nosivosti spregnutih nosača koristi se i elasto-plastični metod u kome se ponašanje konektora pretpostavlja kao kruto-idealno plastično (Frangi, i drugi, 2003). Zavisno od broja upotrebljenih spojnih sredstava (m), mogu se javiti tri slučaja.



Slika 3.1.6.3 Razlika između stvarnog ugiba i ugiba dobijenog elasto-plastičnim postupkom, (Zhang, 2013)

U prvom slučaju se uzima da je taj broj $m=0$ i tada nosivost zavisi od nosivosti drvenog dela nosača. U drugom slučaju broj spojnih sredstava je dovoljan da se nosač može smatrati potpuno spregnutim. Sva spojna sredstva su u linearno-elastičnoj oblasti i sistem pokazuje

linearno elastično ponašanje kad je u pitanju odnos opterećenje-ugib. U trećem slučaju broj spojnih sredstava je između dve prethodne vrednosti. Tada lom nastupa u drvetu, i dolazi kao posledica kombinacije savijanja i zatezanja, i javlja se nakon što spojna sredstva dožive tečenje. Odnos opterećenje-ugib je nelinearan. Budući da spojna sredstva nisu kruta, usvajajući ovu pretpostavku, nosivost grede nastale sprežanjem drveta i betona se automatski precenjuje, naročito pri početnim nivoima opterećenja (Slika 3.1.6.3). Na prethodnoj slici se može videti da ovaj postupak iako, u početnoj fazi precenjuje nosivost spregnutih nosača, daje dobru predikciju krajnje nosivosti i krutosti na savijanje tih nosača.

Svi prikazani postupci za proračun spregnutih nosača odnose se na sistem proste grede . Preporuke koje daje Evrokod kada su u pitanju drugi statički sistemi (kontinualne grede ili konzole) sastoje su u tome da se stvarni raspon grede zameni efektivnim rasponom na način što će se isti pomnožiti odgovarajućim koeficijentom koji zavisi od uslova oslanjanja. Drugi pristup je da se za efektivni raspon usvoji dužina odgovarajućeg ekvivalentnog stuba sa svojom dužinom izvijanja (Girhammar, 2009). Rezultati dobijeni ovim postupkom i postupkom koji je definisan *Evrokodom 5* za slučaj proste grede su skoro identični, ali kada su u pitanju drugi statički sistemi, procedura bazirana na *Evrokodu 5* može dati grešku i do 27.0%, u zavisnosti od preporuke za usvajanje efektivne dužine.

4. EKSPERIMENTALNO UTVRĐIVANJE

KARAKTERISTIKA MATERIJALA

Kontrola nosivosti spregnutih nosača sa popustljivim vezama vrši se, ili analitičkim “ γ ” postupkom, ili u novije vreme primenom metode konačnih elemenata. Da bi rezultati bili pouzdani, u oba slučaja potrebno je znati fizičko-mehaničke karakteristike upotrebljenih materijala. U ovom delu prikazani su rezultati laboratorijskih ispitivanja na uzorcima od betona, drveta i čelika. Rezultati dobijeni ispitivanjem imaju bitnu primenu i u formiranju materijalnih modela za proračun ispitanih nosača metodom konačnih elemenata. Statističkom obradom dobijene su karakteristične vrednosti materijala. Pošto su u pitanju karakteristike materijala, korišten je petoprocentni fraktil pri *t-preraspodeli* (ISO 2394:2012, 2012).

Karakteristična vrednost materijala je sračunata prema sledećem obrazcu:

$$F_{t,k(0.05)} = \bar{x} - t_{vd} \sigma \sqrt{\left(1 + \frac{1}{n}\right)} \quad (4.1)$$

U prethodnom izrazu:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad - \text{srednja vrednost (Mean value) ispitanih uzoraka} \quad (4.2)$$

$$- t_{vd} \quad - \text{koeficijent Studentove preraspodele,}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad - \text{standardna devijacija} \quad (4.3)$$

$$- (x_i - \bar{x})^2 \quad - \text{srednje kvadratno odstupanje} \quad (4.4)$$

$$- x_i \quad - \text{vrednost u jednom ispitanom uzorku}$$

$$- n \quad - \text{broj ispitanih uzoraka.}$$

Osim ovih vrednosti, prilikom statističke obrade sračunat je i koeficijent varijacije ispitanih uzoraka. Ovaj koeficijent pretstavlja odnos standardne devijacije i srednje vrednosti (aritmetičke sredine):

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (4.5)$$

Na osnovu rezultata dobijenih statističkom obradom, izvršena je klasifikacija ispitanih materijala u skladu sa važećim standardima.

4.1. Određivanje mehaničkih karakteristika drveta

Laboratorijskim postupcima, uz standardom propisane procedure utvrđene su relevantne karakteristike drvenog dela nosača:

- čvrstoća na zatezanje paralelno vlaknima (*SRPS EN 408*),

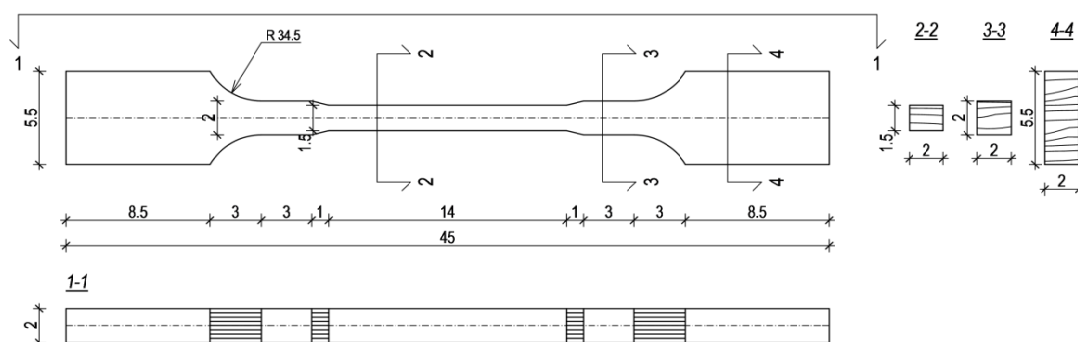
- čvrstoća na savijanje (SRPS EN 408),
- modul elastičnosti pri savijanju (SRPS EN 408).

Uz ove parametre, izmerena je i vlažnost ispitanih uzoraka, koja je bila ispod 12%, tako da nije imala značajniji uticaj na merene karakteristike.

4.1.1. Određivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima

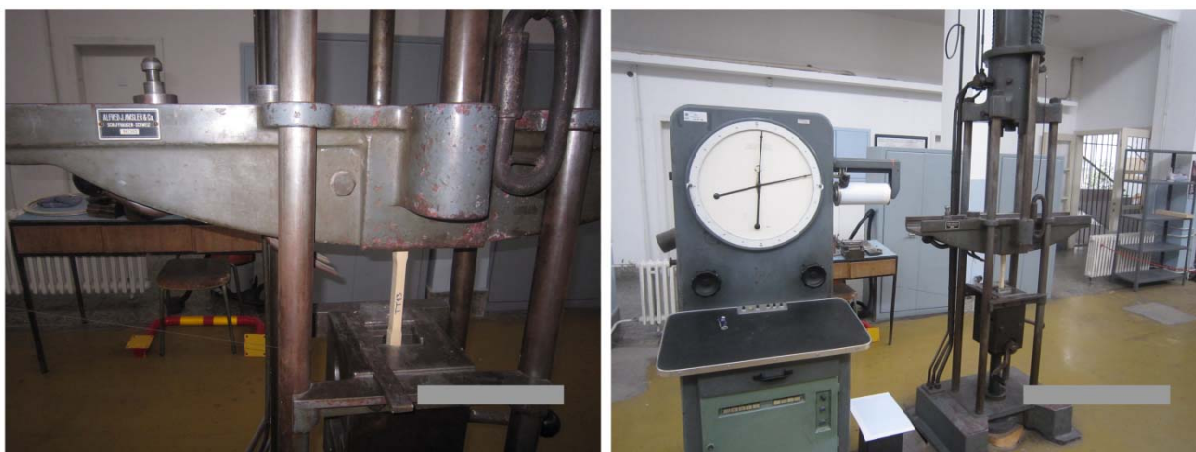
U cilju određivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima, obrađeni su rezultati na ukupno 13 ispitanih uzoraka. Površina poprečnog preseka uzorka na mestu gde se očekuje lom iznosila je oko 300.0mm² (Slika 4.1.1.1).

Uzorak za ispitivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima



Slika 4.1.1.1 Dimenzije uzoraka za određivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima, mere su u [cm]

Ispitivanje je sprovedeno u laboratoriji Instituta za materijale i konstrukcije, koja radi pri Građevinskom fakultetu Univerziteta u Sarajevu. Za ispitivanje je korištena multifunkcionalna mašina firme *Alfred J. Amsler & Co., Schaffhausen - Schweiz* (Slika 4.1.1.2). Pre samog eksperimenta, izmerene su dimenzije (Slika 4.1.1.1 - Presek 2-2) u tri tačke - u sredini i na krajevima. Dimenzije koje su korištene za proračun napona pri lomu predstavljaju srednje vrednosti izmerenih dimenzija (Tabela 4.1.1.1).



Slika 4.1.1.2 Postavka testa za određivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima

Uzorci su, u vremenu od 3 nedelje pre ispitivanja, bili smešteni u prostoriji Instituta, gde je temperatura bila oko 20.0°C i relativna vlažnost od oko 65.0%. Čeljusti, koje su imale funkciju prihvatanja šireg dela uzoraka, bile su nazubljene i konusnog oblika, tako da bi se, prilikom povećanja intenziteta sile u kidalici, povećavao i pritisak čeljusti na uzorak.

Tabela 4.1.1.1 Dimenzije poprečnog preseka ispitanih uzoraka

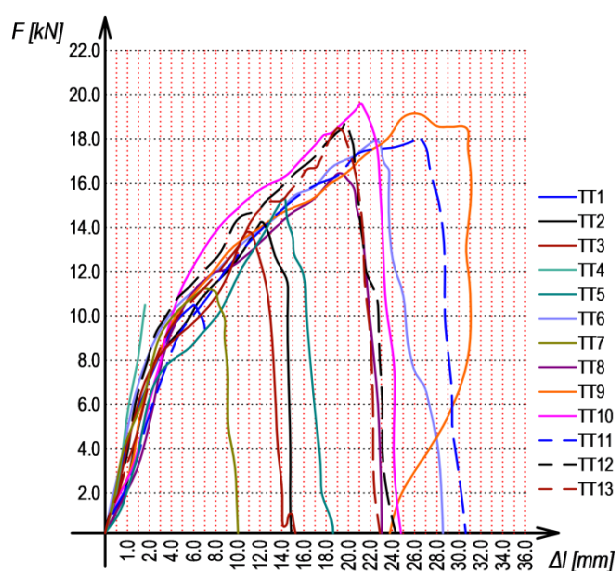
Uzorak	<i>b</i> - širina [mm]			<i>h</i> - debljina [mm]		
	Tačka 1	Tačka 2	Tačka 3	Tačka 1	Tačka 2	Tačka 3
TT1	15.80	15.75	15.70	21.30	21.40	21.20
	$b_{sr}=15.75 \text{ mm}$			$h_{sr}=21.30 \text{ mm}$		
TT2	16.00	16.00	15.95	21.30	21.30	21.30
	$b_{sr}=15.98 \text{ mm}$			$h_{sr}=21.30 \text{ mm}$		
TT3	16.10	16.10	16.10	21.00	21.00	21.00
	$b_{sr}=16.10 \text{ mm}$			$h_{sr}=21.00 \text{ mm}$		
TT4	15.70	15.90	15.60	21.00	21.00	21.00
	$b_{sr}=15.73 \text{ mm}$			$h_{sr}=21.00 \text{ mm}$		
TT5	16.00	16.10	16.10	21.50	21.50	21.50
	$b_{sr}=16.07 \text{ mm}$			$h_{sr}=21.50 \text{ mm}$		
TT6	16.10	16.10	16.10	21.70	21.40	21.40
	$b_{sr}=16.10$			$h_{sr}=21.50 \text{ mm}$		
TT7	16.20	16.00 mm	16.00	21.00	21.10	21.10
	$b_{sr}=16.07$			$h_{sr}=21.07 \text{ mm}$		
TT8	16.00	16.00 mm	15.90	21.80	21.80	21.80
	$b_{sr}=15.97$			$h_{sr}=21.80 \text{ mm}$		
TT9	15.80	15.90	16.00	21.50	21.30	21.40
	$b_{sr}=15.90 \text{ mm}$			$h_{sr}=21.40 \text{ mm}$		
TT10	15.90	15.90	15.90	21.10	21.30	21.30
	$b_{sr}=15.90 \text{ mm}$			$h_{sr}=21.23 \text{ mm}$		
TT11	16.40	16.40	16.40	21.40	21.40	21.40
	$b_{sr}=16.40 \text{ mm}$			$h_{sr}=21.40 \text{ mm}$		
TT12	16.00	16.10	16.10	21.80	21.80	21.80
	$b_{sr}=16.07 \text{ mm}$			$h_{sr}=21.80 \text{ mm}$		
TT13	16.00	16.00	16.00	21.50	21.40	21.50
	$b_{sr}=16.00 \text{ mm}$			$h_{sr}=21.47 \text{ mm}$		

Tokom ispitivanja uređaj je na milimetarskom papiru beležio odnos sila-izduženje, dok je, kao kontrola, sila loma očitana i sa uređaja za registrovanje sile. Ponašanje uzoraka prilikom ispitivanja je očekivano. U početnoj fazi odnos sila-pomeranje je skoro linearan, da bi nakon toga taj odnos prerastao u nelinearan. Skoro kod svih uzoraka, lomu je prethodilo pucketanje kao posledica kidanja pojedinih vlakana, nakon čega bi nastupio kruti lom uzorka, praćen jakim praskom. Uzorci ne bi doživeli fizičko odvajanje, već, kad bi sila dostigla graničnu vrednost, došlo do razaranja dovoljne površine poprečnog preseka (Slika 4.1.1.3), da bi u presi opao intenzitet sile, što bi rezultiralo time da se jedna kazaljka na satu za praćenje sile vrati u početni položaj, a druga ostane na maksimalnom iznosu aplicirane sile (Slika 4.1.1.2).



Slika 4.1.1.3 Lom uzoraka pri ispitivanju čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima

Svi rezultati dobijeni ispitivajem su pretstavljeni u formi dijagrama (Dijagram 4.1.1.1).



Dijagram 4.1.1.1 Odnos sila-izduženje na ispitanim uzorcima

Na osnovu dobijenih rezutata ispitivanja uzoraka i sračunatih dimenzija poprečnih preseka, zatezna čvrstoća paralelno vlaknima se dobija preko dobro poznatog obrazca za aksijalno naprezanje:

$$f_{t,0} = \frac{F_{max}}{A} \quad (4.1.1.1)$$

gde su u prethodnom obrazcu:

$$f_{t,0} \quad \text{čvrstoća drveta na zatezanje paralelno vlaknima} \left[\frac{N}{mm^2} \right],$$

$$F_m \quad \text{sila u kidalici pri kojoj je nastupio lom uzorka [N],}$$

$$A \quad \text{površina poprečnog preseka ispitivanih uzoraka [mm^2].}$$

Tabela 4.1.1.2 Rezultati ispitivanja čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima

Uzorak	Širina [mm]	Visina [mm]	F_{max} [kN]	Čvrstoća na zatezanje paralelno vlaknima [N/mm ²]
TT1	15.75	21.30	10.50	31.30
TT2	15.98	21.30	14.25	41.86
TT3	16.10	21.00	13.80	40.82
TT4	15.73	21.00	10.25	31.02
TT5	16.07	21.50	15.30	44.29
TT6	16.10	21.50	18.25	52.72
TT7	16.07	21.07	11.25	33.24
TT8	15.97	21.80	16.75	48.12
TT9	15.90	21.40	19.75	58.04
TT10	15.90	21.23	20.00	59.24
TT11	16.40	21.40	18.25	52.00
TT12	16.07	21.80	19.50	55.67
TT13	16.00	21.47	18.50	53.86
Srednja vrednost (jednačina 4.2)				46.32
Standardna devijacija (jednačina 4.3)				10.04
Koeficijent varijacije [%], (jednačina 4.5)				21.86
Karakteristična vrednost $f_{t,0,k}$ (jednačina 4.1)				27.75

Da bi se dobijeni podatci o mehaničkim karakteristikama drveta paralelno vlaknima preveli na realne konstrukcije, potrebno je izvršiti korekciju rezultata. Ova korekcija se vrši iz razloga što je ispitivanje sprovedeno na malim uzorcima. Ova korekcija se vrši saglasno standardu *SRPS EN 1194*, na način što se dobijene vrednosti množe korekcionim faktorima za dužinu i širinu uzorka, ti korekcionni faktori su:

za širinu uzorka:

$$f_{t,b} = \left(\frac{b}{150} \right)^{0.20} \quad (4.1.1.2)$$

za dužinu uzorka:

$$f_{t,l} = \left(\frac{l}{9 \cdot 150} \right)^{0.10} \quad (4.1.1.3)$$

pa je konačno vrednost čvrstoće drveta na zatezanje paralelno vlaknima:

$$f_t = f_{t,b} \cdot f_{t,l} \cdot f_{t,test} \quad (4.1.1.4)$$

U jednačinama (4.1.1.2) i (4.1.1.3) b i l predstavljaju širinu i dužinu uzorka (dužina između čeljusti) respektivno. Na osnovu dobijenih rezultata (Tabela 4.1.1.2) vidi se da je na malim uzorcima karakteristična čvrstoća na zatezanje 27.75 N/mm^2 , uz vrednost standardne

devijacije od 10.04 i koeficijenta varijacije 21.86%. Kad se ovi rezultati koriguju jednačinom (4.1.1.4), uz podatke da je prosečna širina uzorka 16.0mm i dužina ispitnog uzorka (između čeljusti) oko 250.0mm, dobije se da je karakteristična čvrstoća na zatezanje uzoraka paralelno vlaknima 12.66 N/mm².

4.1.2. Određivanje modula elastičnosti pri savijanju

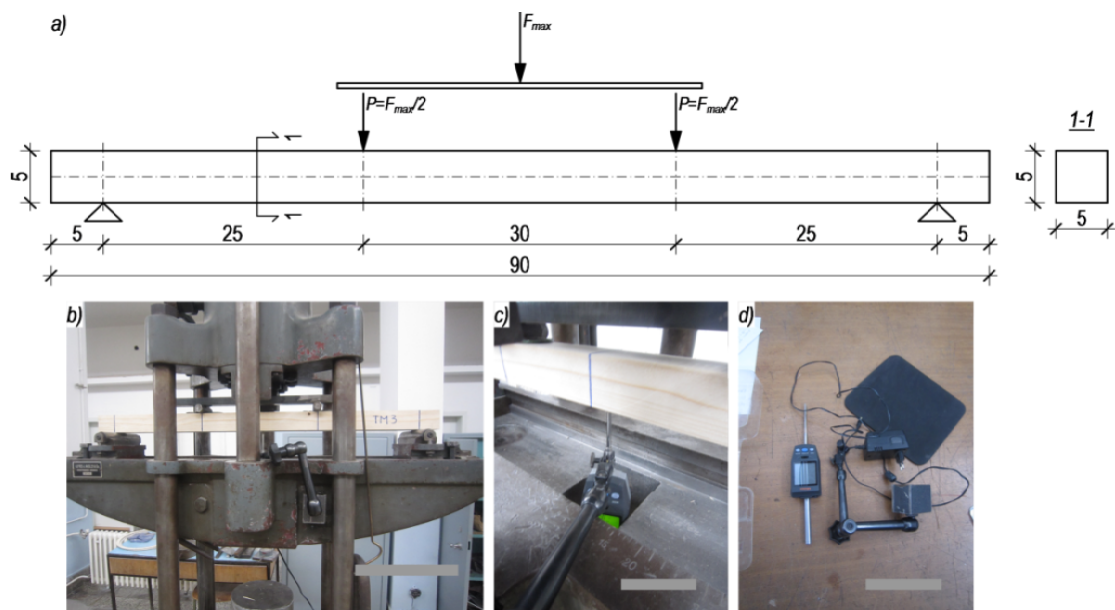
Za određivanje modula elastičnosti drveta pri savijanje korišteni su uzorci dimenzija 50.0x50.0mm, ukupne dužine 900.0mm. Ukupno je ispitano 7 uzoraka (Slika 4.1.2.1), ali su rezultati na prvom uzorku otpali zbog problema sa opremom za merenje ugiba, a na sedmom uzorku zbog podbačaja usled greške u drvetu.



Slika 4.1.2.1 Uzorci za određivanje modula elastičnosti pri savijanju

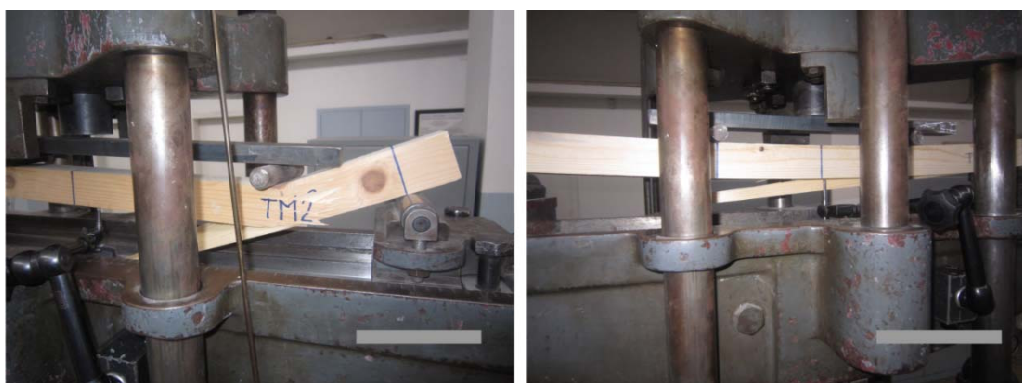
Ispitivanje je izvršeno u standardnoj konstalaciji opterećenja sa dve simetrične koncentrisane sile - *four point bending test* (Slika 4.1.2.2a). Ispitivanje je sprovedeno u laboratoriji Instituta za materijale i konstrukcije, koja radi pri Građevinskom fakultetu Univerziteta u Sarajevu. Za ispitivanje je korištena ista mašina kao i prilikom ispitivanja čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima (*Alfred J. Amsler & Co., Schaffhausen - Schweiz*), samo što su na nju montirani elementi za ovakav tip ispitivanja (Slika 4.1.2.2b). Modul elastičnosti, saglasno standardu, se računa indirektno preko ugiba. Iz tog razloga je bilo neophodno meriti ugib u sredini greda. Za to je korišten električni ugibometar firme *Mitutoyo*. U pitanju je osetljivi ugibometar koji je u stanju da registruje deformaciju do stotog dela milimetra (Slika 4.1.2.2c i d). Ispitna procedura je sprovedena na način da bi se za svako povećanje opterećenja od 1.0kN sa ugibometra očitala vrednost ugiba. Izmerene vrednosti su beležene u tabeli. Na taj način se mogla očitati vrednos ugiba neposredno pre sloma uzoraka. Lom svih uzoraka se desio u zategnutoj zoni, najčešće u delu neposredno ispod mesta gde je aplicirana sila. Pre samog loma, čulo bi se sporadično pucketanje, nakon čega bi došlo do kolapsa grede, uz relativno jak prasak (Slika 4.1.2.3).

Na osnovu dobijenih tabela su napravljeni dijagrami zavisnosti sile i ugiba (Dijagram 4.1.2.1).



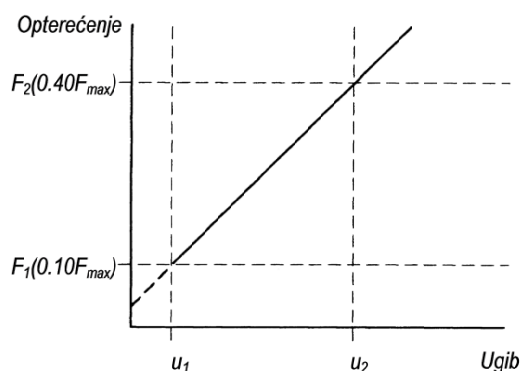
Slika 4.1.2.2 Utvrđivanje modula elastičnosti drveta prisavijanju. a) i b) postavka eksperimenta (šematski i pri izvršenju), c) i d) položaj i tip ugibometra, mere su u [cm]

Način proračuna modula elastičnosti zasniva se na zavisnosti modula elastičnosti i priraštaja ugiba za dva različita nivoa opterećenja. Intenzitet opterećenja, za koji se mere ugibi, treba da bude takav da nosači ostanu u elastičnoj oblasti napreznjanja (Slika 4.1.2.4).

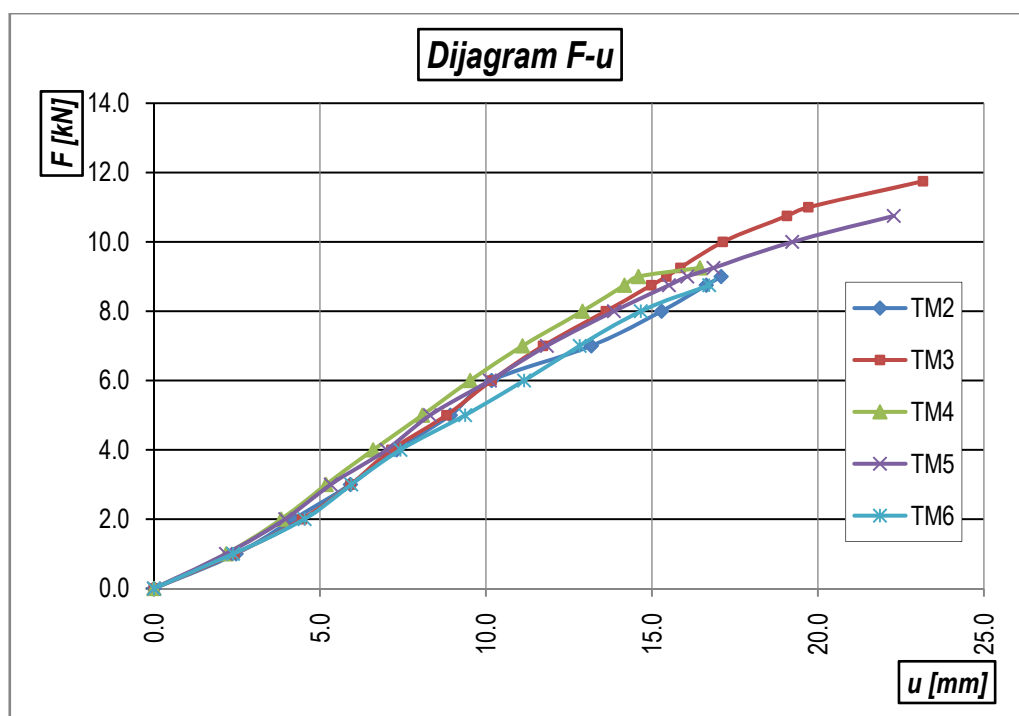


Slika 4.1.2.3 Lom ispitanih uzoraka

Intenzitet sile F_1 pri kojoj je izmeren ugib u_1 odgovara 10% maksimalne dostignute sile ($0.10F_{max}$), dok je sila F_2 pri kojoj je izmeren ugib u_2 40% te sile ($0.40F_{max}$).



Slika 4.1.2.4 Šematski prikaz načina određivanja modula elastičnosti pri savijanju



Dijagram 4.1.2.1 Odnos sila-ugib na ispitanim uzorcima

Modul elastičnosti drvenog nosača opterećenog na savijanje, na osnovu rezultata dobijenih ispitivanjem, računa se preko obrazca:

$$E_m = \frac{3al^2 - 4a^3}{2bh^3 \left(2 \frac{u_{0.40} - u_{0.10}}{0.40F_{max} - 0.10F_{max}} - \frac{6a}{5Gb} \right)} \quad (4.1.2.1)$$

U prethodnom obrazcu značenje pojedinih članova je:

- b - širina poprečnog preseka uzorka za ispitivanje,
- h - visina poprečnog preseka uzorka za ispitivanje,
- a - rastojanje od mesta apliciranja sile do najbližeg oslonca,
- l - raspon uzorka,
- $0.40F_{max}$ - 40.0% od maksimalne od sile loma dobijene ispitivanjem,
- $0.10F_{max}$ - 10.0% od maksimalne od sile loma dobijene ispitivanjem,
- $u_{0.40}$ - ugib u sredini nosača pri sili od $0.40F_{max}$,
- $u_{0.10}$ - ugib u sredini nosača pri sili od $0.10F_{max}$,
- G - modul klizanja, čije se vrednost može uzeti da je 65.0 kN/cm^2 .

Modul klizanja u prethodnom obrazcu inkorporira deo deformacije nosača koji se javlja usled dejstva transferzalne sile. Proračun je pokazao da za dimenzije poprečnog preseka uzorka, taj udeo je skoro zanemarljiv. Već je rečeno da su vrednosti ugiba sa aparata očitane za svaki priraštaj opterećenja od 1.0 kN . Vrednosti 40.0% i 10.0% ugiba koje padaju između tih vrednosti su dobijene linearnom interpolacijom.

Proračun svih relevantnih parametara i samog modula elastičnosti je sprovedena tabelarno (Tabela 4.1.2.1).

Tabela 4.1.2.1 Modul elastičnosti na savijanje drvenih greda dobijeni ispitivanjem

Uzor.	F_{max} [kN]	u_{max} [mm]	$0.40F_{max}$ [kN]	$u_{0.40}$ [mm]	$0.10F_{max}$ [kN]	$u_{0.10}$ [mm]	ΔF [kN]	Δu [mm]	E_m [kN/cm ²]
TM2	9.000	17.085	3.600	6.753	0.900	2.228	2.700	4.525	1,055.780
TM3	11.750	23.165	4.700	8.315	1.175	2.780	3.525	5.535	1,129.980
TM4	9.250	16.455	3.700	6.233	0.925	2.011	2.775	4.222	1,168.540
TM5	10.750	22.285	4.300	7.398	1.075	2.302	3.225	5.096	1,122.430
TM6	8.750	16.725	3.500	6.685	0.875	2.078	2.625	4.607	1,004.370

Karakteristična vrednost modula elastičnosti biće dobijena statističkom obradom podataka (Tabela 4.1.2.2).

Tabela 4.1.2.2 Karakteristična vrednost modula elastičnosti ispitanih uzoraka pri savijanju

Uzorak	F_{max} [kN]	E_m [kN/cm ²]
TM2	9.000	1055.78
TM3	11.750	1129.98
TM4	9.250	1168.54
TM5	10.750	1122.43
TM6	8.750	1004.37
Srednja vrednost (4.2)		1096.22
Standardna devijacija (4.3)		65.44
Koficijent varijacije [%], (4.3)		5.97
Karakteristična vrednost E_{m,k_0} (4.1)		943.39

Na osnovu dobijenih rezultata (Tabela 4.1.2.2) vidi se da je karakteristična vrednost modula elastičnosti pri savijanje 943.39 kN/cm^2 , uz vrednost standardne devijacije od 65.44 i koeficijenta varijacije 5.97% .

4.1.3. Čvrstoća drveta pri savijanju

Ovaj parametar se računa na osnovu dobijenih rezultata ispitivanja koja su predstavljena u prethodnom poglavlju. Imajući u vidu da je statički sistem ispitanih uzoraka prosta greda opterećena sa dve simetrične koncentrisane sile (Slika 4.1.2.2a), vrednost momenta savijanja u kritičnom preseku se računa:

$$M = Pa = \frac{F_{max}}{2} \cdot a \quad (4.1.3.1)$$

gde je:

F_{max} - izmerena sila u presi pri kojoj je nastupio lom uzorka,

a - rastojanje od mesta unosa sile do najbližeg oslonca.

Sa druge strane, nosivost na savijanje preseka grednog nosača računa se:

$$M = f_{m,d} \cdot W = f_{m,d} \cdot \frac{bh^2}{6} \quad (4.1.3.2)$$

$f_{m,d}$ - dozvoljena čvrstoća na savijanje drveta,

W - otporni momenat preseka,

b i h - širina i visina poprečnog preseka.

Izjednačavanjem jednačina (4.1.3.1) i (4.1.3.2) dobija se:

$$\frac{F_{max}}{2} \cdot a = f_m \cdot \frac{bh^2}{6} \Rightarrow f_m = \frac{3F_{max}a}{bh^2} \quad (4.1.3.3)$$

Tabela 4.1.3.1 Karakteristična vrednost čvrstoće na savijanje ispitanih uzoraka

Uzorak	F_{max} [kN]	f_m [kN/cm ²]
TM2	9.000	5.400
TM3	11.750	7.050
TM4	9.250	5.550
TM5	10.750	6.450
TM6	8.750	5.250
Srednja vrednost (4.2)		5.94
Standardna devijacija (4.3)		0.78
Koeficijent varijacije [%], (4.3)		13.07
Karakteristična vrednost $f_{m,k}$, (4.1)		4.13

Kao i kod utvrđivanja čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima, i u ovom slučaju je ispitivanje sprovedeno na malim uzorcima, pa je potrebno dobijene vrednosti korigovati. Ta korekcija se vrši preko obrazca (SRPS EN 1194):

$$f_m = (b / 150)^{0.05} \cdot (h / 600)^{0.10} \cdot f_{m,test} \quad (4.1.3.4)$$

f_m - čvrstoća na savijanje konstrukcijskog drveta,

$f_{m,test}$ - čvrstoća na savijanje drveta određena ispitivanjem na malim uzorcima,

b i h - širina i visina poprečnog preseka.

Na osnovu dobijenih rezultata (Tabela 4.1.3.1) vidi se da je na malim uzorcima karakteristična čvrstoća na savijanje 4.13kN/cm^2 , uz vrednost standardne devijacije od 0.78 i koeficijenta varijacije 13.07% . Kad se ovi rezultati koriguju jednačinom (4.1.3.4), uz podatke da su širina i visina uzoraka 50.0mm , dobije se da je karakteristična vrednost čvrstoće na savijanje uzoraka 3.05kN/cm^2 .

4.2. Određivanje mehaničkih karakteristika čelika

Ispitivanjem na uzorcima od okruglog čelika, određene su mehaničke karakteristike čelika koji je korišten za vanjsko prednaprezanje. Karakteristike relevantne za numeričku analizu nosača, a određene ovim postupcima su čvrstoća na zatezanje i modul elastičnosti (SRPS EN ISO 6892-1:2017).

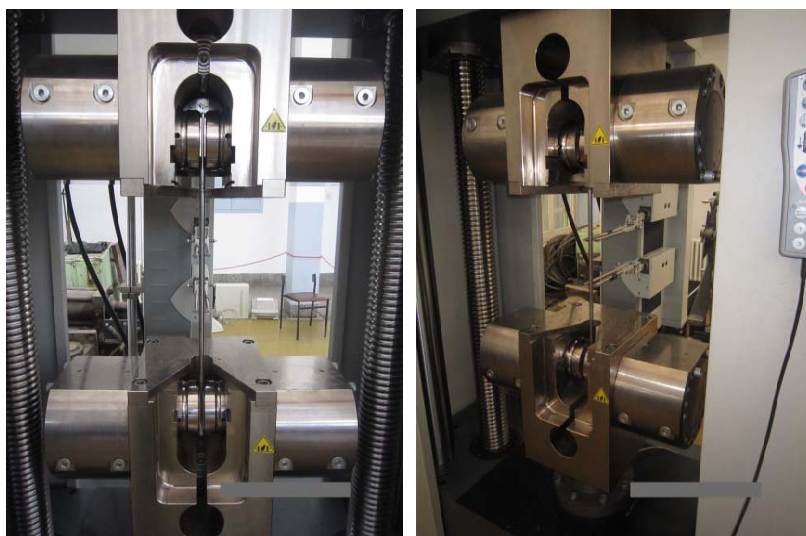
4.2.1. Određivanje čvrstoće na zatezanje i modula elastičnosti

Da bi se odredila zatezna čvrstoća i modul elastičnosti čeličnih šipki koje su korištene za vanjsko prednaprezanje, ispitano je tri uzorka. Uzorci su bili komadi od okruglog čelika prečnika 12.0mm , odnosno istog poprečnog preseka kao što su i šipke upotrebljene u nosaču (Slika 4.2.1.1).



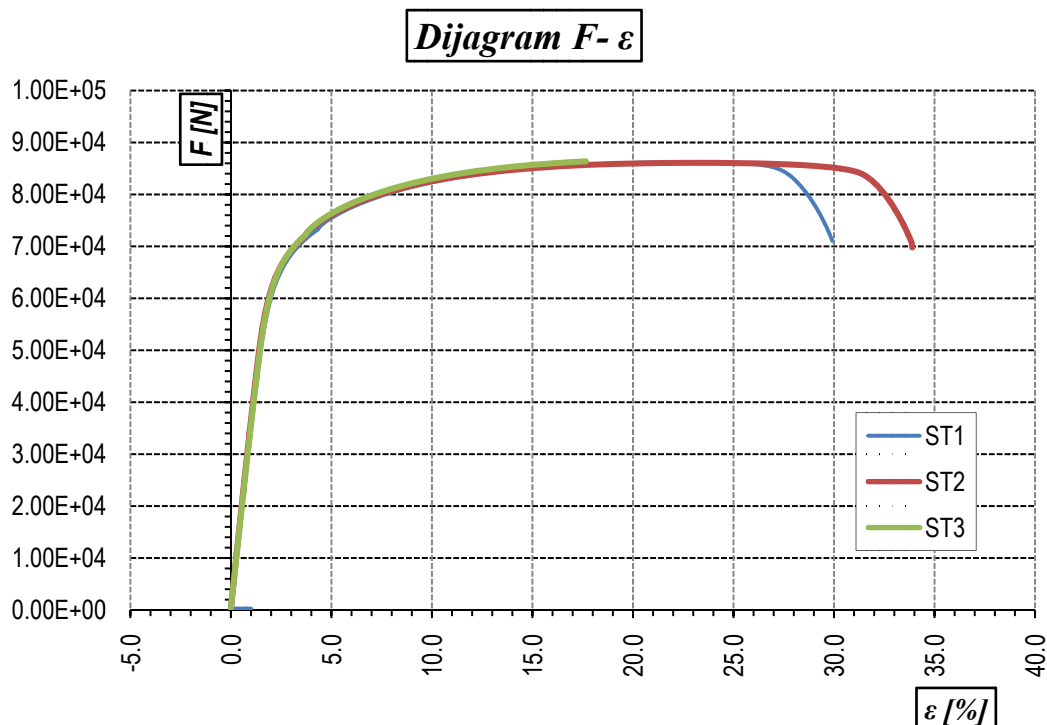
Slika 4.2.1.1 Uzorci korišteni za određivanje čvrstoće na zatezanje i modula elastičnosti

Određivanje zatezne čvrstoće i modula elastičnosti je sprovedeno u laboratoriji Instituta za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta u Sarajevu. Za ispitivanje je korištena savremena mašina od proizvođača Zwick/Roell Z600 (Slika 4.2.1.2).



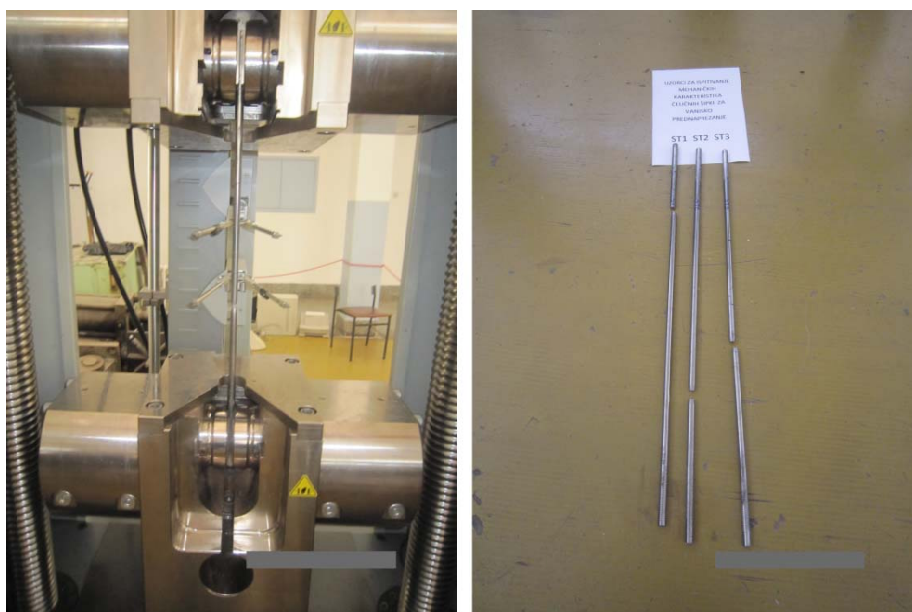
Slika 4.2.1.2 Uzorci od čelika u mašini za ispitivanje

U pitanju je mašina opremljena programom koji, paralelno sa nanošenjem opterećenja, crta dijagram zavisnosti sila-dilatacija i na osnovu tih podataka automatski, u formi tabele, daje rezultate ispitivanja, a nakon toga vrši i statističku obradu dobijenih rezultata. Ponašanje uzoraka tokom ispitivanja je bilo očekivano.



Dijagram 4.2.1.1 Odnos sila - izduženje na ispitanim uzorcima

Dijagrami dobijeni ispitivanjem čeličnih uzoraka su skoro identični. Na njima se mogu jasno uvideti dva platoa (Dijagram 4.2.1.1). Pri nižem nivou opterećenja odnos sila - dilatacija je linearan. Nakon tečenja uzoraka, drugi plato dijagrama ima znatno manji nagib, posle čega nastupa lom. U kritičnom preseku je vidljiva pojava kontrakcije (Slika 4.2.1.3).



Slika 4.2.1.3 Izgled uzoraka nakon završenog ispitivanja

Rezultati ispitivanja, kao i statistička obrada dobijenih rezultata ispitivanja je sprovedena tabelarno (Tabela 4.2.1.1).

Tabela 4.2.1.1 Rezultati ispitivanja čeličnih uzoraka

Uzorak	Površina poprečnog preseka [cm ²]	F_{max} [kN]	$R_{p0.20}$ [kN/cm ²]	R_m [kN/cm ²]	A_g [%]	A [%]	E [kN/cm ²]
ST1	1.131	86.21	62.648	76.226	2.720	2.880	17372.0
ST2	1.131	86.09	62.409	76.118	3.070	3.750	18762.0
ST3	1.131	86.38	62.762	76.379	2.850	2.850	18432.0
Srednja vrednost (4.2)		86.23	62.61	76.24	2.88	3.16	18188.67
Standardna devijacija (4.3)		0.15	0.18	0.13	0.18	0.51	726.25
Koeficijent varijacije [%], (4.3)		0.17	0.29	0.17	6.14	16.18	3.99
Karakteristična vrednost (4.1)		85.74	62.00	75.80	2.28	1.44	15739.96

U tabeli se može videti da je srednja vrednost napona pri 0.20% zaostale dilatacije iznosi 62.61kN/cm², uz standardnu devijaciju od 0.15 i koeficijent varijacije od 0.17%. Kada je u pitanju zatezna čvrstoća čeličnih uzoraka, njena karakteristična vrednost je 75.80kN/cm², uz srednju vrednost od 76.24kN/cm², standardnu devijaciju 0.13 i koeficijent varijacije 0.17%. Lom je nastupio pri sili prosečnog intenziteta 86.23kN. Osim ovih podataka, u prethodnoj tabeli su date još i vrednosti procentualnog izduženja uzorka nakon loma (A) i procenat plastičnog izduženja pri maksimalnoj sili (A_g).

4.3. Određivanje mehaničkih karakteristika očvrslog betona

Ispitivanjem u laboratorijama, utvrđene su sledeće mehaničke karakteristike očvrslog betona:

- čvrstoća betona na pritisak (SRPS ISO 4012:2000 i ISO1920-4:2020),
- čvrstoća betona na zatezanje (SRPS ISO 4108:2000),
- modul elastičnosti betona (SRPS ISO 6784:2000).

Beton koji je korišten za izradu nosača spravljen je u betonjerci Jugokomerc u Novom Pazaru, po sledećoj recepturi:

- **granulometrijski sastav agregata:**

- frakcija 0/4 800.0 kg (42.11%)
- frakcija 4/8 300.0 kg (15.78%)
- frakcija 8/16 800.0 kg (42.11%)
- ukupna masa agregata: 1900.0 kg

- **cement:**

- Titan 380.0 kg

- **aditiv:**

- Sika Techno 20S 3.50 kg

- voda:

- sa vodovoda 170 0 kg

Ukupna masa svežeg betona po 1m³: 2453.50 kg.

Beton sa ovom recepturom imao je vodocementni faktor od 0.448. Prilikom betoniranja nosača uzeti su uzorci za utvrđivanje čvrstoće na zatezanje cepanjem i modula elastičnosti, dok su za određivanje čvrstoće na pritisak upotrebljeni krenovi uzeti i samih nosača nakon sprovedenog ispitivanja. Uzorci spravljeni od sveže betonske smeše su, nakon vađenja iz kalupa, negovani u koritu koje je bilo ispunjeno vodom u trajanju od 28 dana.

4.3.1. Određivanje čvrstoće na pritisak

Nakon završetka ispitivanja na gredama, iz nasumično odabranih ispitanih greda izvađeni su kernovi. Uzorci kernova su uzeti u zoni betonskog dela nosača bliže osloncima, kako bi se izbegle zone na kojima su se, tokom ispitivanja, pojavile prsline (Slika 4.3.1.1).



Slika 4.3.1.1 Uzimanje uzoraka iz ispitanih greda kako bi se odredila čvrstoća betona na pritisak

Pre samog ispitivanja kernova, kako bi se dobile ravne baze cilindara, iste su obrađene u Bohme-ovoj mašini (mašina koja se koristi za testiranje otpornosti na habanje), nakon čega su utvrđene dimenzije (prečnik baze i visina cilindra) i masa uzoraka. Na uzorcima su bila vidljiva mesta na kojima je bila armatura korištena za armiranje betonskog dela nosača. Uzorkovanje i ispitivanje kernova je izvršeno u laboratoriji Instituta za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta u Sarajevu. Za ispitivanje je korištena ista mašina kao i prilikom ispitivanja čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima (*Alfred J. Amsler & Co., Schaffhausen - Schweiz*), ali ovaj put sa dodatcima neophodnim za ispitivanje čvrstoće malih betonskih uzoraka na pritisak. Svi ispitani uzorci pokazali su, sa aspekta referentnog standarda, prihvatljiv oblik loma (Slika 4.3.1.2).



Slika 4.3.1.2 Ispitivanje čvrstoće na pritisak kernova od betona (uzorak u mašini za ispitivanje kao i izgled uzoraka nakon ispitivanja)

Dobijeni rezultati ispitivanja su obrađeni tabelarno (Tabela 4.3.1.1).

Tabela 4.3.1.1 Rezultati ispitivanja betonskih kernova

Uzorak	Prečnik uzorka [mm]	Visina uzorka [mm]	Masa uzorka [gr]	Zapreminska masa uzorka [kg/m ³]	Sila loma [N]	Čvrstoća pri pritisku [MPa]
1	50.00	50.20	226.31	2295.99	70500.00	35.91
2	50.10	49.30	217.18	2234.64	64250.00	32.59
3	50.00	52.50	234.17	2271.65	67750.00	34.50
Srednja vrednost (4.2)						34.33
Standardna devijacija (4.3)						1.66
Koeficijent varijacije [%], (4.3)						4.84
Karakteristična vrednost (4.1)						28.72

4.3.2. Određivanje čvrstoće betona na zatezanje (opit cepanjem)

Za ispitivanje čvrstoće na zatezanje očvrslog betona, pripremljena su tri uzorka oblika cilindra, prečnika baze od 150.0mm i visine 300.0mm. Uzorci su, nakon vađenja iz kalupa, negovani u posudi sa vodom. Ispitivanje uzoraka je sprovedeno u laboratoriji koja radi u sklopu studijskog programa građevinarstvo na Departmanu tehničkih nauka, Državnog Univerziteta u Novom Pazaru. Za ispitivanje je korištena savremena presa firme *Controls*. Da bi se opterećenje na uzorke nanijelo ravnomerno duž izvodnice, sa obe strane, u skladu sa standardom, postavljena je čelična ploča širine 15.0mm i debljine 4.0mm (Slika 4.3.2.1). Opterećenje je nanošeno do loma, pri čemu je zabeležena maksimalna sila u presi. Na osnovu dobijene sile, zatezna čvrstoća betona računa se prema obrazcu:

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi \cdot l \cdot d} \quad (4.3.2.1)$$

U prethodnom obrazcu pojedini članovi predstavljaju:

- F sila u presi očitana sa displeja aparata,
- l dužina uzorka,
- d prečnik uzorka.



Slika 4.3.2.1 Ispitivanje čvrstoće na zatezanje cepanjem (uzorci pre i posle ispitivanja)

Na pethodnoj slici se može videti da je lom svih uzoraka nastupio duž trake preko koje je aplicirano opterećenje. Lom je delio uzorke skoro na jednake, simetrične delove. Rezultati ispitivanja su obrađeni tabelarno (Tabela 4.3.2.1).

Tabela 4.3.2.1 Rezultati ispitivanja čvrstoće na zatezanje betona

Uzorak	Prečnik uzorka [mm]	Dužna uzorka [mm]	Sila loma [N]	Čvrstoća pri pritisku [MPa]
1	152.50	302.50	295000.00	4.07
2	150.50	301.00	292000.00	4.10
3	151.00	301.50	287000.00	4.01
Srednja vrednost (4.2)				4.06
Standardna devijacija (4.3)				0.05
Koeфицијent varijacije [%] (4.3)				1.13
Karakteristična vrednost (4.1)				3.91

4.3.3. Određivanje modula elastičnosti betona pri pritisku

Modul elastičnosti predstavlja odnos napona i elastične (povratne) deformacije betona pri kratkotrajnim ciklusima opterećenja i rasterećenja. Zbog izraženog heterogenog sastava, ova mehanička veličina će svakako zavisiti od mehaničkih karakteristika komponenti od kojih je spravljen beton - agregata i cementa (vodocementnog faktora). Približnu vrednost modula elastičnosti, za proizvoljnu starost uzorka, moguće je sračunati na osnovu srednje vrednosti čvrstoće betonskih kocki na pritisak (Evrokod 2, Tačka 3.1.3, član 3):

$$E_{cm}(t) = \left[\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right]^{0.30} \cdot E_{cm} \quad (4.3.2.1)$$

U prethodnom obrazcu pojedine oznake predstavljaju:

- $E_{cm}(t)$ vrednost modula elastičnosti u starosti od t dana,
- $f_{cm}(t)$ srednja vrednost čvrstoće na pritisak u starosti od t dana,
- E_{cm} vrednost modula elastičnosti u starosti od 28 dana,
- f_{cm} srednja vrednost čvrstoće na pritisak u starosti od 28 dana.

Odnos u uglastoj zagradi predstavlja koeficijent koji zavisi od starosti betona (*Evrokod 2, Tačka 3.1.2, član 6*), $\beta_{cc}(t)$:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^2 \right] \right\} \quad (4.3.2.2)$$

Iz prethodnog obrazca se može videti da vrednost modula elastičnosti raste sa starošću betona. Ukoliko se zanemari ovaj priraštaj, vrednost modula elastičnosti će biti jednaka njegovoj vrednosti u starosti od 28 dana. Ovu vrednost se može sračunati na osnovu izraza datog u *Tabeli 3.1, Evrokoda 2*:

$$E_{cm} = 22.0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.30} \quad (4.3.2.3)$$

Za srednju vrednost čvrstoće na pritisak od 34.33 MPa (Poglavlje 4.3.1) i betonsku smesu napravljenu od agregata na bazi kvarcita, modul elastičnosti je:

$$E_{cm} = 22.0 \cdot \left(\frac{34.33}{10} \right)^{0.30} = 31.85 \text{ GPa}.$$

Vrednost modula elastičnosti betona je dobijena i ispitivanjem tri cilindrična uzorka prečnika baze od 150.0 mm i visine 300.0 mm , u skladu sa standardom *SRPS ISO 6784:2000*.



Slika 4.3.3.1 Postavka eksperimenta za određivanje modula elastičnosti betonskih uzoraka

Ispitivanje je obavljeno u laboratoriji Instituta za materijale Građevinsko-arhitektonskog Fakulteta u Nišu. Za ispitivanje je korištena presa *HPM 3000*, koja pruža mogućnost kontrolisanog unosa sile prilikom i opterećenja i rasterećenja (Slika 4.3.3.1). Na uzorcima su fiksirana dva metalna prstena na kojima su instalirani uređaji za merenje pomeranja prilikom opterećenja i rasterećenja. Ti uređaji su međusobno pod uglom od 120° . Dobijeni rezultati su prikazani u formi tabele (Tabela 4.3.3.1).

Tabela 4.3.3.1 Modul elastičnosti betona

<i>Uzorak</i>	$E_{c,test}$ [GPa]	$E_{c,mean}$ [GPa]	$E_{c,EC2}$ [GPa]
1	30.80	31.33	31.85
2	30.30		
3	32.90		

Na osnovu dobijenih i sračunatih vrednosti mehaničkih karakteristika, beton upotrebljen za spravljenje nosača može se svrstati u klasu *C25/30*.

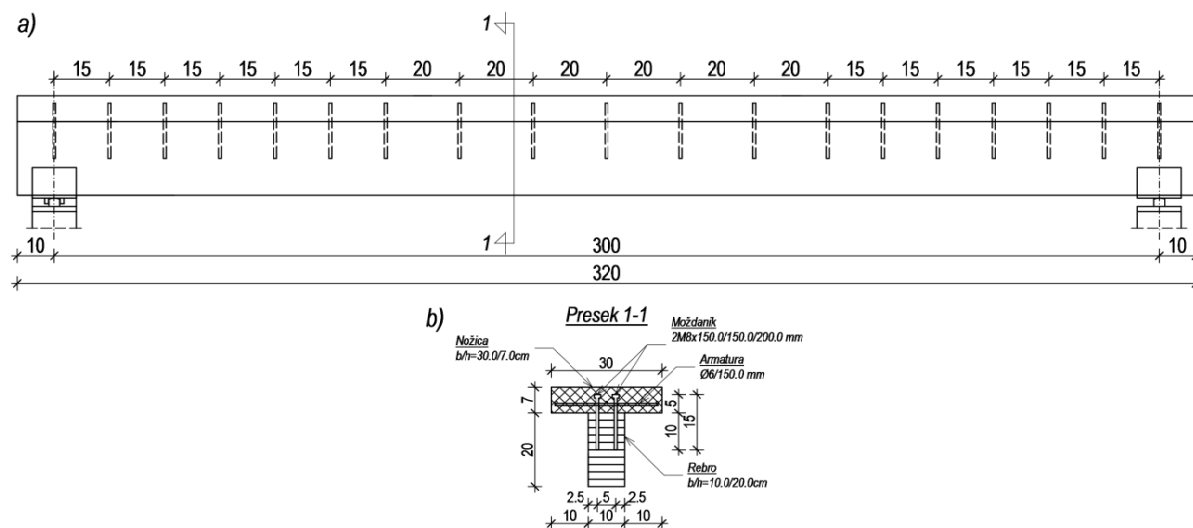
5. LABORATORISKO ISPITIVANJE SPREGNUTIH I SPREGNUTO-PREDNAPREGNUTIH NOSAČA

5.1. Predmet eksperimentalnog ispitivanja

Glavni zadatak ovog istraživanja opisan je u ovom poglavlju. Za realizaciju ovog zadatka, projektovano je i napravljeno ukupno deset nosača. Osnovni nosač pretstavlja gredu nastalu sprezanjem drveta i betona. Prvi tip nosača je identičan osnovnom nosaču i glavna mu je funkcija da služi kao etalon, odnosno kao uporedni uzorak. Drugi tip nosača je nastao malom modifikacijom osnovnog nosača na način da je dodatno ojačan vanjskim elementima - zategama. Zatege su, u cilju postizanja što boljeg naponsko-deformacijskog stanja, bile prednapregnute. Cilj je da se, na osnovu dobijenih rezultata ispitivanja i njihovim međusobnim upoređivanjem za prvi i drugi tip nosača, proceni stepen postignutog poboljšanja.

5.2. Osnovni nosač - statički sistem, poprečni presek i primenjeni sistem sprezanja

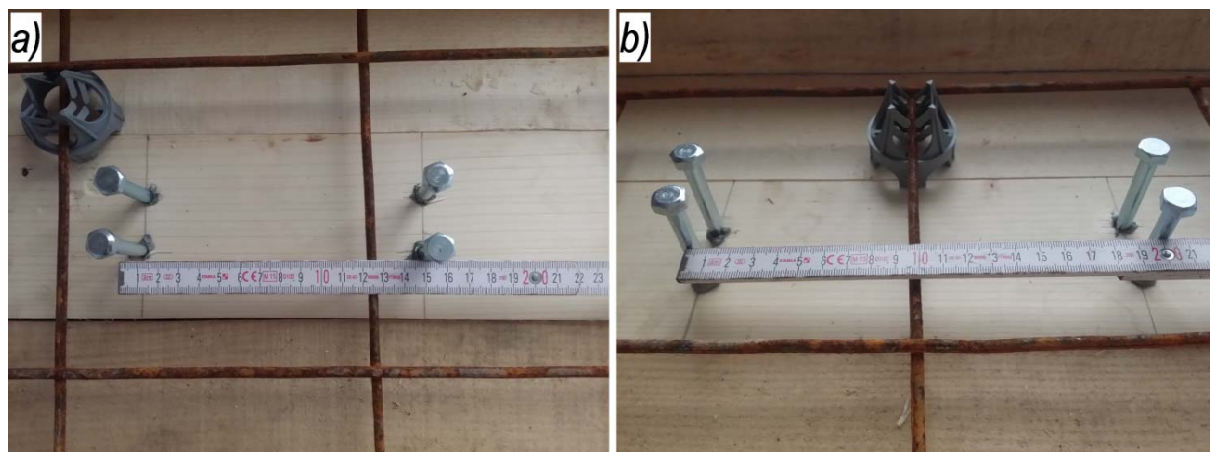
Projektovani nosači su statičkog sistema proste grede, ukupne dužine 320.0cm , odnosno statičkog raspona 300.0cm . Poprečni presek spregnutog nosača je oblika slova "T". Rebro nosača je dimenzija $b/h=10.0/20.0\text{cm}$, dok je dimenzija betonske nožice $b/h=30.0/7.0\text{cm}$. Za sprezanje su upotrebljeni zavrtnjevi bez navrtke, prečnika 8.0mm i dužine 150.0mm (Slika 5.2.1).



Slika 5.2.1 Osnovni nosač korišten u ispitivanju, a) izgled, b) poprečni presek, mere su u [cm]

Moždanici su u drveni deo nosača ugrađeni u dužini od 10.0cm u prethodno izbušene rupe koje su bile približno istog prečnika kao i sam zavrtnanj. Da bi se ostvarila što bolja veza između drvenog nosača i moždanika, u izbušene rupe je utisnut dvokomponentni lepak od proizvođača Sika tip *AnchorFix 3*, tako je ostvarena njihova potpuna veza. Preostalih 5.0cm moždanika je ugrađeno u betonski deo nosača. Oni su duž nosača raspoređeni u dva reda. U poprečnom pravcu, moždanici su međusobno osovinski 5.0cm udaljeni, dok rastojanje duž ose

nosača zavisi od opterećenja i promenljivo je. U krajnjim poljima, u prvoj i poslednjoj trećini raspona, razmak moždanika 15.0cm, dok je u srednjem polju taj razmak 20.0cm (Slika 5.2.2).



Slika 5.2.2 Moždanici upotrebljeni za sprezanje, a) krajnja polja, b) srednje polje

Drvene grede su, pre montiranja oplata, oslonjene na tri grede, koje su direktno oslonjene na pod objekta, tako da se sa sigurnošću može reći da je sprezanje izvršeno pre apliciranja sopstvene težine nosača (Slika 5.2.3a). Za prijem napona zatezanja u donjoj zoni betonskog dela nosača, ugrađena je armatura $\varnothing 6.0/150.0mm$. Sve grede su spravljene u zatvorenoj prostoriji i nisu bile direktno izložene atmosferskim uticajima (Slika 5.2.3b).



Slika 5.2.3 Priprema nosača za betoniranje, a) drveni nosači sa oplatom na privremenim osloncima i bušenje rupa u drvenom nosaču za ugradnju moždanika, b) nosači spremni za betoniranje

Beton koji je dopremljen iz obližnje betonjerke ugrađen je u nosače u roku od dva sata. Svi nosači su prilikom betoniranja vibrirani pervibratorom malog prečnika, kako bi se, zbog relativno male debljine betonske nožice, izbegla segregacija. U svežu betonsku smesu su ugrađena još četiri elementa: dve kuke koje su služile za transport nosača i njihovo montiranje u uređaj za ispitivanje i dve čelične ploče u trećinama raspona kako bi se obezbedilo što ravnomernije naleganje elemenata za unos sila prilikom ispitivanja. Betoniranje greda je izvršeno u drugoj polovini aprila 2018. godine. Nakon ugradnje betona, sve grede su negovane na način da su u prvih sedam dana natapane vodom dva puta dnevno. Posle prve nedelje, u cilju što dužeg zadržavanja vlage, betonski deo greda je prekriven tkaninama koje se jedanput dnevno natapane vodom. Taj režim nege je trajao naredne dve nedelje. Nosači su bili u oplati cca 4 nedelje, nakon čega su isti demontirani i detaljno vizuelno pregledani. Ni na

jednom od izrađenih nosača nisu bile vidljive pojave prslina, što je svakako posledica nege tokom perioda očvršćavanja.



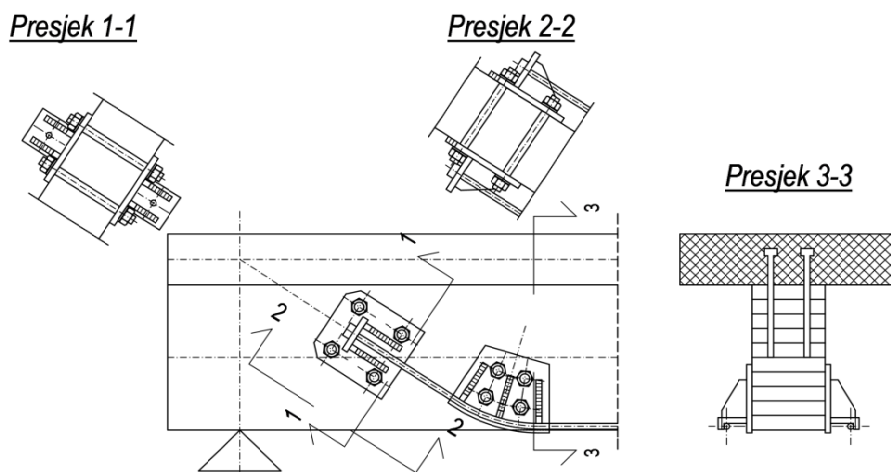
Slika 5.2.4 Nosači nakon demontaže oplata

Nosači su sve do transporta u Insitut u kojem je izvršeno ispitivanje bili smešteni na istoj lokaciji na kojoj su bili i spravljeni, što znači da su bili zaštićeni od direktnih vremenskih uticaja, značajnijih varijacija temperature i relativne vlažnosti. Ispitivanje nosača je započeto početkom decembra 2018. godine.

5.3. Odabir sistema za unos sile prednaprezanja

Najosetljiviji deo projektovanja ovakvog nosača jeste odabir sistema prednaprezanja. Posebna nepovoljnost pretstavlja relativno niska otpornost drvenog dela nosača na pritisak po omotaču rupe. Pre ispitivanja razmatrane su razne varijante za rješenje ovog problema. Prva varijanta koja je razmatrana uključivala je dva elementa za prednaprezanje sa poligonalnom trasom (Slika 5.3.1).

Varijanta 1



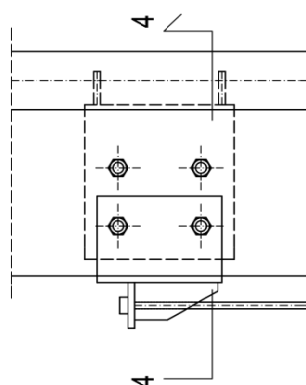
Slika 5.3.1 Varijanta sistema za prednaprezanje sa dveparalelne poligonalna šipke

Način kotvljenja zatega je prikazan u presecima 1-1 i 2-2, dok je konstrukcijsko oblikovanje devijatora prikazano na preseku 3-3 pomenute slike. Dobra strana ovog načina ogleda se u tome što su zavrtnjevi na mjestima kotvi ravnomjerno opterećeni. Ono što je

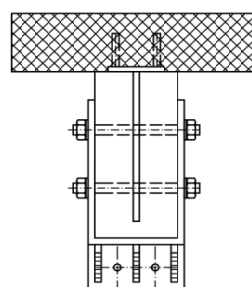
nepovoljno kod ove varijante je način unosa sile prednaprezanja. Ukoliko se uzme da su aktivne kotve sa jedne strane nosača, sila prednaprezanja mora da prođe preko dva devijatora. Povećanjem sile u zategama, povećava se skretna sila na mjestima devijatora, što uzrokuje povećanje sile trenja na kontaktu šipke i devijatora. Ova pojava znatno otežava postupak prednaprezanja. Ako se primeni postupak unosa sile prednaprezanja u nosač obostrano, u tom slučaju sila prolazi preko jednog devijatora, ali sad nastaju problemi oko sinhronizacije, jer se unos sile vrši na četiri mesta.

Kod druge razmatrane varijante, eliminisani su problemi vezani za devijatore i skretne sile, jer je zatega prava, pa je samim tim i način unošenja sile prednaprezanja znatno jednostavniji. Problem koji je prisutan kod drvenih nosača, a tiče se male čvrstoće na pritisak po omotaču rupe, ovdje je u nekoj meri izbegnut postavljanjem čelične ploče unutar drvene grede. Ova ploča je uz pomoć moždanika, usidrena u betonsku ploču i ima dvostruku funkciju: prva funkcija je prijem sile od zavrtnjeva koji se nalaze unutar drvenog dela nosača, a druga je prijem smičućih sila u ravni spoja (Slika 5.3.2).

Varijanta 2



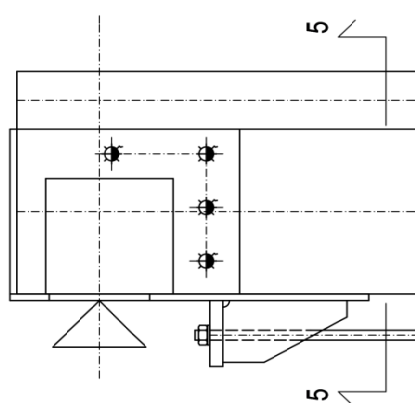
Presjek 4-4



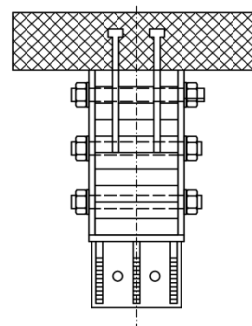
Slika 5.3.2 Varijanta sa pravolinijskim šipkama i čeličnom pločom unutar drvene grede

Nedostatak ove varijante je samo postavljanje čelične ploče unutar drvenog nosača, jer ta operacija zahtjeva preciznost i prilikom postavljanja ploče i prilikom bušenja rupa. Drugi nedostatak tiče se preraspodjele smičuće sile u ravni spoja, jer će moždanici, koji su sastavni deo ovog sklopa, zbog veće krutosti u odnosu na druge, na sebe “navući“ veći deo te sile.

Varijanta 3



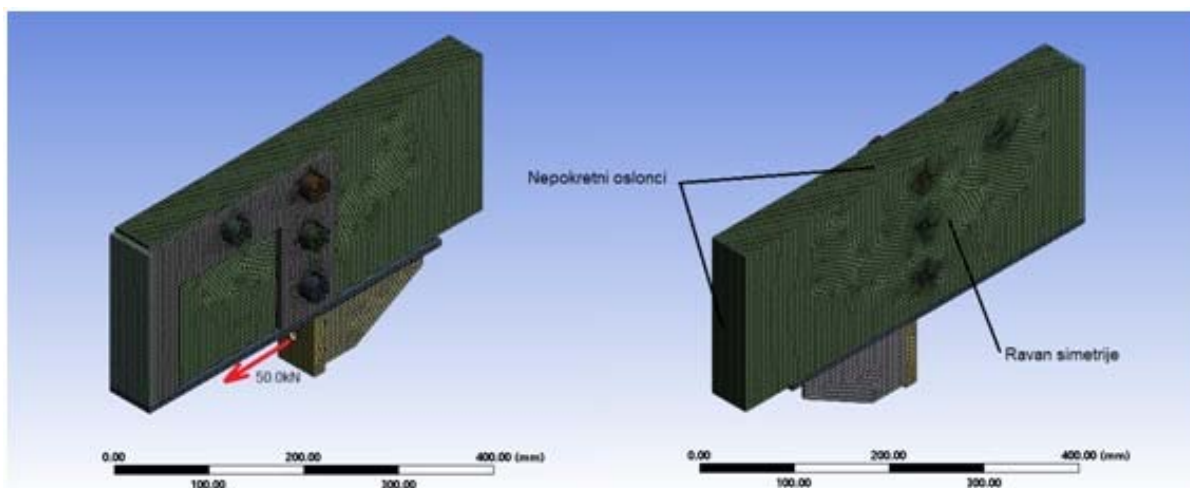
Presjek 5-5



Slika 5.3.3 Varijanta sa pravolinijskim šipkama i čeličnom kutijom na kraju drvenog nosača

Treća varijanta se sastoji od elementa u obliku kutije, koji se montira na kraju drvenog nosača, dok je trasa šipki, koje služe za unos sile prednaprezanja, kao i u prethodnoj varijanti, pravolinijska (Slika 5.3.3). Cilj veze realizovane na ovaj način bio je da se preko čelične ploče, koje se nalazi na kraju drvenog nosača, taj nosač u što većoj meri optereti na savijanje sa dominantnim pritiskom paralelno vlaknima. Zbog položaja šipki u odnosu na drveni nosač, zavrtnjevi, koji su sastavni deo veze primaju određeni deo opterećenja, ali je taj deo znatno manji u odnosu na opterećenje koje prihvataju zavrtnjevi u drugoj varijanti. Nedostatak ove veze se ogleda u malo komplikovanijoj izradi, pre svega u slučaju kada treba ojačati postojeće nosače.

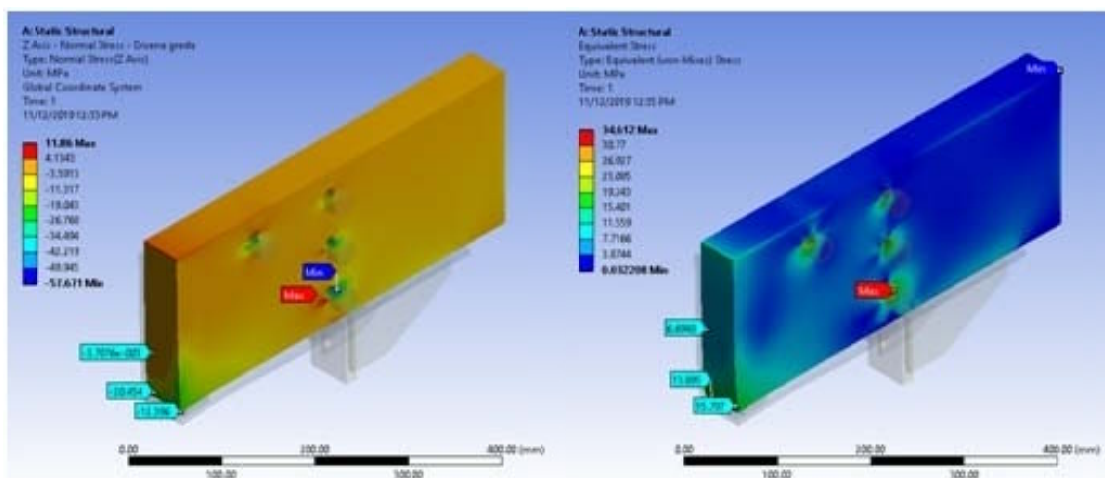
Treća varijanta je primenjena za izradu nosača koji su predmet istraživanja. Da bi se što bolje sagledalo ponašanje veze u samom nosaču pod opterećenjem, preliminarno je urađen numerički model veze primenom metode konačnih elemenata. Za izradu numeričkog modela korišten je program *ANSYS ver. 16.1*. Modeliran je samo drveni deo nosača sa čeličnim elementom, na koji je aplicirana sila intenziteta $50.0kN$, što je bila očekivana sila u jednoj armaturi. Deo nosača koji je modeliran predstavljen je sa realnom geometrijom uz pomoć *SOLID* elemenata. Veze (drveni nosač – čelična papučica, drveni nosač – zavrtnjevi i čelična papučica – zavrtnjevi) modelirane su uz pomoć *CONTACT* i *TARGET* konačnih elemenata, uz zanemarivanje uticaja trenja. Posebna problematika, prilikom numeričke analize ovih nosača, zbog izražene anizotropnosti, pretstavlja materijalni model za drvo. Za preliminarnu analizu, koja je sprovedena na modelu, nije se išlo sa kompleksnijim materijalnim modelom, koji bi obuhvatio anizotropiju i post-elastično ponašanje drveta, već je usvojen izotropni model u linearnoj oblasti sa modulom elastičnosti od $1100.0 kN/cm^2$. Prilikom modeliranja ovog dela konstrukcije, kako bi se skratilo vrijeme proračuna, iskorišćeno je svojstvo simetrije, pa je tretirana samo jedna njena polovina (Slika 5.3.4).



Slika 5.3.4 Numerički model primenjenog sistema prednaprezanja

Dobijeni rezultati su, u velikoj meri potvrdili očekivanja. Ako se izuzme naprezanje na kontaktu zavrtnjeva i drvenog dela nosača, najveći intenzitet naprezanja vidljiv je na kontaktu čelične papučice i drveta na donjoj ivici nosača. Kako se ide dalje, prema vrhu drvenog dela nosača, intenzitet opterećenja, kao posledica ekscentričnog unosa sile, opada. U cilju kvalitativnog sagledavanja naprezanja u drvenom delu nosača (misli se na karakter napona -

pritisak ili zatezanje), osim *Von Mises*-ovih napona, prikazani su i normalni naponi u pravcu ose nosača (Slika 5.3.5).



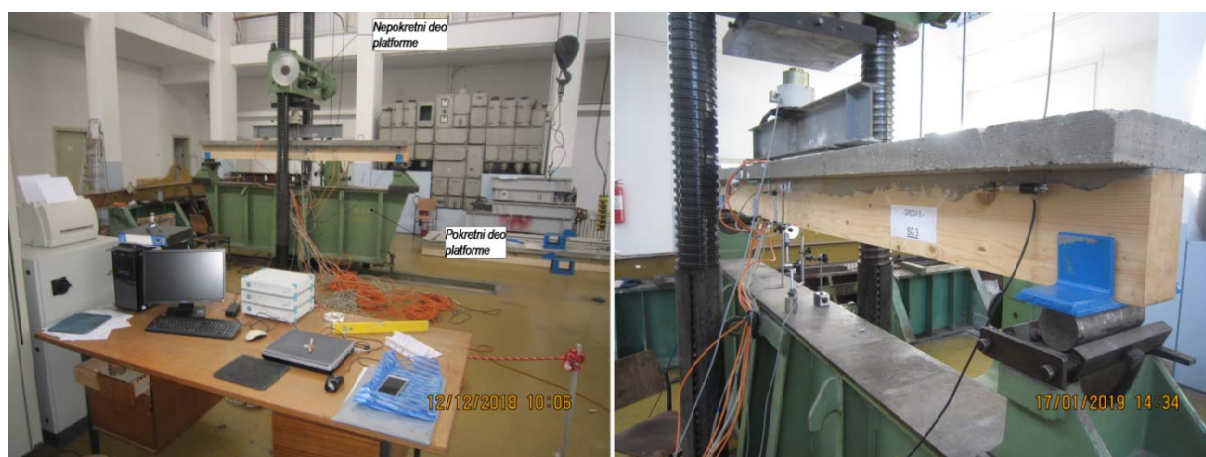
Slika 5.3.5 Naprezanja u drvenom delu nosača na mestu unosa sile prednapreznja

5.4. Eksperimentalno ispitivanje nosača

Predmet eksperimentalnog ispitivanja bilo je ukupno deset nosača. Spregnuti nosači drvo-beton su, kao što je već rečeno, identični osnovnom nosaču. Prednapregnuti nosači su ojačani vanjskom armaturom. Kompletna procedura ispitivanja je sprovedena u Institutu za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta u Sarajevu.

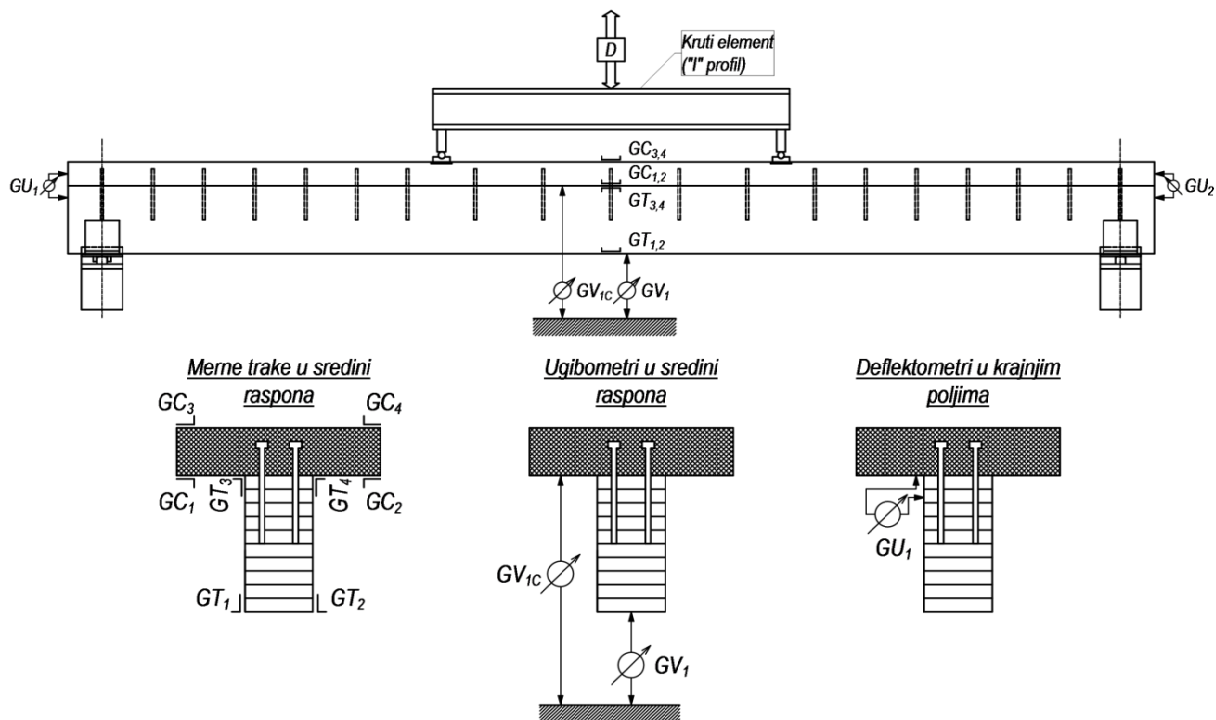
5.4.1. Postavka ispitivanja, raspored mernih mesta i način nanošenja opterećenja na ispitivanim uzorcima

Za ispitivanje oba tipa nosača korištena je robusna platforma koja ima mogućnost unosa sile u ispitivane uzorke i do 2000.0 kN . Platforma je projektovana na taj način da joj je deo na koji je montiran nosač pomerljiv, dok je drugi, ramovski deo, tokom ispitivanja nepomerljiv. Aplikiranje sile se ostvaruje na taj način što se platforma sa nosačem odiže i upire u gornji nepokretni deo (Slika 5.4.1.1).



Slika 5.4.1.1 Postavka ispitivanja spregnutih nosača drvo-beton

Cilj eksperimentalnog ispitivanja samo spregnutih nosača bio je da se izmere vrednosti deformacija u merodavnim presecima, kako bi se na osnovu tih vrednosti kvalitativno procenilo ponašanje ispitivanih nosača. U tu svrhu, merene se globalne (ugibi i relativno pomeranje elemenata) i lokalne (dilatacije) deformacije. Ugibi i dilatacije su merene tačno na sredini nosača, dok je relativno razmicanje elemenata mereno u zoni oslonaca (Slika 5.4.1.2).



Slika 5.4.1.2 Raspored mernih mesta na spregnutom nosaču

Dilatacije su merene uz pomoć mernih traka, ugibi preko induktivnih pretvarača pomeranja, a relativna pomeranja uz pomoć deflektometara (Tabela 5.4.1.1).

Tabela 5.4.1.1 Oznake mernih mesta i tip upotrebljenog instrumenta za ispitivanje spregnutih nosača

Spregnuti nosači (5 komada)													
Merno mesto	G ₁ T ₁	G ₂ T ₂	G ₃ T ₃	G ₄ T ₄	G ₁ C ₁	G ₂ C ₂	G ₃ C ₃	G ₄ C ₄	G ₁ V ₁	G ₁ V _{C1}	G ₁ U ₁	G ₁ U ₂	D
Tip Instr.	MT2	MT2	MT3	MT3	MT2	MT2	MT2	MT2	PM1	PM2	DM	DM	FM
<p>MT1- merna traka TML, Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd, tip FLA-6-11, dužine 6.0mm i otpora 120±0.30Ω, MT2- merna traka TML, Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd, tip PL-60-11, dužine 60.0mm i otpora 120±0.30Ω, MT3- merna traka KYOWA, tip KFG-30-120-C1-11, dužine 30.0mm i otpora 119.80±0.20Ω, PM1- induktivni pretvarač pomeranja (LVDT – linear variable displacement transducers) W100 PM2 - induktivni pretvarač pomeranja (LVDT – linear variable displacement transducers) W50 DM – elektronski deflektometar FM - elektronski dinamometar</p>													

Intenzitet nanešene sile je meren uz pomoć dinamometra koji je pozicioniran između gornje nožice profila (kruti element) i donje ivice fiksnog dela platforme.

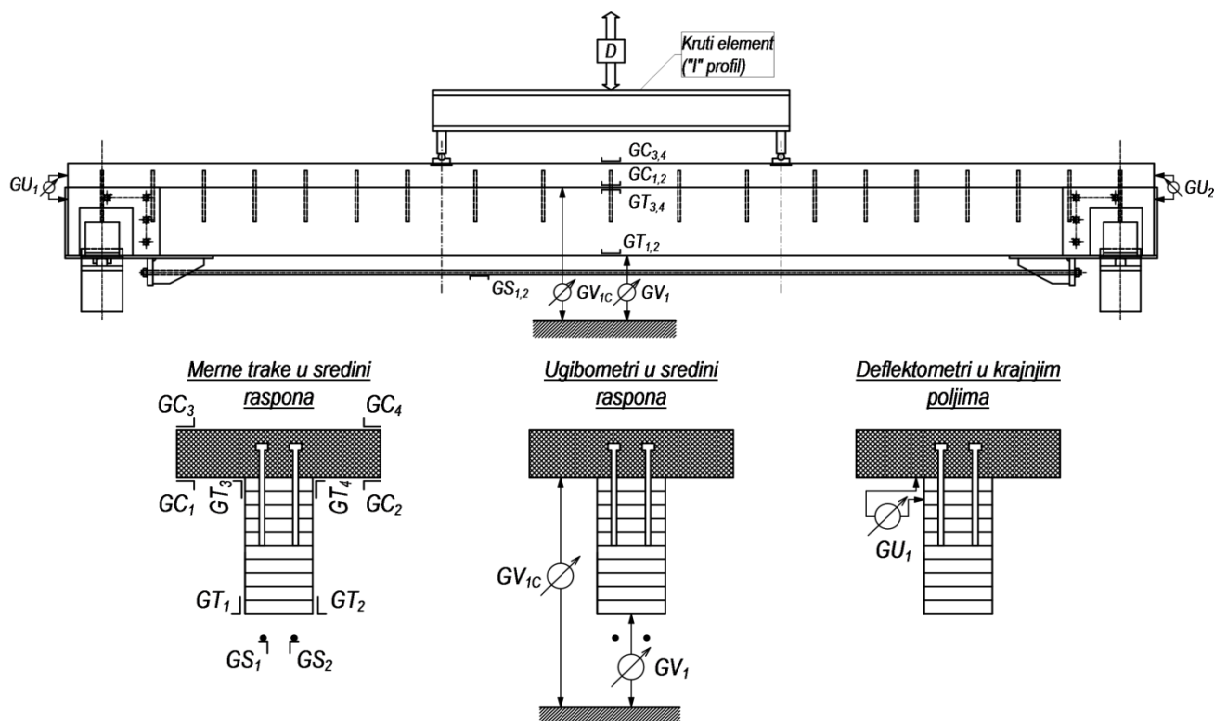
Nanošenje opterećenja na nosače je vršeno u skladu sa referentnim standardom (SRPS EN 26891) i identično je proceduri nanošenja opterećenja prilikom ispitivanja pomerljivosti

veze spregnutih nosača (Slika 2.1.2.5). Prema ovoj proceduri, opterećenje se postepeno nanosi do vrednosti od 40.0% ($0.40F_{max}$) predviđene sile loma. Nakon toga se vrši rasterećenje do nivoa od 10.0% ($0.10F_{max}$) ti sile, da bi se u trećem koraku opterećenje nanosilo do sloma. Beleženje intenziteta sile i svih merenih veličina na nosaču vršeno je uz pomoć merne opreme od proizvođača “Hottinger“ i višekanalnog mernog sistema “Spider“ (Slika 5.4.1.1). U cilju što lakše obrade dobijenih rezultata, beleženi su rezultati na koraku $5.0kN$, bilo da je u pitanju opterećenje ili rasterećenje.

Statička visina spregnuto-prednapregnutih nosača za nešto malo više od 5.0 cm veća od visine samo spregnutih nosača, što je omogućilo potpunu istu postavku ispitivanja ojačanih nosača (Slika 5.4.1.3).



Slika 5.4.1.3 Postavka ispitivanja spregnuto-prednapregnutih nosača



Slika 5.4.1.4 Raspored mernih mesta na ojačanom nosaču

Osim veličene deformacija koje su merene na spregnutom nosaču, na ojačanom nosaču su još merene i dilatacije u obe čelične zatege (Slika 5.4.1.4 i Tabela 5.4.1.2).

Tabela 5.4.1.2 Oznake mernih mesta i tip upotrebljenog instrumenta za ispitivanje spregnuto-prednapregnutih nosača

Spregnuto-prednapregnuti nosači (5 komada)															
Mer. mesto	G ₁ T ₁	G ₂ T ₂	G ₁ T ₁	G ₂ T ₂	G ₃ T ₃	G ₄ T ₄	G ₁ C ₁	G ₂ C ₂	G ₃ C ₃	G ₄ C ₄	G ₁ V ₁	G ₁ V _{C1}	G ₁ U ₁	G ₁ U ₂	D
Tip Instr.	MT2	MT2	MT2	MT2	MT3	MT3	MT2	MT2	MT2	MT2	PM1	PM2	DM	DM	FM
<p>MT1- merna traka TML, Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd, tip FLA-6-11, dužine 6.0mm i otpora 120±0.30Ω, MT2- merna traka TML, Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd, tip PL-60-11, dužine 60.0mm i otpora 120±0.30Ω, MT3- merna traka KYOWA, tip KFG-30-120-C1-11, dužine 30.0mm i otpora 119.80±0.20Ω, PM1- induktivni pretvarač pomeranja (LVDT – linear variable displacement transducers) W100 PM2 - induktivni pretvarač pomeranja (LVDT – linear variable displacement transducers) W50 DM – elektronski deflektometar FM - elektronski dinamometar</p>															

Opterećenje na ojačanim nosačima se nanosilo u dva koraka. Prvi korak bio je unos sile prednaprežanja. Ova sila je unošena uz pomoć moment-ključa, sa obe strane nosača (jedna zatega je naprezana sa jedne strane, a druga sa druge). Intenzitet sile prednaprežanje je bio takav da se na gornjem vlaknu betonskog dela nosača izazove napon koji je približan zateznoj čvrstoći betona. Budući da su na tom delu nosača već postavljene merne trake, ovo nije bio nikakav problem. Da bi se zadovoljio ovaj uslov, dilatacija u gornjem vlaknu betonskog dela nosača trebala je da bude:

$$\varepsilon_1'' \approx \frac{\sigma_c}{E_c} \approx \frac{0.25}{3100.0} \approx 0.806 \text{ ‰} \approx 80.645 \mu D$$

Nakon unosa sile prednaprežanja, nosači su postepeno opterećivani do maksimalne sile u presi, a pri tom su beleženi rezultati na svakom prirastu sile u presi od 5.0kN .

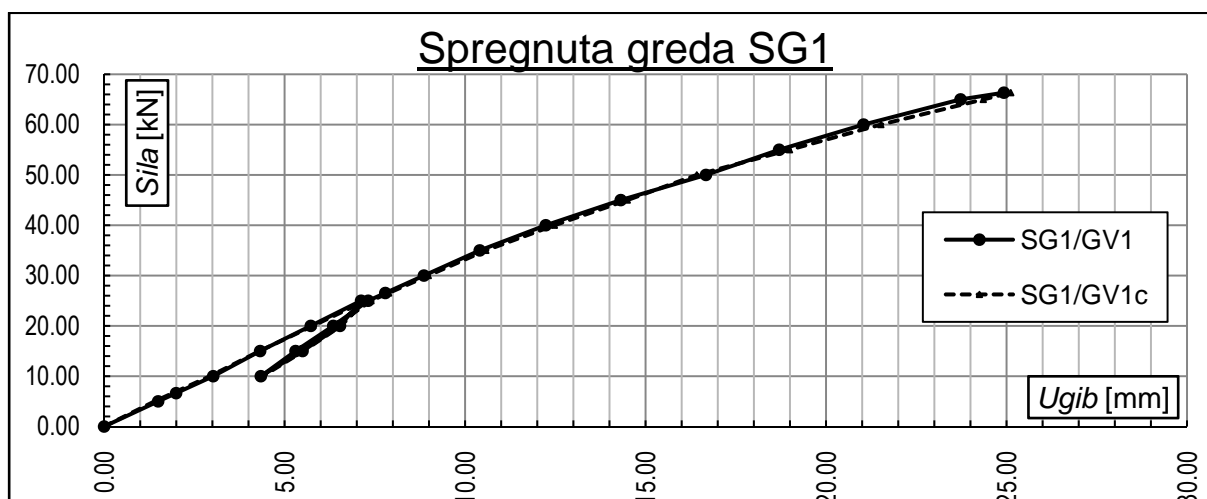
5.4.2. Izmereni ugibi i relativna pomeranja na spregnutim nosačima

Spregnuti nosači su označeni sa SG i brojem kojim je predstavljen redosled ispitivanja (tako nosač SG1 predstavlja nosač koji je prvi ispitan, a nosač SG5 je onaj koji je ispitan poslednji).

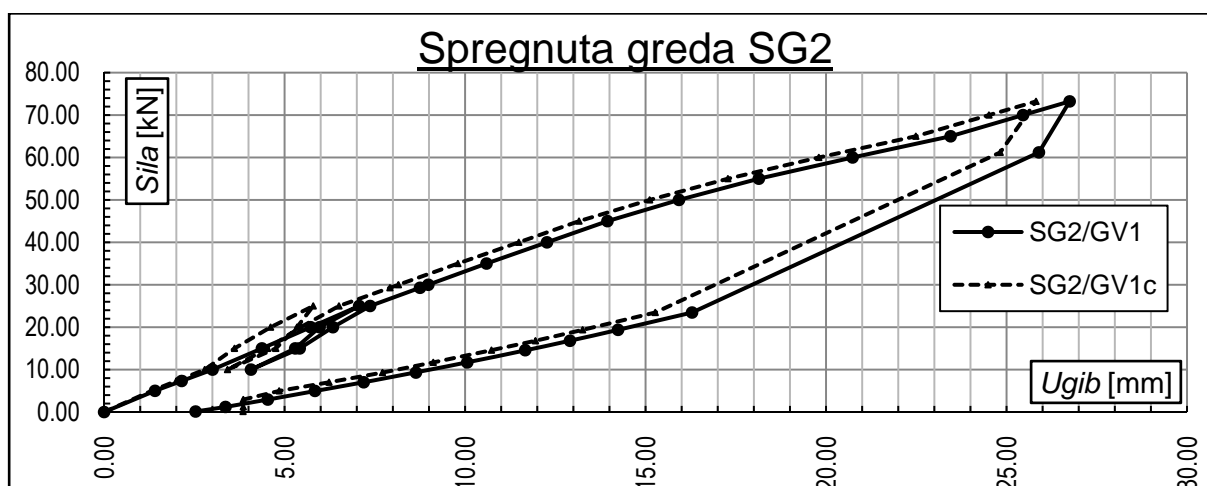


Slika 5.4.2.1 Izgled deformisanog nosača tokom ispitivanja

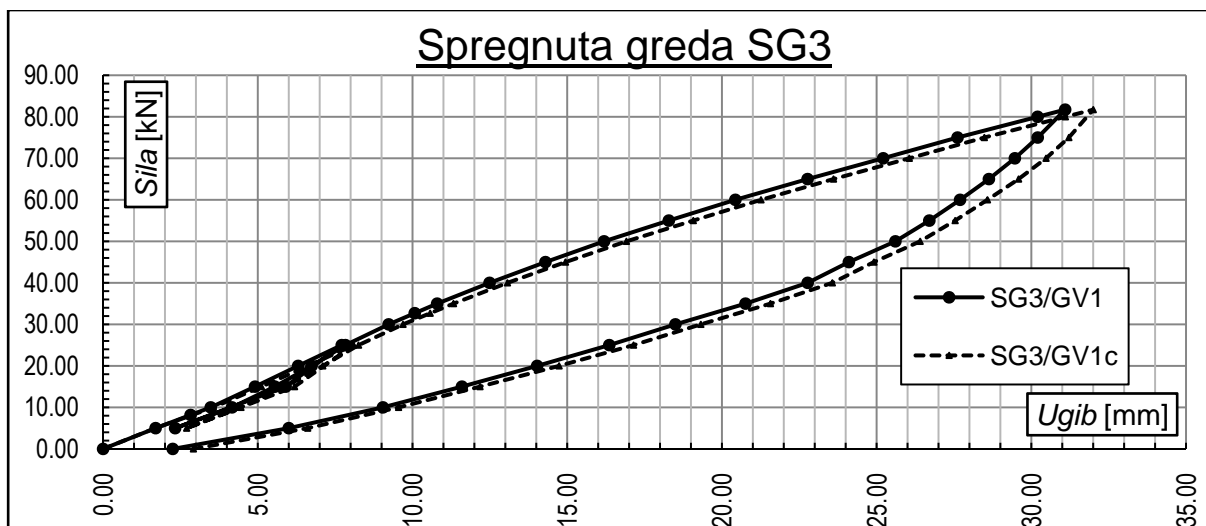
Odnos ugiba nosača i intenziteta apliciranog opterećenja pretstavljen je u formi $F-w$ dijagrama (Dijagram 5.4.2.1 do Dijagram 5.4.2.5). Istovremeno su mereni ugibi na donjim vlaknima betonskog ($SG_n/GV1c$) i drvenog ($SG_n/GV1$) dela nosača. Dijagrami pokazuju skoro linearno ponašanje svih nosača čak i pri intenzitetu opterećenja neposredno pre loma. Razlika između ugiba na krajnjim vlaknima drvenog i betonskog nosača je mala, ali ipak postoji, što sugerise da postoji neznatno odizenje betonskog u odnosu na drveni deo nosača. Lom svih nosača nastupio je po krajnjem zategnutom vlaknu drvenog dela nosača. Lomu je, najčešće, prethodilo pucketanje, nakon čega bi došlo do sloma u kritičnom preseku. Taj lom je uvek bio brz, uz jak prasak, što je karakteristika krtoq loma. Mesta na kojima bi nastupilo otkazivanje nosača, po pravilu su bila ona na kojima je postojala neka greška u drvetu - čvor ili promena orijentacije vlakana (Slika 5.4.2.2). U pritisnutoj zoni drvenog dela nosača nisu bila vidljiva nikakva oštećenja. Kod betonskog dela nosača, pojave prvih prslina na nosačima zabeležene su pri intenzitetu sile u presi od 45.0 - 50.0kN. Te prsline su se javljale uvek na mestima unosa sile. Ovo je bilo i očekivano iz dve razloga. Prvi je taj što je, u svakom slučaju, taj presek kritičan, jer je u njemu intenzitet transferzalne sile i momenta savijanja najveći (neznatno je veći momenat savijanja u sredini raspona, ali je ta razlika vezana samo za priraštaj momenta savijanja usled sopstvene težine dela nosača između tačaka gde se aplicira opterećenje).



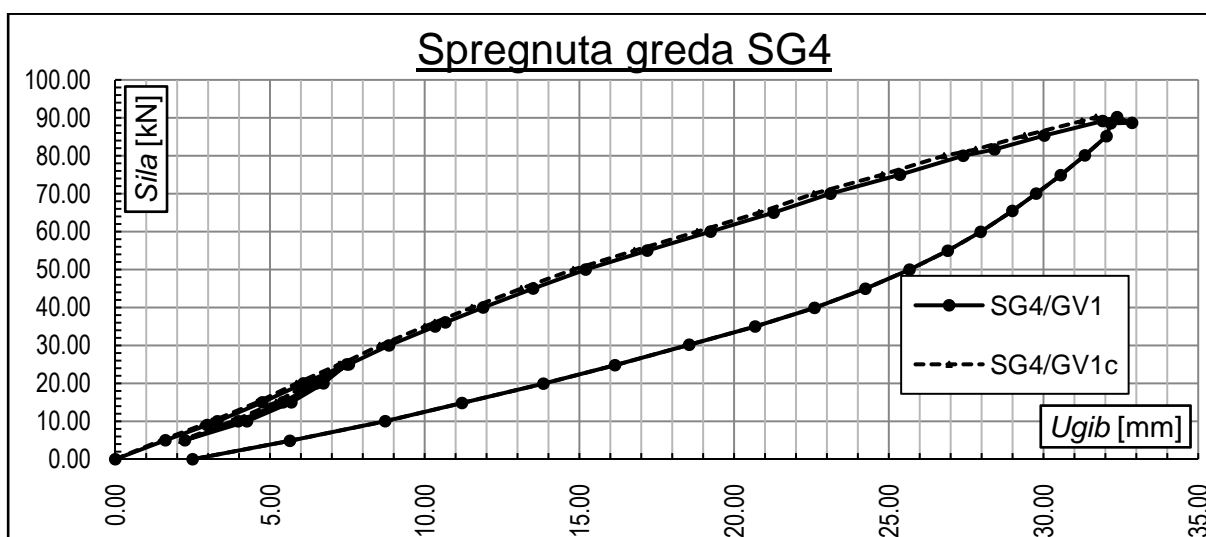
Dijagram 5.4.2.1 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču SG1



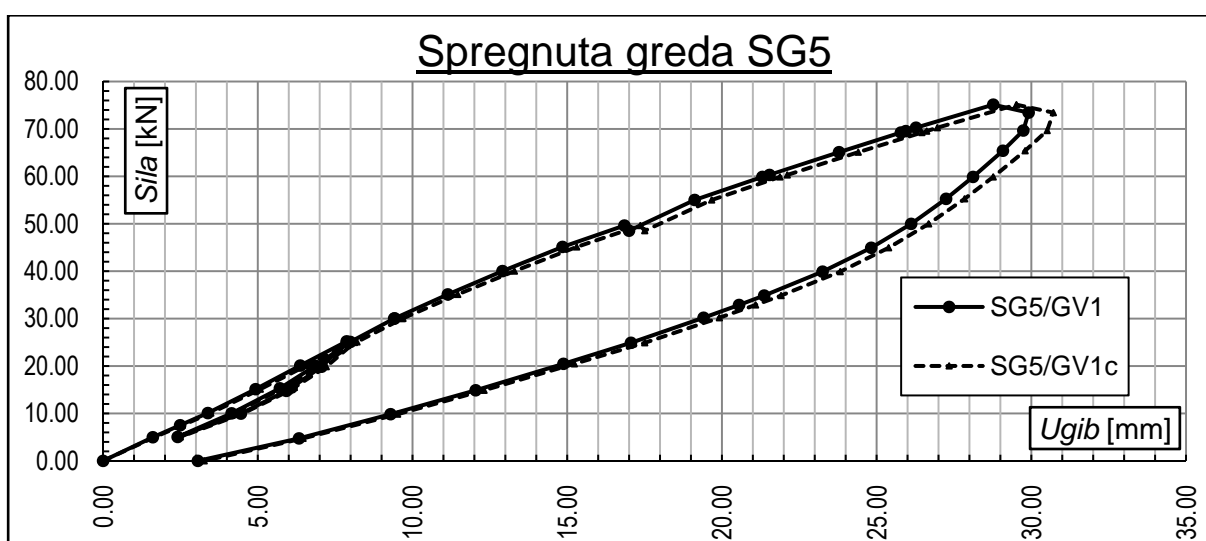
Dijagram 5.4.2.2 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču SG2



Dijagram 5.4.2.3 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču SG3

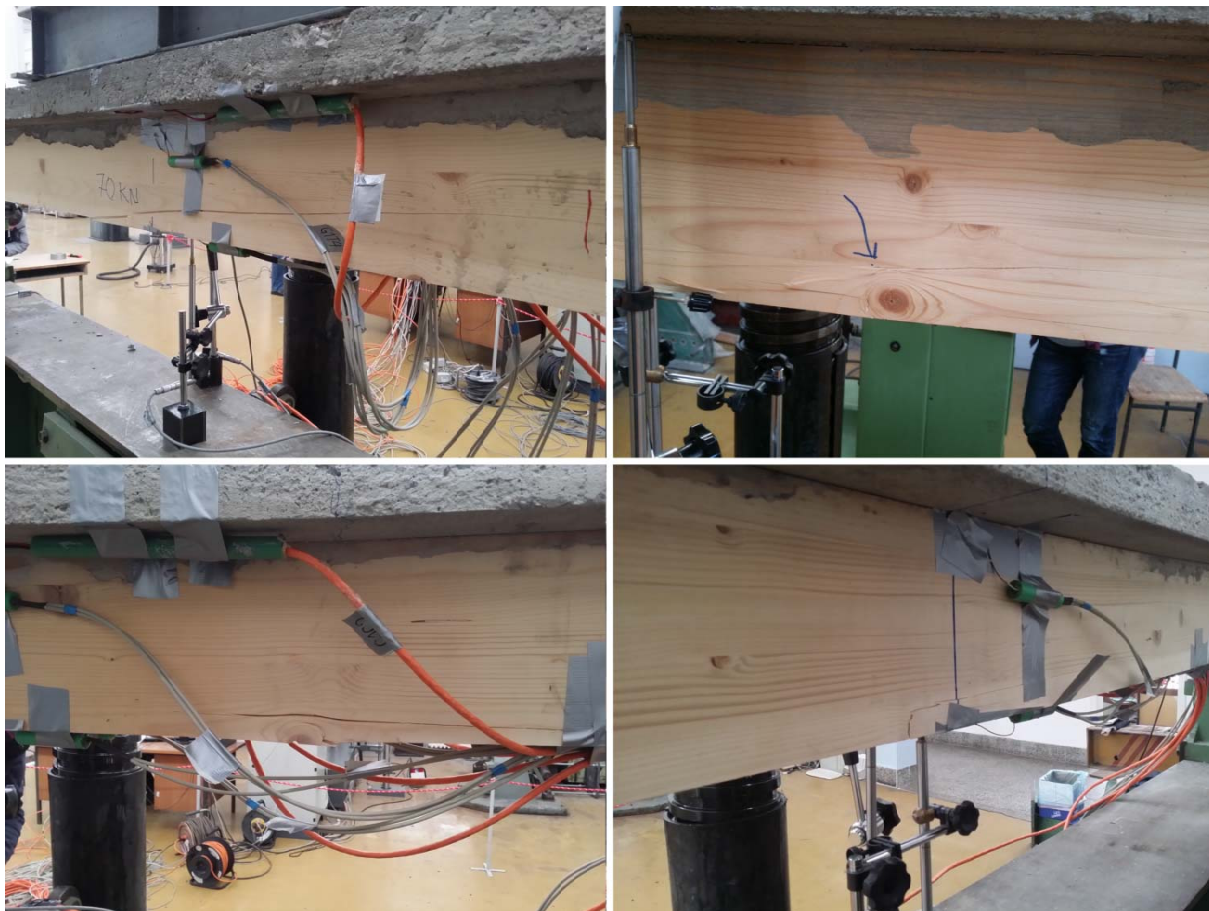


Dijagram 5.4.2.4 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču SG4



Dijagram 5.4.2.5 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču SG5

Drugi razlog je konstruktivne prirode. Na mestima gde je planirano apliciranje opterećenja, a u cilju što ravnomernijeg naleganja elemenata za unos sile u nosač, postavljene su čelične ploče, čija je gornja ivica bila ravna sa gornjom ivicom betonske ploče.



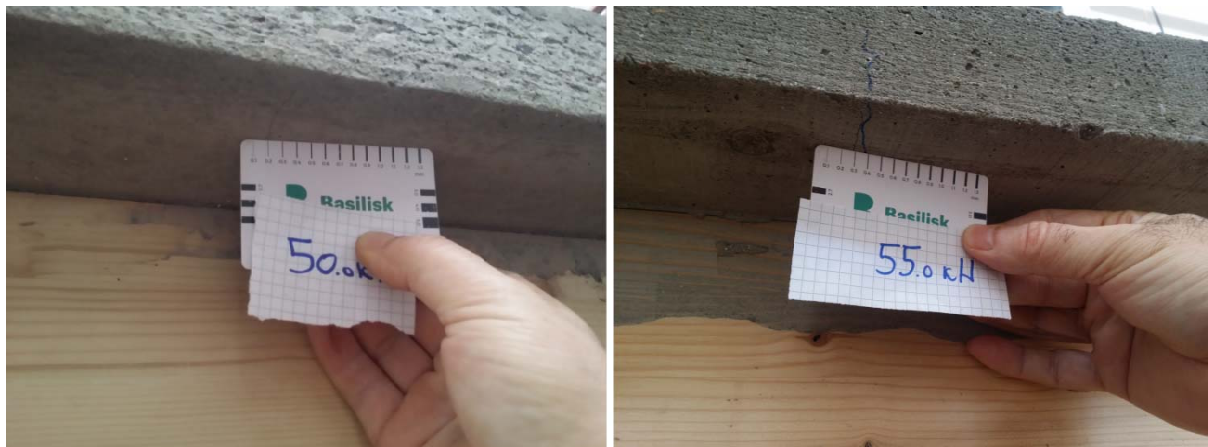
Slika 5.4.2.2 Lom u zategnutoj zoni drvenog dela spregnutog nosača

Na taj način je betonska ploča u kritičnom preseku bila “oslabljena“ za debljinu čelične ploče (Slika 5.4.2.3).



Slika 5.4.2.3 Čelične ploče u betonskom delu nosača

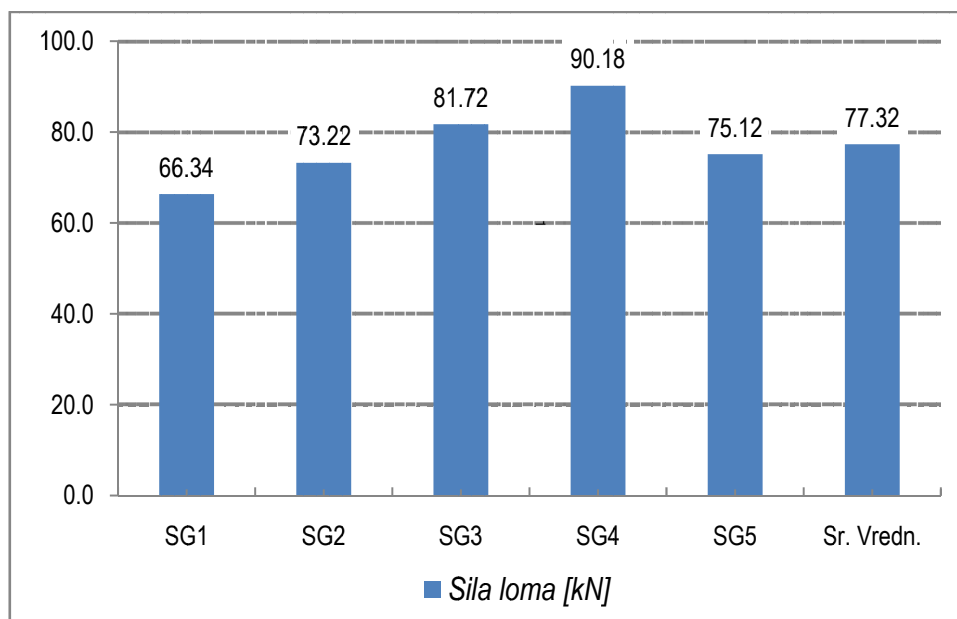
Veličine prslina su merene uz pomoć lenjira za merenje širine prslina (Slika 5.4.2.4) i bile su reda veličine od 0.20 do 0.30mm .



Slika 5.4.2.4 Prsline na spregnutim nosačima

U pritisnutoj zoni betonskog dela nosača nije bila vidljiva pojava mrvljenja ili bilo kojih drugih oštećenja. Prilikom ispitivanja nije bilo nikakvih pojava koje bi nagoveštavale bilo kakva oštećenja u primenjenom sistemu sprezanja.

Vrednosti maksimalnih izmerenih sila pri lomu za sve spregnute nosače, date su u formi dijagrama (Dijagram 5.4.2.6).

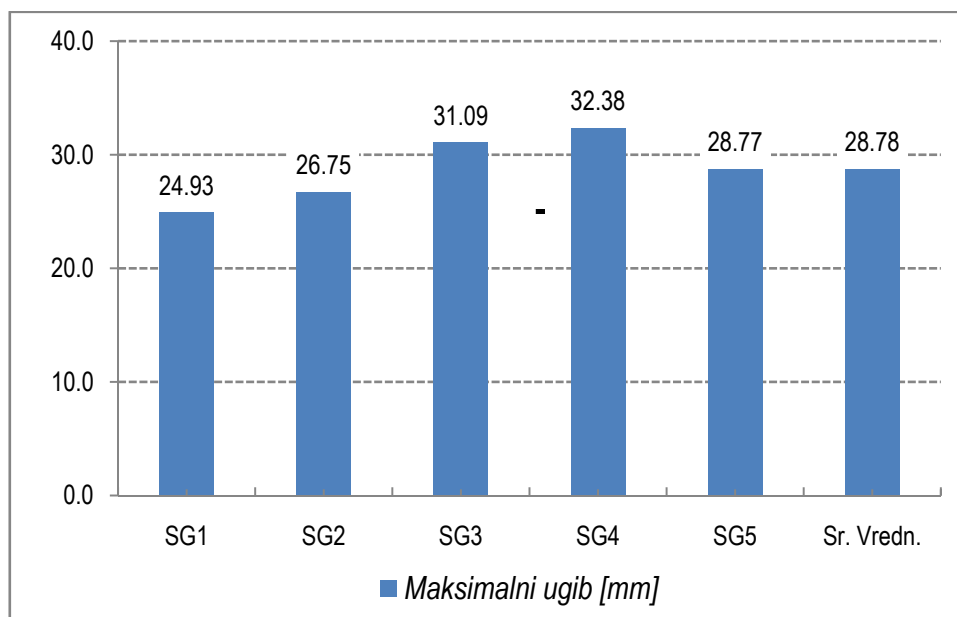


Dijagram 5.4.2.6 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost sile pri lomu

Sa dijagrama se može videti da je maksimalna sila koju je spregnuti nosač prihvatio bila inenziteta od 90.18kN i zabeležena je na četvrtom nosaču (SG4), dok je minimalna sila zabeležena na prvom nosaču (SG1) i bila je veličine od 66.34kN . Proračunata srednja vrednost sila pri lomu iznosila je 77.32kN .

Vrednosti ugiba u nosačima koji su prethodili lomu prikazani su na sledećem dijagramu (Dijagram 5.4.2.7). Oblik dijagrama sa ugibima odgovara obliku dijagrama sa maksimalnim silama u presi, što je očekivano. Maksimalna vrednost ugiba izmerena je na četvrtom nosaču i

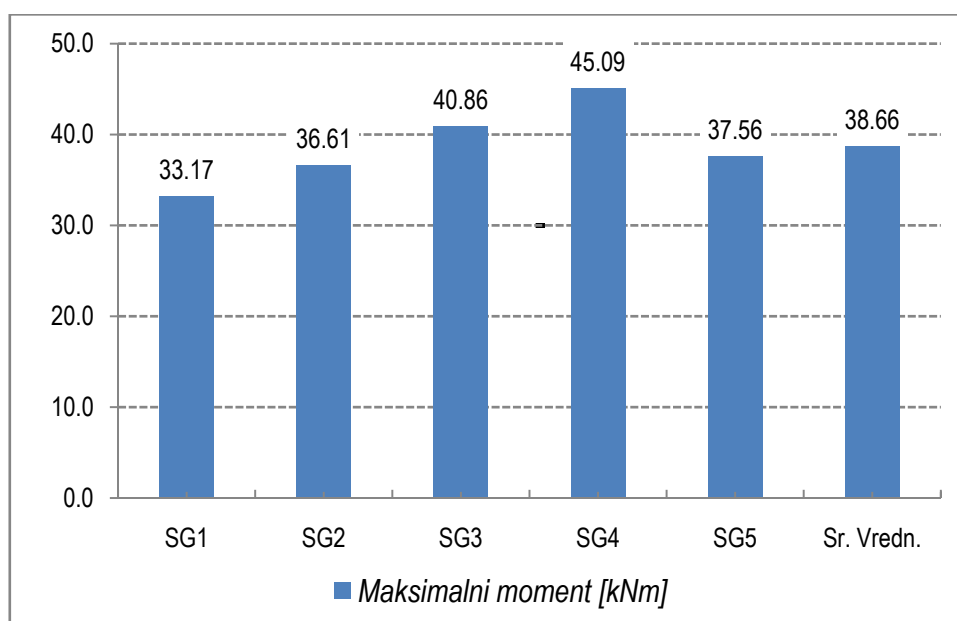
iznosila je 32.38mm , dok je najmanja vrednost ugiba izmerena na prvom nosaču i imala je vrednost od 24.93mm . Proračunata srednja vrednost ugiba iznosila je 28.78 mm . Ovo znači da se odnos ugiba prema rasponu nosača kretao u granicama od $L/120.34$ do $L/88.76$.



Dijagram 5.4.2.7 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost ugiba neposredno pre loma

Na osnovu izmerenih vrednosti maksimalnih sila u presi i ugiba tokom procedure nanošenja opterećenja moguće je doći do podataka koji tretirane nosače dodatno kvalitativno opisuju. Tu se pre svega misli na vrednost graničnog momenta savijanja i na krutost na savijanje nosača u elastičnoj oblasti. Imajući u vidu statičku šemu nosača i konstalaciju opterećenja (prosta greda sa dve simetrične sile trećinama raspona), vrednost momenta savijanja može se sračunati preko sledećeg obrazca:

$$M_{max} = \frac{P_{max} \cdot l}{6} \quad (5.4.2.1)$$



Dijagram 5.4.2.8 Proračunate vrednosti maksimalnih momaneta savijanja

U prethodnom obrazcu P_{max} pretstavlja maksimalnu izmerenu silu u presi dobijenu prilikom ispitivanja nosača (Dijagram 5.4.2.6), dok je l statički raspon nosača. Proračunate vrednosti maksimalnih momenata date su u na dijagramu (Dijagram 5.4.2.8).

Da bi se sračunala krutost na savijanje nosača u elastičnoj oblasti koriste se vrednosti ugiba pri nižim nivoima opterećenja. Iz tog razloga izraz za proračun krutosti na savijanje ima oblik (Cvetković, 2016):

$$EI = \frac{23}{1296} \cdot \frac{(F_2 - F_1) \cdot l^3}{(w_2 - w_1)} \quad (5.4.2.2)$$

U prethodnoj jednačini pojedini članovi pretstavljaju:

- EI - krutost na savijanje spregnutog nosača,
- F_2 - opterećenje koje pretstavlja 40.0% maksimalne sile u presi,
- F_1 - opterećenje koje pretstavlja 10.0% maksimalne sile u presi,
- w_2 - izmereni ugib pri dejstvu sile F_2 ,
- w_1 - izmereni ugib pri dejstvu sile F_1 .

Već je rečeno da su prilikom ispitivanja nosača beleženi rezultati za svaki prirast sile u presi od 5.0kN. Da bi se dobile vrednosti potrebne za proračun krutosti nosača na savijanje, a koje su između zabeleženih vrednosti tokom ispitivanja, korištena je linearna interpolacija. Te vrednosti su sračunate i priložene tabelarno (Tabela 5.4.2.1).

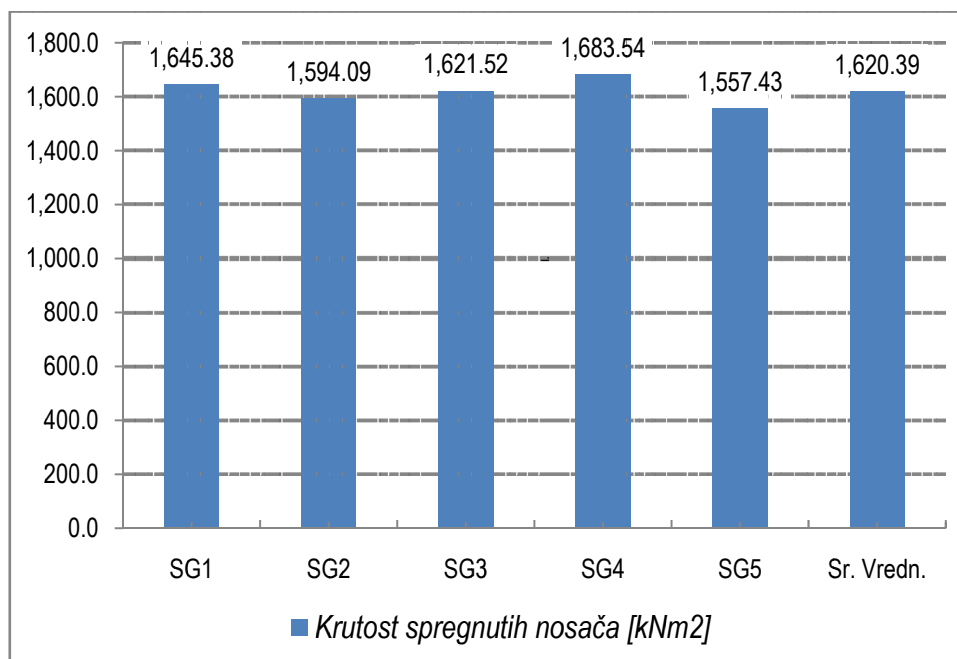
Tabela 5.4.2.1 Vrednosti sila i ugiba pri intenzitetu od 10.0% i 40.0% od maksimalne sile i krutost nosača

Nosač	$0.10F_{max}$ [kN]	$w_{0.10F_{max}}$ [mm]	$0.40F_{max}$ [kN]	$w_{0.40F_{max}}$ [mm]	EI [kNm ²]
SG1	6.63	1.99	26.54	7.79	1,645.38
SG2	7.32	2.15	29.29	8.75	1,594.09
SG3	8.17	2.83	32.69	10.07	1,621.52
SG4	9.02	2.97	36.07	10.67	1,683.54
SG5	7.51	2.49	30.05	9.42	1,557.43
Sr. Vredn.	7.73	2.49	30.93	9.34	1,620.39

Na osnovu proračuna dobijeno je da se krutost u elastičnoj oblasti samo spregnutog nosača kreće u granicama između $1557.43kNm^2$ do $1683.54 kNm^2$. Minimalna i maksimalna vrednost krutosti je dobijena za nosače SG5 i SG4 respektivno. Zbog bolje preglednosti, sračunate vrednosti iz prethodne tabele su pretstavljene i u formi dijagrama (Dijagram 5.4.2.9). Posmatrajući dijagram koji prikazuje krutosti ispitivanih nosača, može se primetiti da veća nosivost ne znači automatski i veću krutost nosača. Iako se poklopilo da nosač SG4 ima najveću nosivost i krutost, drugi nosač do njega, kada je u pitanju krutost prilikom ispitivanja je imao najmanju nosivost (SG1).

Osim ugiba, na nosačima su merena i relativna pomeranja između drvenog i betonskog dela nosača. Najveći intenzitet ove deformacije je očekivan u zoni iznad oslonca, pa su i

uređaji za njihovo merenje bili tu pozicionirani (Slika 5.4.1.2 - merna mesta *GU1* i *GU2*, i Slika 5.4.2.5).



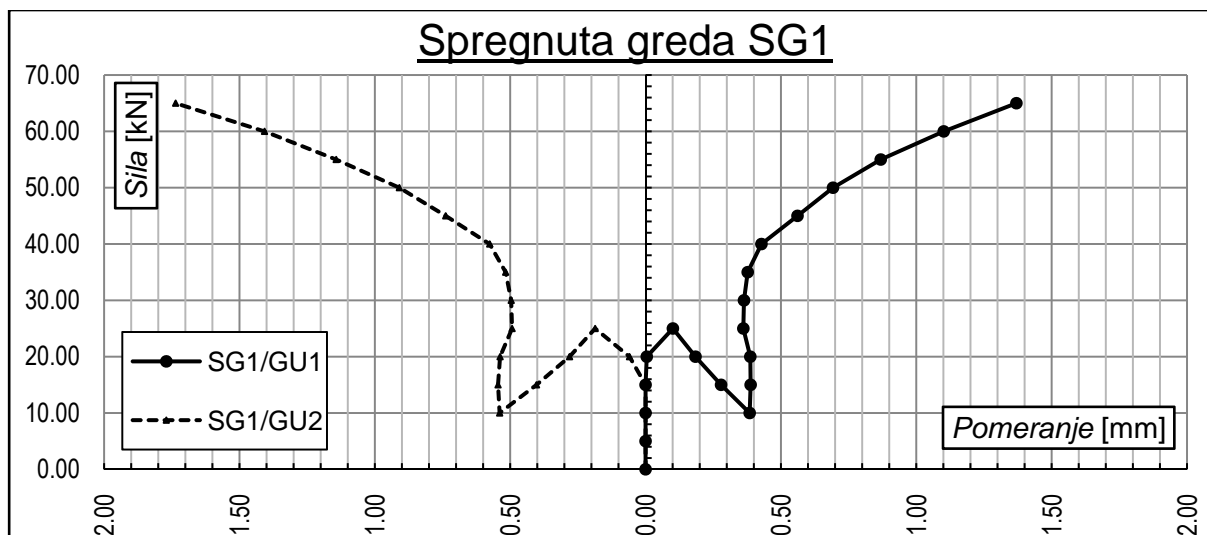
Dijagram 5.4.2.9 Sračunate krutosti spregnutih nosača

Kao i kod ugiba, izmerene vrednosti pomeranja date su u dijagramima *sila - pomeranje* (Dijagram 5.4.2.10 do Dijagram 5.4.2.14).

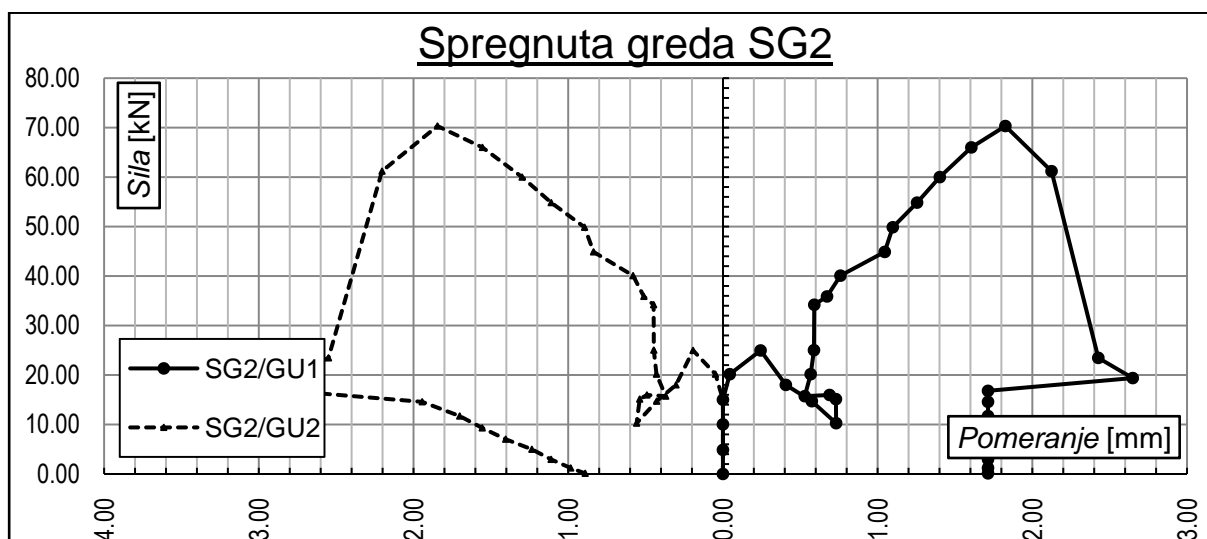


Slika 5.4.2.5 Položaj uređaja za merenje relativnog klizanja između drvenog i betonskog dela nosača

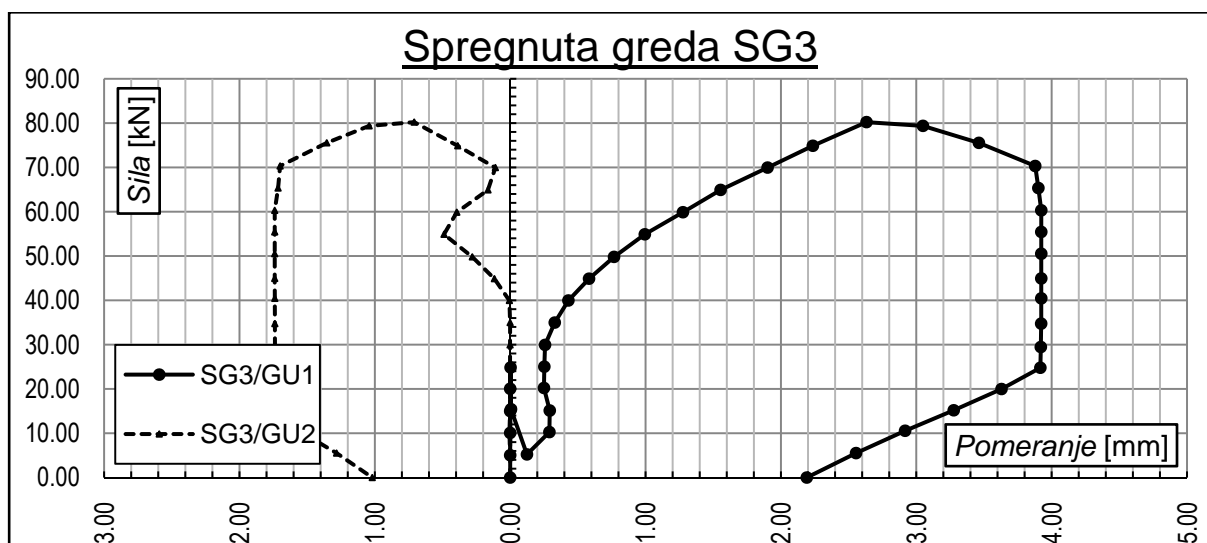
Oblici dijagrama horizontalnog pomeranja, po svom obliku, su dosta različiti. Za neke nosače su pomeranja iznad levog i desnog oslonca približno simetrična (*SG1*, *SG2* i *SG4*), dok su kod ostala dva nosača nesimetrični. Interesantno je da su skoro kod svih nosača uređaji zabeležili blagi prirast pomeranja čak i prilikom rasterećenja. Kod nosača *SG1*, kao što je već napomenuto, nisu zabeleženi rezultati prilikom rasterećenja, dok je kod nosača *SG4*, uređaj koji je bio iznad levog oslonca, u trenutku kada je sila u presi bila približno 70.0kN , otpao, tako da nisu zabeleženi rezultati posle toga.



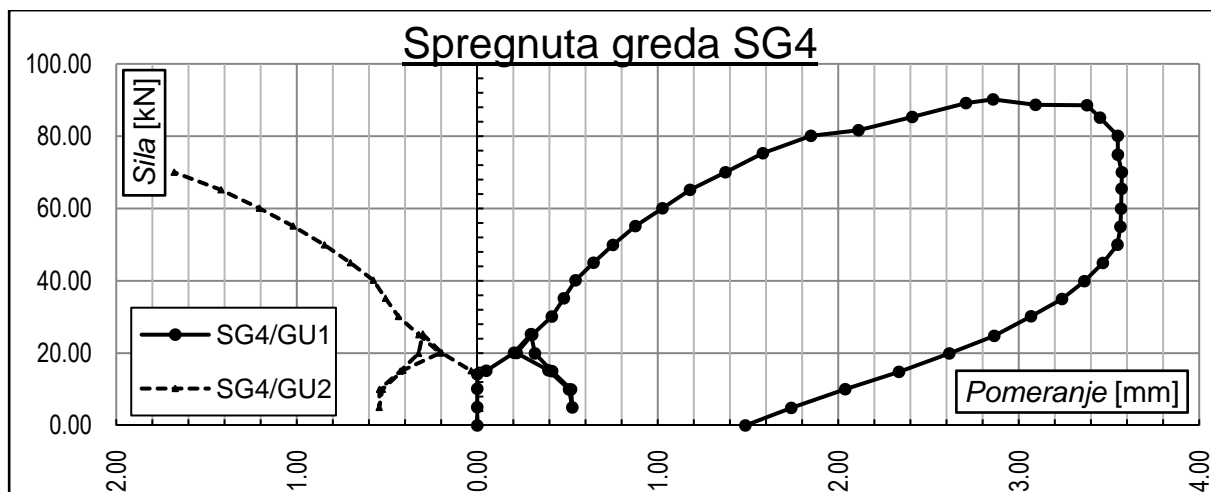
Dijagram 5.4.2.10 Odnos sila-pomeranje na spregnutom nosaču SG1



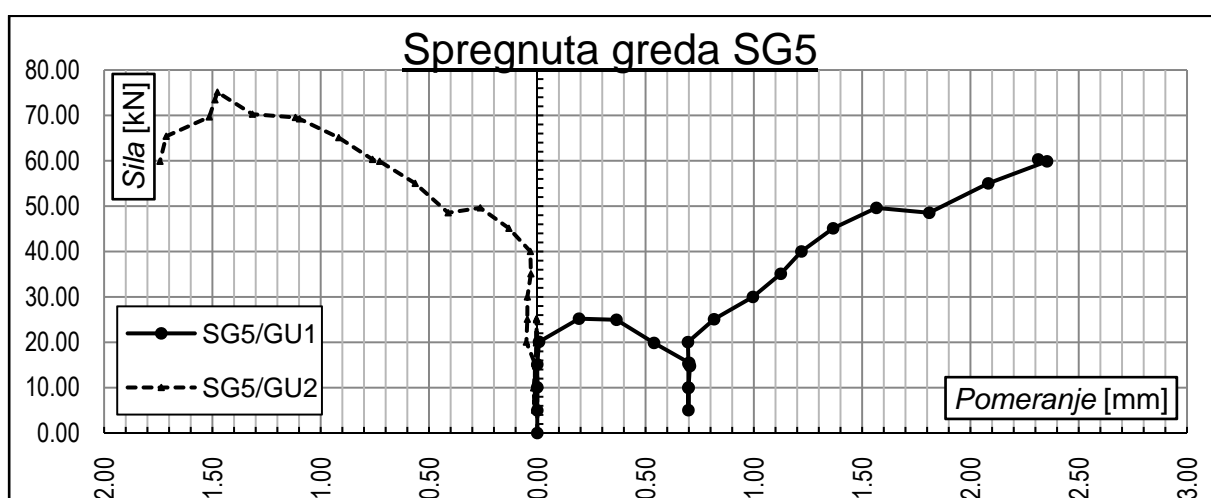
Dijagram 5.4.2.11 Odnos sila-pomeranje na spregnutom nosaču SG2



Dijagram 5.4.2.12 Odnos sila-pomeranje na spregnutom nosaču SG3

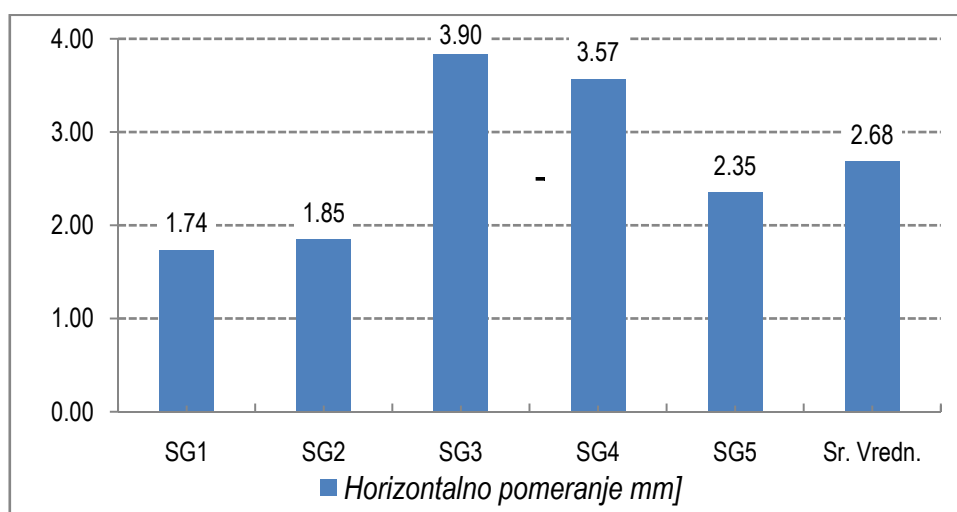


Dijagram 5.4.2.13 Odnos sila-pomeranje na spregnutom nosaču SG4



Dijagram 5.4.2.14 Odnos sila-pomeranje na spregnutom nosaču SG4

Kao i kod ostalih merenih veličina, maksimalne vrednosti horizontalnog pomeranja po nosačima predstavljene su uz pomoć dijagrama (Dijagram 5.4.2.15).



Dijagram 5.4.2.15 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost horizontalnog pomeranja na nosačima

Relativno male vrednosti ovih pomeranja ukazuju na to da je sistem sprezanja dobro funkcionisao. Tome u prilog ide i činjenica da kod ovih nosača nisu uočene nikakve pojave koje bi mogle sugerisati da je na bilo koji način došlo do oštećenja u tom sistemu. Pri nižim nivoima opterećenja (najčešće do $15.0kN$) aparati nisu beležili nikakvo relativno pomeranje na kontaktu između drvenog i betonskog dela nosača., što sugeriše da je pri tom nivou opterećenja u nosačima efekat sprezanja bio potpun. Sa pomenutog dijagrama se može videti da je maksimalna vrednost pomeranja zabeležena iznad desnog oslonca nosača *SG3* i iznosila je oko $3.90mm$, dok je najmanja vrednost zabeležena kod nosača *SG1* i iznosila je $1.74mm$.

Prilikom ispitivanja uočeno je da je na krajevima nosača došlo do malog odizanja betonske ploče u odnosu na drvenu gredu (Slika 5.4.2.6). Planom ispitivanja nije bilo predviđeno merenje ove veličine.



Slika 5.4.2.6 Odizanje betonske ploče

Statistička obrada dobijenih rezultata ispitivanja sprovedena je po istoj proceduri po kojoj su utvrđene i mehaničke karakteristike materijala koji su upotrebljeni za spravljanje nosača. Rezultati se prikazani tabelarno (Tabela 5.4.2.2).

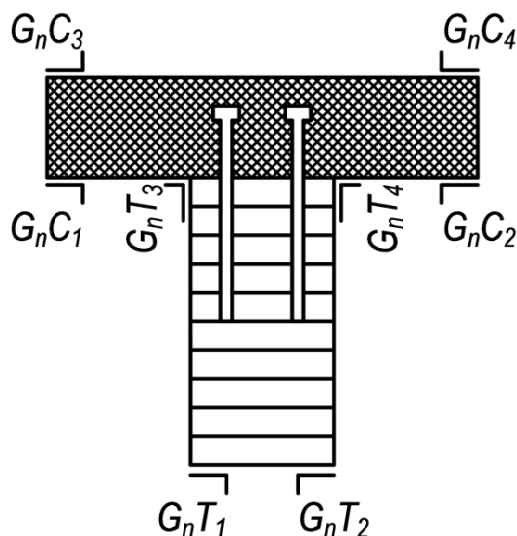
Tabela 5.4.2.2 Statistička obrada rezultata dobijenih ispitivanjem spregnutih nosača

Nosač	F_{max} [kN]	M_{max} [kNm]	w_{max} [mm]	u_{max} [mm]	EI [kNm ²]
SG1	66.34	33.17	24.93	1.74	1645.38
SG2	73.22	36.61	26.75	1.85	1594.09
SG3	81.72	40.86	31.09	2.63	1621.52
SG4	90.18	45.09	32.38	3.57	1683.54
SG5	75.12	37.56	28.77	2.35	1557.43
<i>Srednja vrednost</i>	77.32	38.66	28.78	2.43	1620.39
<i>Standardna decijacija</i>	9.04	4.52	3.05	0.74	48.14
<i>Koeficijent varijacije [%]</i>	11.69	11.69	10.61	30.37	2.97
<i>Karakteristična vrednost</i>	56.20	28.10	21.66	0.71	1507.96

Na osnovu tebele može se videti da je koeficijent varijacije najizraženiji kod relativnog pomeranja između drvenog i betonskog dela nosača i iznosi 30.37%, dok je najmanji koeficijent vezan za vrednost krutosti nosača na savijanje i iznosi 2.97%. Ovaj poslednji podatak ukazuje da su nosači, u elastičnoj oblasti bili približnog kvaliteta. Koeficijet varijacije kod maksimalne sile u presi i maksimalnog momenta savijanja je identičan, što je i očekivano, budući da je momenat funkcija sile u presi (jednačina 5.4.2.1).

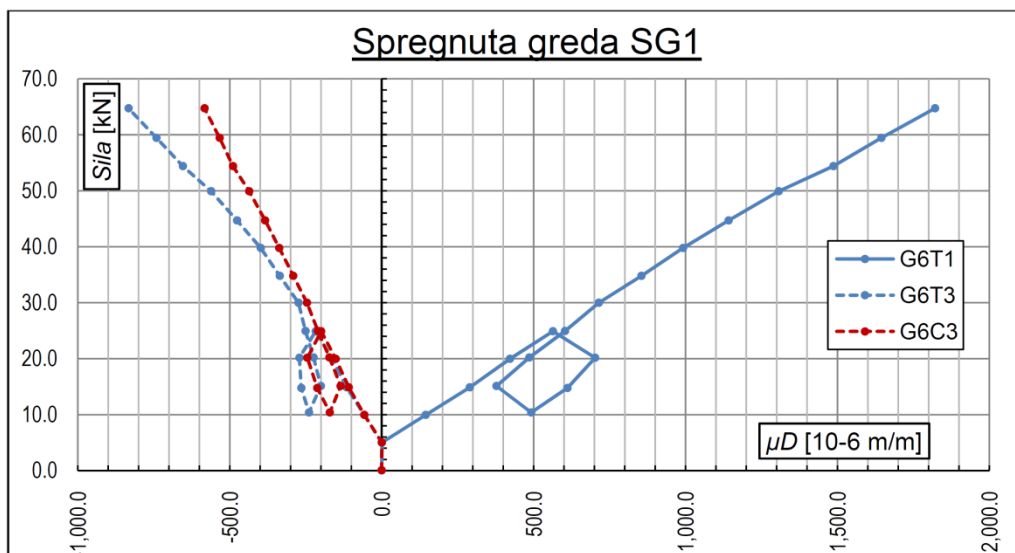
5.4.3. Izmerene dilatacije i sredini raspona na spregnutim nosačima

Dilatacije na spregnutim nosačima su merene na sredini raspona. U tu svrhu je korišteno 8 mernih traka koje su postavljene u krajnjim vlaknima drvenog i betonskog nosača. Označavanje mernih traka ima oblik $G_n T_n$ za merne trake na drvenom delu nosača, odnosno $G_n C_n$ na betonskom delu nosača. Indeks posle slova G označava redni broj ispitane grede, pa tako ovi indeksi za spregnute grede idu od 6 do 10. Indeksima posle slova T i C označen je položaj mernih traka. Merne trake sa brojevima 1 i 2 su postavljene levo i desno u zategnutoj zoni, dok one sa brojevima 3 i 4 su u pritisnutoj zoni drvenog odnosno betonskog dela nosača. Tako, na primer, merna traka treće grede u zategnutoj zoni drvenog dela nosača desno, ima oznaku $G_8 T_2$, a merna traka prve grede u pritisnutoj zoni betonskog dela nosača levo ima oznaku $G_6 C_3$ (Slika 5.4.3.1).

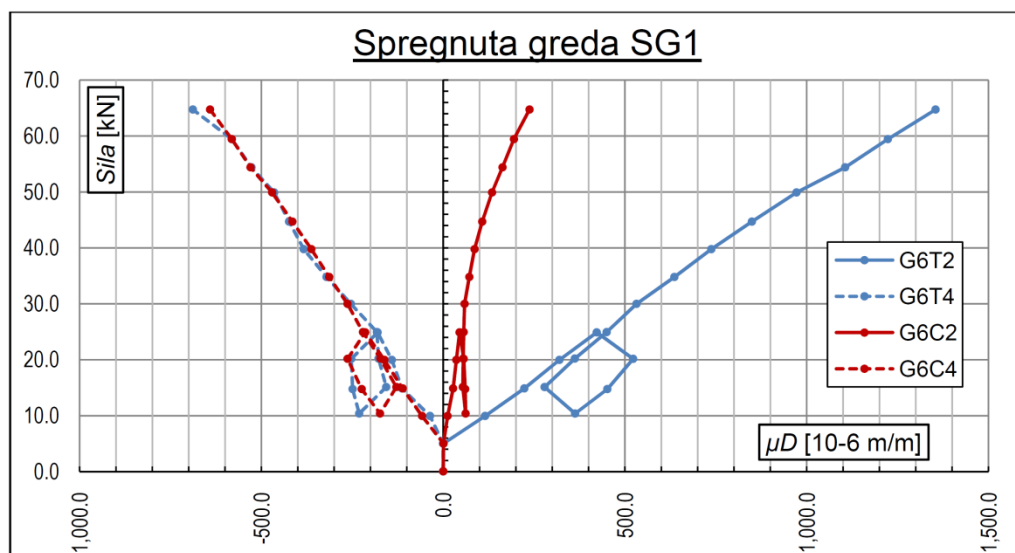


Slika 5.4.3.1 Označavanje i raspored mernih traka na spregnutom nosaču

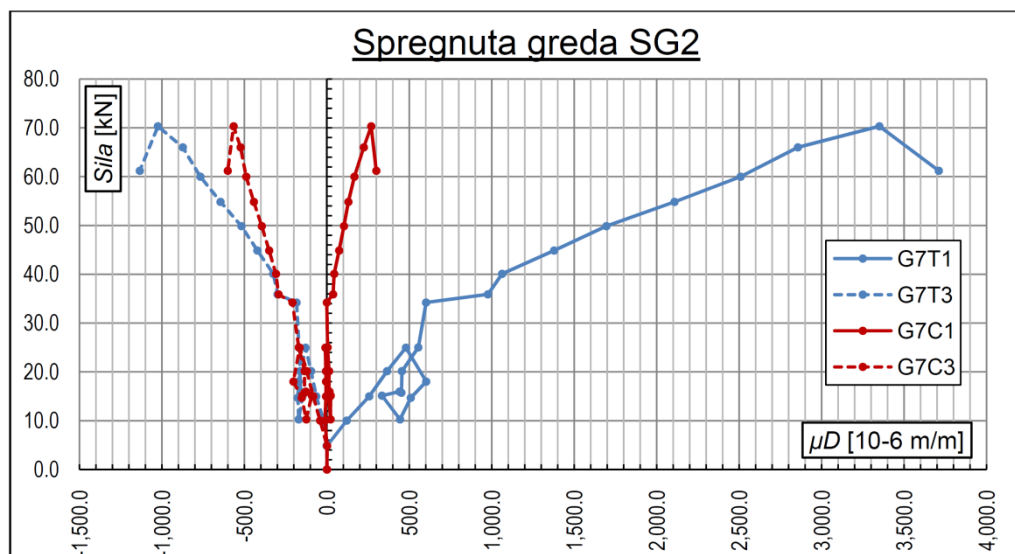
Rezultati ispitivanja su registrovani tokom opterećenja i rasterećenja nosača. Rezultati su prezentovani u formi dijagrama. Na jednom dijagramu su date dilatacije sa jedne strane nosača, tako da za pet nosača ima ukupno deset dijagrama - pet za dilatacije sa leve strane, a pet za dilatacije sa desne strane. Dilatacije u donjim vlaknima drvenog i betonskog nosača na dijagramima su predstavljene punim linijama plave i crvene boje respektivno, dok su dilatacije u gornjim vlaknima date istim bojama, samo su linije isprekidane. Za prvu i drugu ispitivanu gredu ($SG1$ i $SG2$) nisu registrovane dilatacije prilikom rasterećenja. Za petu gredu ($SG5$) dilatacije su registrovane, ali zbog blizine mesta otkaza nosača u zategnutoj zoni drvenog dela nosača, vrednosti u mernoj traci sa desne strane ($G_{10} T_2$) su bile nepouzdana, pa su kao takve odbačene. Zbog problema sa mernom opremom, nisu zabeležene dilatacije u zategnutoj zoni betona prvog nosača levo ($G_6 C_1$) i petog nosača desno ($G_{10} C_2$).



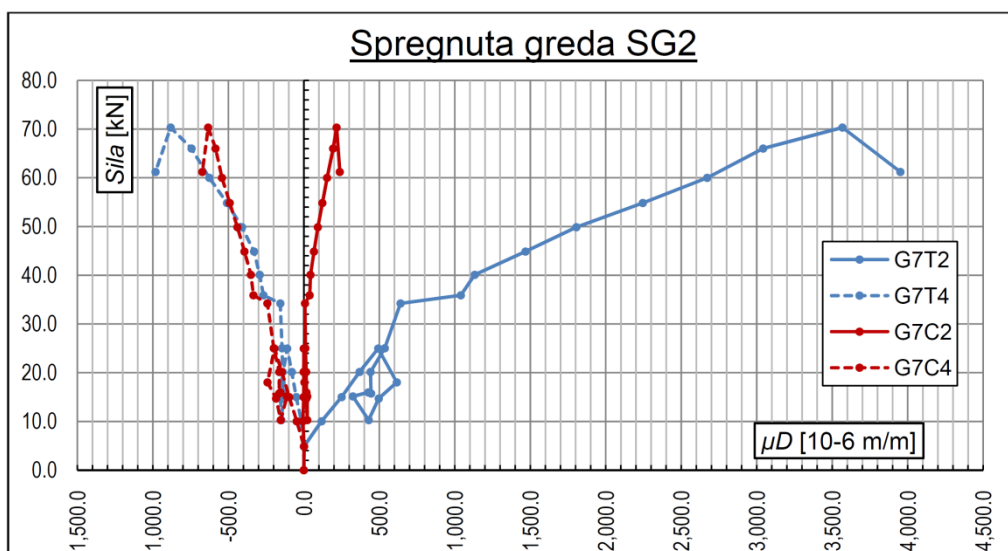
Dijagram 5.4.3.1 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač SG1-levo



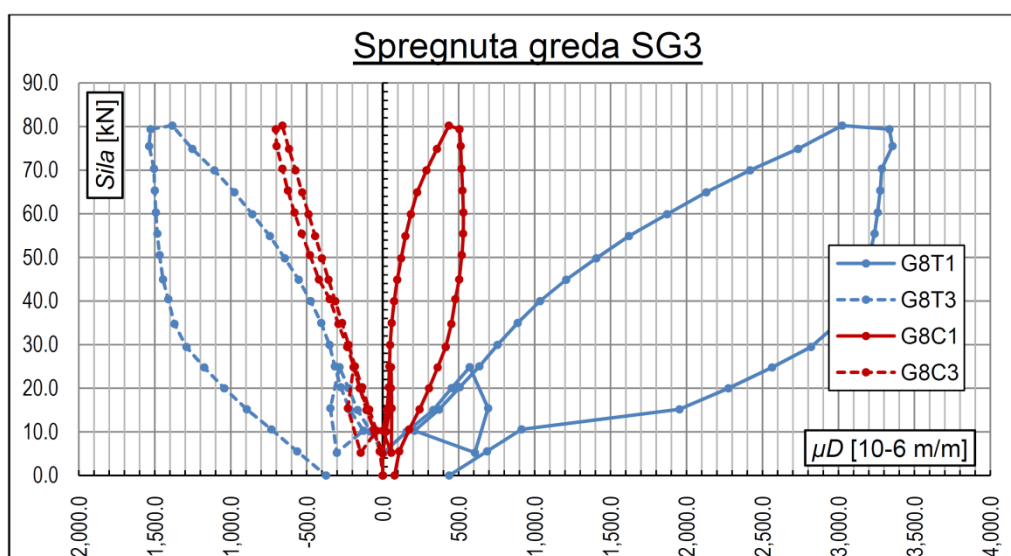
Dijagram 5.4.3.2 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač SG1-desno



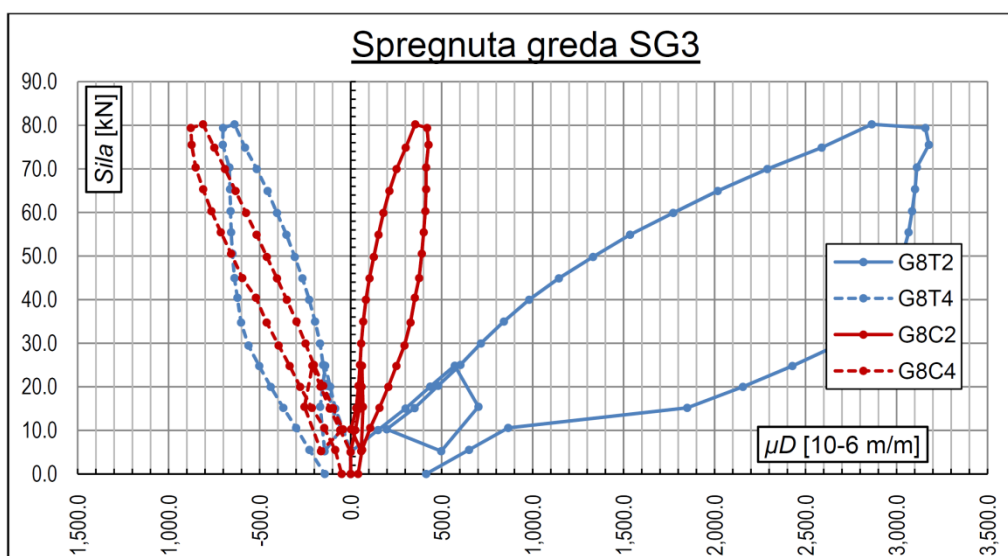
Dijagram 5.4.3.3 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač SG2-levo



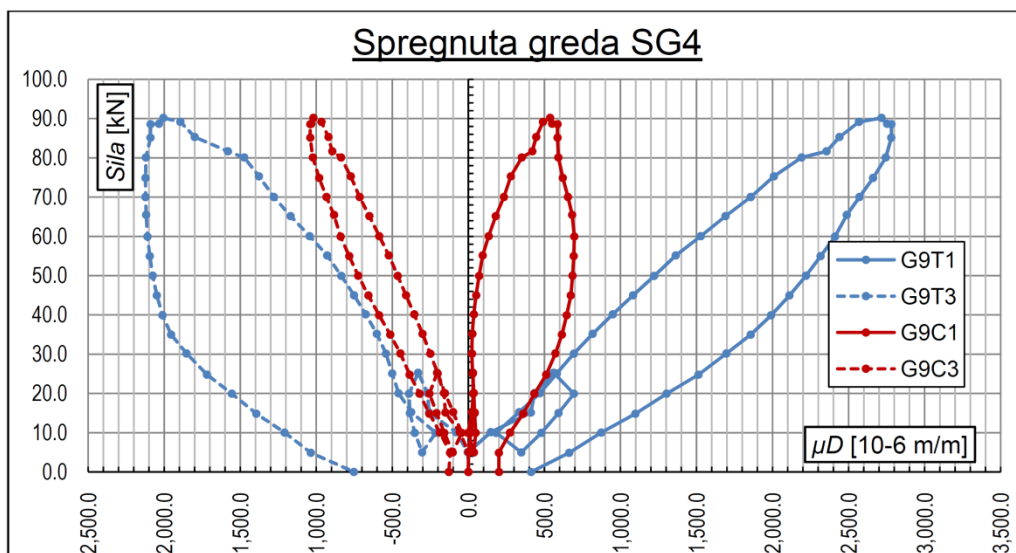
Dijagram 5.4.3.4 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač SG2-desno



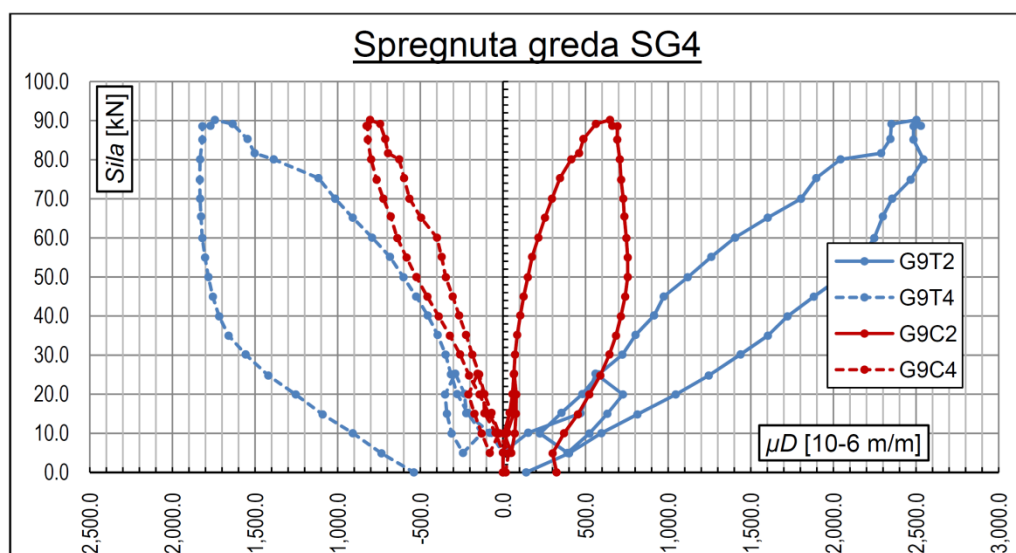
Dijagram 5.4.3.5 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač SG3-levo



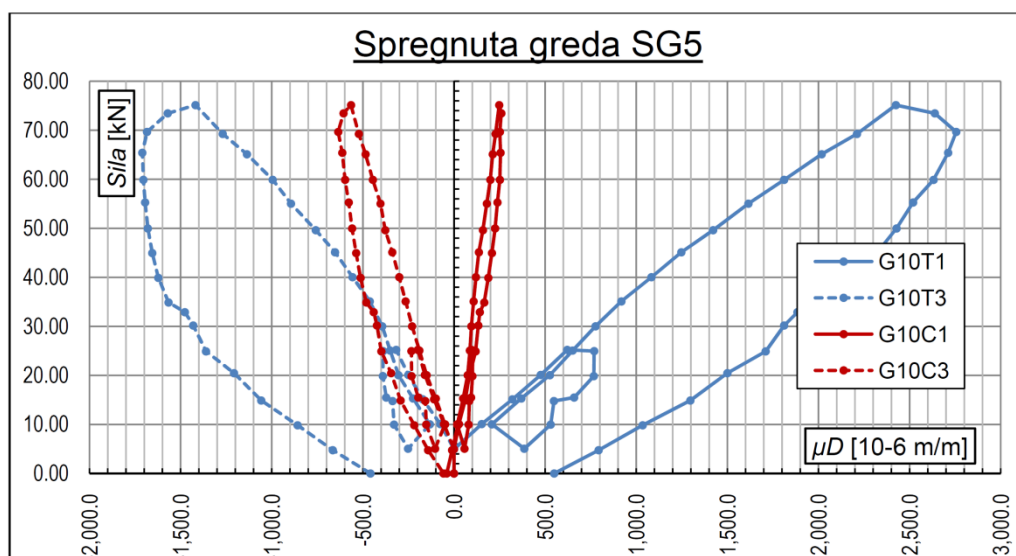
Dijagram 5.4.3.6 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač SG3-desno



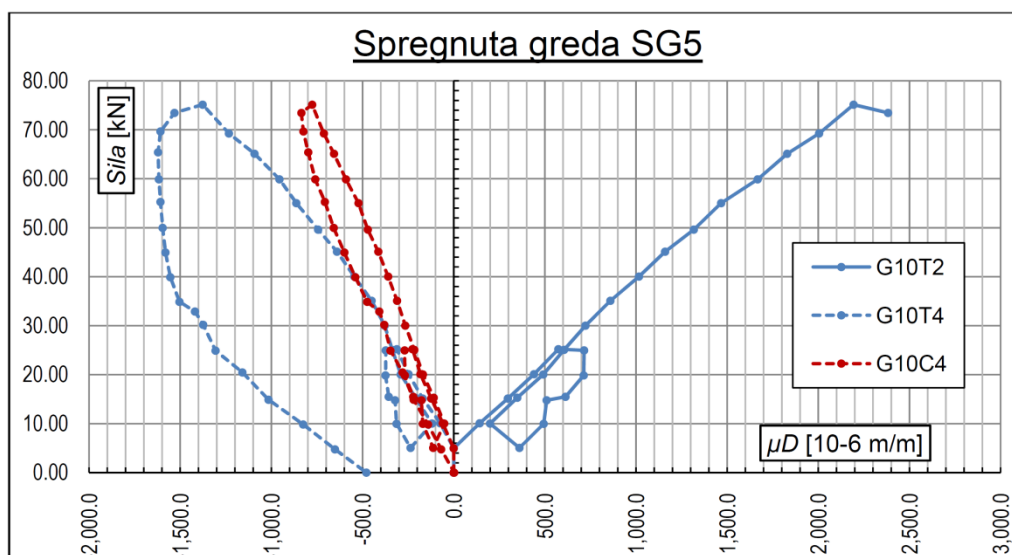
Dijagram 5.4.3.7 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG4-levo



Dijagram 5.4.3.8 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG4-desno



Dijagram 5.4.3.9 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG5-levo

Dijagram 5.4.3.10 Dijagram F - ϵ za nosač SG5-desno

Na osnovu dobijenih rezultata ispitivanja, mogu se doneti sledeći zaključci:

- dilatacije u donjem krajnjem vlaknu drvenog dela nosača (G_nT_1 i G_nT_2), u odnosu na sve ostale dilatacije koje su merene, po intenzitetu su najveće. Kreću se u opsegu od 2600.0 do 3500.0 mikrodilatacija (μD) pri opterećenju u presi od oko 75.0kN, za nosače od SG2 do SG5, dok je za nosač SG1 izmerena najveća dilatacija od oko 1800.0 μD , pri opterećenju od 65.0kN. Ova vlakna su napregnuta na zatezanje. Oblik dijagrama, u fazi nanošenja opterećenja, je skoro linearan. Nakon loma nosača (krti lom u ovim preseccima), zabeležene su i dilatacije prilikom rasterećenja. Može se primetiti da nakon što je uklonjeno kompletno opterećenje, u pojedinim nosačima, u odnosu na nulto čitanje, postoje i zaostale dilatacije (oko 400.0 μD);

- dilatacije u gornjem krajnjem vlaknu drvenog dela nosača (G_nT_3 i G_nT_4) očekivano su po intenzitetu znatno manje od dilatacija u zategnutoj zoni. Veličina ovih dilatacija je, za nosače SG2 do SG5 od 1000.0 do 1400.0 μD pri sili u presi od 75.0kN, dok je u nosaču SG1 pri intenzitetu opterećenja od 65.0kN, ta vredost bila nešto malo više od 800.0 μD . Budući da u pritisnutoj zoni drvenog dela nosača nisu zabeležena oštećenja, linearnost dijagrama je malo izraženija u odnosu na one u zategnuj zoni. Nakon rasterećenja nosača, zabeležene su i zaostale dilatacije i one, zavisno od stepena oštećenja nosača, se kreću u granicama od oko 500.0 mikrodilatacija.

- dilatacije u donjem krajnjem vlaknu betonskog dela nosača (G_nC_1 i G_nC_2) karakterišu se ne tako velikim vrednostima. Pri sili u presi od 75.0kN, veličine ovih dilatacija kreću se u granicama od 250.0 do 350.0 μD . Iako su ova vlakna u delu nosača koji je napregnut na zatezanje, pa je tako karakteristična i pojava prslina na pojedinim mestima poprečnog preseka (Slika 5.4.2.4), oblik dijagrama je, pogotovu do trenutka pojave prslina, linearan. Nakon pojave prslina može se uočiti blagi pad nagiba u dijagramima.

- dilatacije u gornjem krajnjem vlaknu betonskog dela nosača (G_nC_3 i G_nC_4) su veće u odnosu na dilatacije u donjem krajnjem vlaknu. Veličine ovih dilatacija za su u granicama od 640.0 do 880.0 μD . Za oblik dijagrama se može reći da je najbliži idealno linearnom. Razlog tome leži u činjenici da u pritisnutoj zoni betonskog dela nosača nisu uočeni nikakvi tragovi

mrvljenja. Vrednost izmerenih dilatacija to i potvrđuje, jer je njihova veličina relativno daleko od graničnih dilatacija pri pritisku ($3500.0 \mu D$ ili 3.50%).

Kvalitativnom i kvantitativnom analizom dobijenih rezultata mogu se izvući sledeći zaključci. Imajući u vidu znak dilatacija, primećuje se da su u nosaču tokom celog toka ispitivanja prisutne dve neutralne ose: jedna u rebro, a druga u nožici. Sagledavajući vrednosti dilatacija, zaključuje se da su te neutralne ose pomerene iz težišta konstitutivnih elemenata spregnutog preseka. Neutralna osa u rebro je pomerena na više (prema nožici), dok je neutralna osa u nožici pomerena na niže (prema rebro), što je u saglasnosti sa očekivanjima, budući da je u pitanju elastično spregnuti nosač. Zaostala dilatacija u odnosu na nulto čitanje posledica je uticaja sopstvene težine na nosačima kojima je, usled otkazivanja zategnutih vlakana rebra, došlo do redukcije otpornog momenta.

5.4.4. Izmereni ugibi i relativna pomeranja na prednapregnutim nosačima

Prednapregnuti nosači su označeni sa *PSG* i brojem kojim je pretstavljen redosled ispitivanja (tako nosač *PSG1* predstavlja nosač koji je prvi ispitan, a nosač *PSG5* je onaj koji je ispitan poslednji).

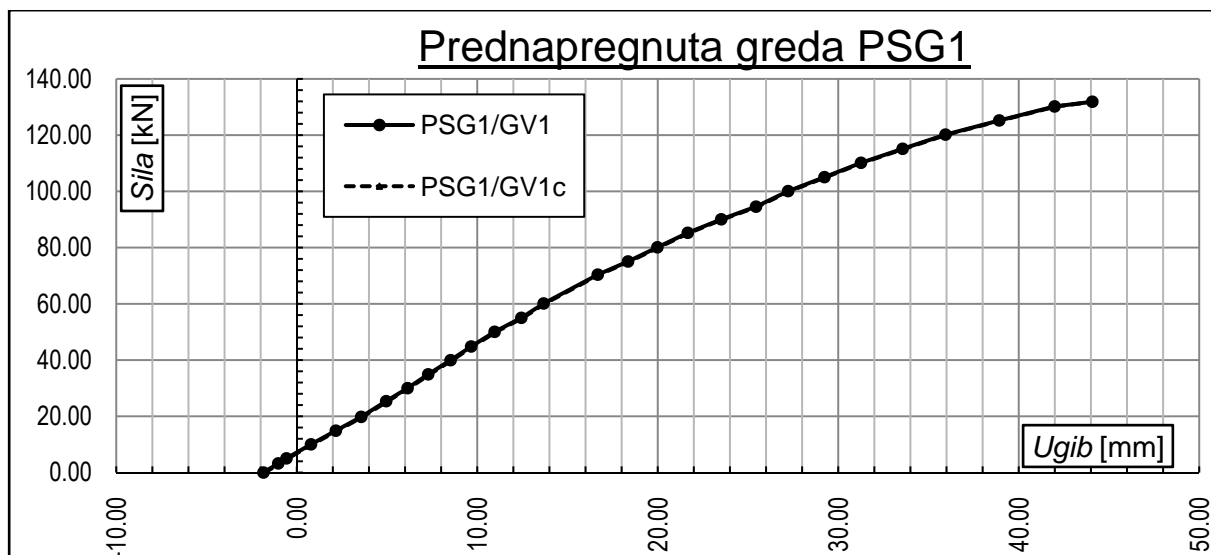


Slika 5.4.4.1 Izgled deformisanog spregnuto-prednapregnutog nosača

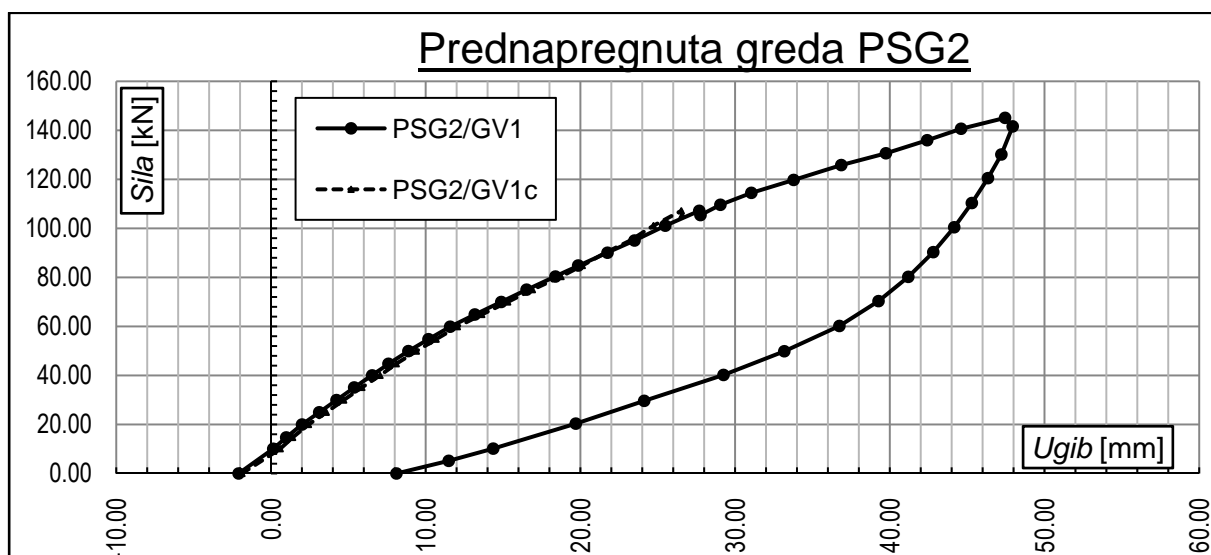
Izmerene vrednosti ugiba pretstavljene su, kao i kod spregnutih nosača, pomoću dijagrama na kojima se može videti odnos te deformacije i nanešenog opterećenja (Dijagram 5.4.4.1 do Dijagram 5.4.4.5).



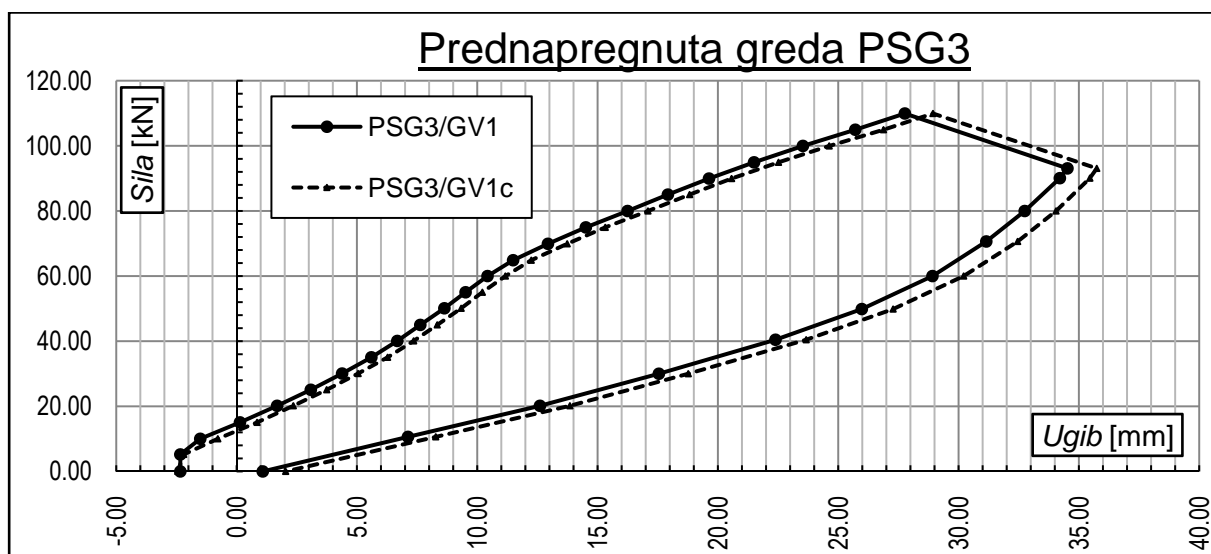
Slika 5.4.4.2 Kontakt donje ivice rebra sa čeličnim zategama



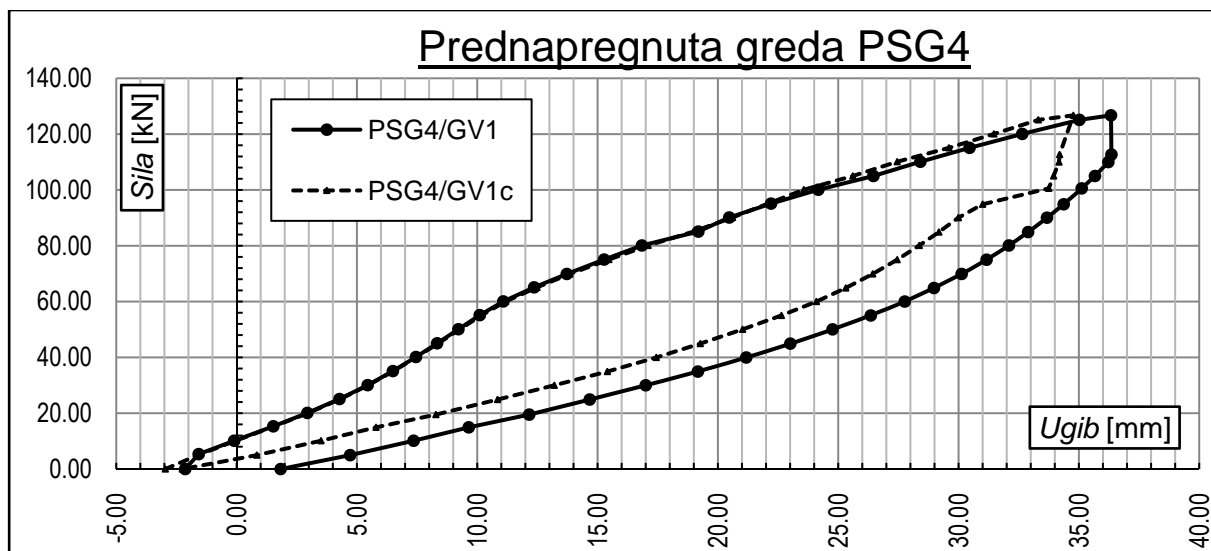
Dijagram 5.4.4.1 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču PSG1



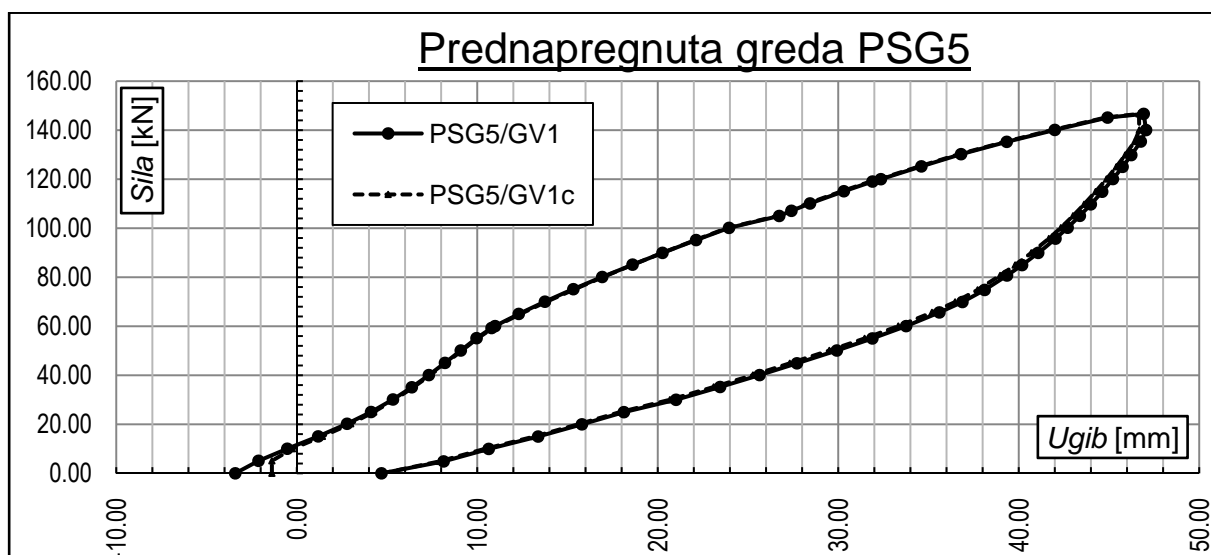
Dijagram 5.4.4.2 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču PSG2



Dijagram 5.4.4.3 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču PSG3



Dijagram 5.4.4.4 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču PSG4



Dijagram 5.4.4.5 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču PSG5

Ugibi izmereni na drvenom rebu su označeni sa $PSG_n/GV1$, dok su ugibi na betonskoj nožici sa $PSG_n/GV1c$. Kod ovih nosača, zatezna sila je raspoređena između elementa za prednaprezanje i donje zone drvenog nosača. To je za posledicu imalo da kod skoro svih nosača nije došlo do loma, kao to što je to bio slučaj kod spregnutih nosača, već je ispitivanje prekinuto u trenutku kada je donja ivica drvenog dela nosača ostvarila kontakt sa zategama. Kod nosača $PSG3$ se dogodio lom kada je inzitet opterećenja bio nešto malo više od $115.0kN$. Karakteristično je da se lom dogodio u donjoj polovini drvene grede, a ne u krajnjem zategnutom drvenom vlaknu (Slika 5.4.4.3). Sa slike se može videti da je linija loma u pravcu zavrtnja koji služi za povezivanje čelične papuče za nosač. To navodi na zaključak da do otkaza ove grede nije došlo usled prekoračenja nosivosti drveta na zatezanje, već da je najverovatniji razlog delaminacija tog nosača. Kad je ova greda u pitanju, uočena je i pojava prslina na betonskoj nožici u oslonačkoj zoni, što nije bilo karakteristično za druge nosače. Kako drveni nosač za većinu nosača nije doživeo lom, a zatege faktički ni u jednom trenutku nisu izašle iz linearnog područja, oblik dijagrama je tokom celog ispitivanja skoro linearan.

Zbog prednapreznjanja, koje je svakako ekscentrično u odnosu na težište elastično spregnute grede, eksploataciono opterećenje je započelo sa nadvišenjem, pa iz tog razloga ugib na dijagramu nije počeo od nule, već je njegov početak negativna vrednost.



Slika 5.4.4.3 Lom grede PSG3

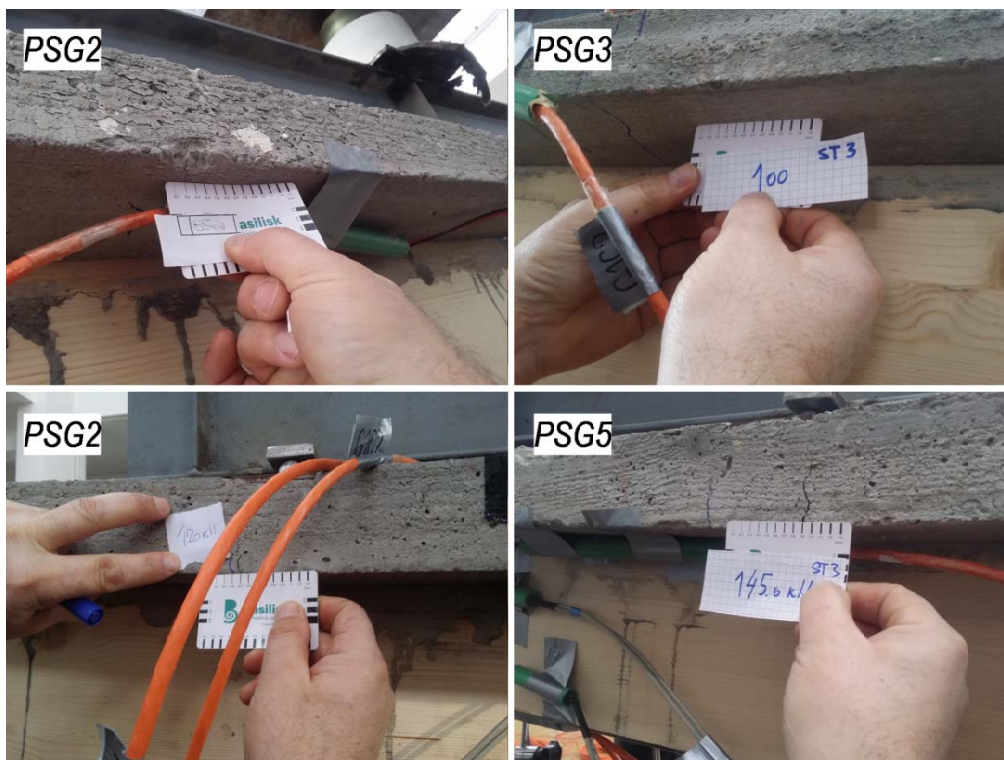
U pritisnutoj zoni drvenog rebra, na većini nosača, nisu bila vidljiva nikakva oštećenja. Izuzetak je nosač *PSG2*, kod koga je u zoni oslonca primećena podužna pukotina u trenutku kada je sila u presi bila $102.0kN$ (Slika 5.4.4.4). Na tom delu nosača nisu bile vidljive nikakve vanjske greške u drvetu, ali je nivo opterećenja bio veliki pa je do pucanja došlo usled relativnog pomeranja sistema za sprezanje u spojnoj ravni.



Slika 5.4.4.4 Pukotina u gornjoj zoni drvenog dela nosača

U zategnutoj zoni betonskog dela nosača prva pojava prslina je zabeležena pri intenzitetu sile od $85.0kN$. Kao i kod spregnutih nosača, javljale su se srednjoj trećini raspona (izuzimajući gredu *PSG3*, kod kojih je bilo prslina i u oslončkom preseku). Ove prsline, pri tom intenzitetu opterećenja, su bile reda veličine od $0.10mm$. Daljim priraštajem opterećenja, pratilo se povećavnje prslina, pa je tako zabežene da su prsline pri intenzitetu sile u presi od $100.0kN$, bila oko $0.30mm$. Pri ovom intenzitetu opterećenja, prsline su se rasprostirale duž čitave širine, dok su dubinski bili u donjoj polovi betonskog preseka. Već nakon ove sile, prsline su polako počele prolaziti i u gornju polovinu nožice. pri intenzitetu od $120.0kN$ - $0.50mm$ i pri krajnjem opterećenju od oko $145.0kN$ - $0.90mm$ (Slika 5.4.4.5). Ono što nije bilo očekivano kod ovih nosača jeste da se prsline nisu značajnije umanjile i nakon rasterećenja

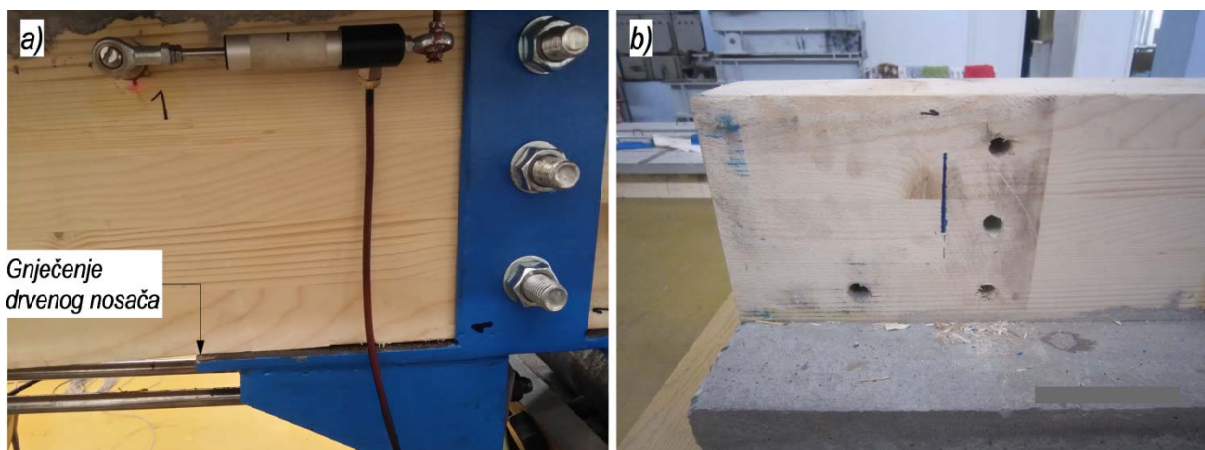
nosača. U pritisnutoj zoni betonskog preseka nisu bila vidljiva nikakva oštećenja koja bi sugerisala da je u tom delu nosača prekoračena dopuštena nosivost betona pri pritisku.



Slika 5.4.4.5 Veličine prslina u betonskom delu preseka pri različitim nivoima opterećenja

U sistemu za sprezanje nisu primećene nikakve pojave koje bi sugerisale da su se u tom sistemu desila neke oštećenja.

Najosetljiviji deo ovog nosača je bio sklop za unos sile prednaprezanja. Tokom ispitne procedure, ovaj sistem se ponašao u skladu sa očekivanjima. Tome u prilog ide i činjenica da je jedan sklop koji se sastojao od čelične papuče, zavrtnjeva za vezu papuče sa drvenim rebrom, zatega i zavrtnjeva za vezu zatega za čeličnu papuču, koristio prilikom ispitivanja svih pet greda.

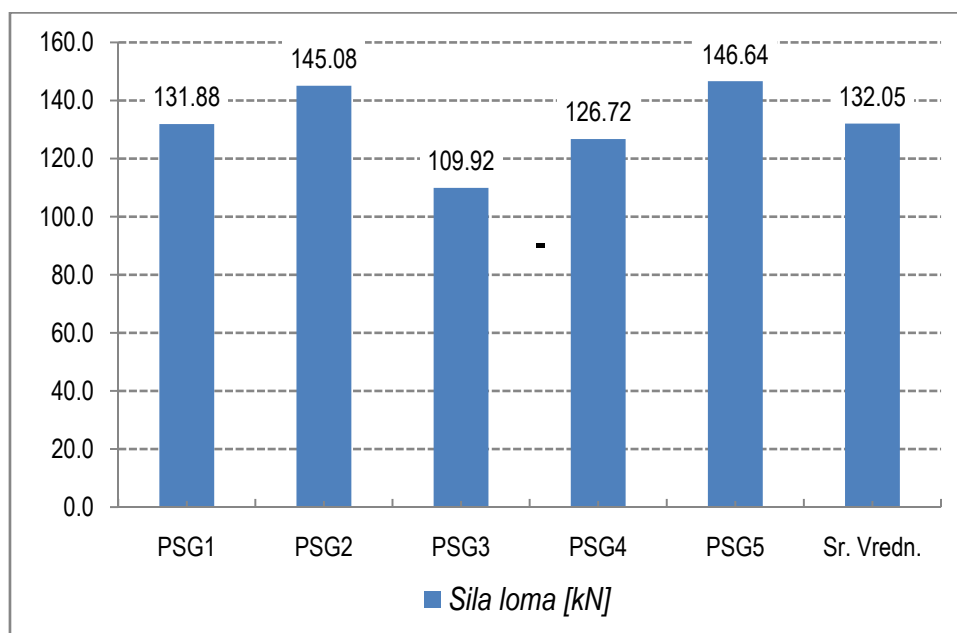


Slika 5.4.4.6 Lokalne deformacije na rebu nosača nastale kao posledica prednaprezanja

Na tim elementima nisu uočena zanačajnija oštećenja. Mala oštećenja su bila uočljiva na drvenom delu nosača. Prva stvar koja je se mogla videti i tokom ispitivanja jeste da je na

kotaktu čelične ploče i donje ivice drvene grede došlo do blagog gnječenja drvene grede (Slika 5.4.4.6 a). Ovo je svakako posledica lokalnog prekoračenja napona pritiska upravno na vlakna. Nakon demontaže sistema za unos sile prednaprezanja, posmatrane su i rupe na drvenom rebro kroz koje su prošli zavrtnjevi za vezu rebra sa čeličnom papučom. I na njima je bila uočljiva mala deformacija kao posledica povećanog pritiska po omotaču rupe. Nastale deformacije su u skladu sa numeričkom simulacijom ove veze (Slika 5.3.5).

Maksimalne vrednosti izmerenih sila u presi date su u formi dijagrama (Dijagram 5.4.4.6). Maksimalna vrednost sile u presi je dobijena na tri načina. Kod najvećeg broja nosača, krenulo bi se u postupak rasterećenja u trenutku kada bi donja ivica nosača ostvarila kontakt sa šipkama za prednaprezanje (nosači *PSG1*, *PSG2* i *PSG5*). Kod nosača *PSG3* rasterećenje je uslovio lom u zategnutoj zoni drvenog dela nosača, dok je, zbog početne postavke, kod nosača *PSG4* prirast opterećenja zaustavljen usled prekoračenja kapaciteta platforme za ispitivanje (donji pokretni deo platforme je bio maksimalno odignut). Kod ovog nosača između donje ivice drvene grede i gornje ivice šipki za prednaprezanja, bilo je oko *10.0mm* zazora.

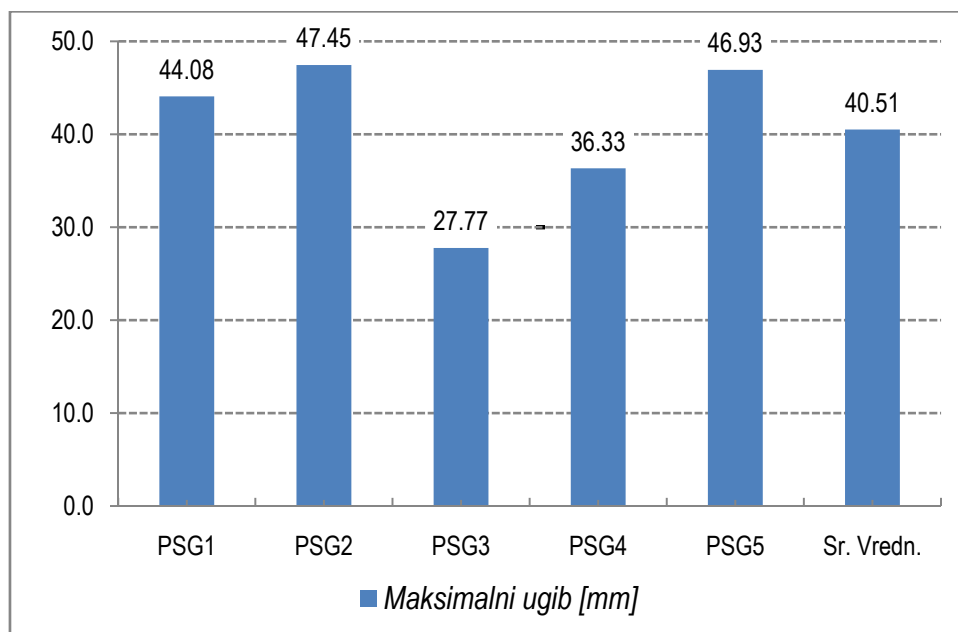


Dijagram 5.4.4.6 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost sile u presi

Maksimalne aplicirane sile, približno istog intenziteta, izmerene su na drugom i petom nosaču (*PSG2* i *PSG5*) i bile su oko *145.0kN*. Na jedinom nosaču koji je tokom ispitivanja doživeo lom (*PSG3*), zabeležena je najmanja sila od *109.92kN*. Na osnovu izmerenih vrednosti, sračunata je srednja vrednost i ona je iznosila *132.05kN*.

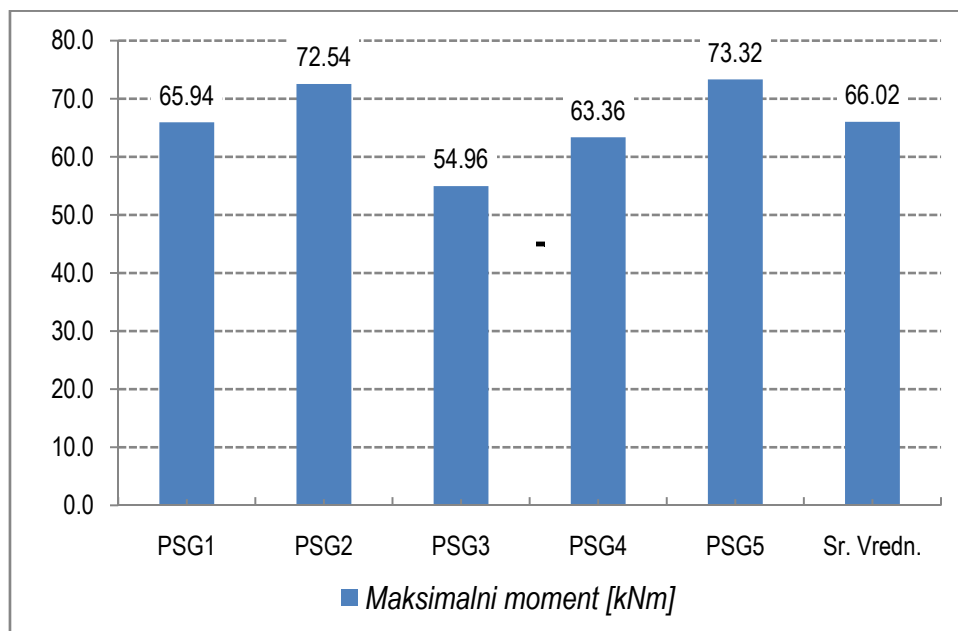
Kao što je već rečeno, maksimalna vrednost ugiba bila je ograničena geometrijom samog nosača. U opštem slučaju, kada su oslonci ovakvog nosača deformabilni, ugib ima dve komponente. Prva komponenta ugiba je vezana za deformaciju nosača kao krutog tela. Druga komponenta ugiba se odnosi na relativan ugib nosača u odnosu na oslonce. U konkretnom slučaju, oslonci su bili kruti i nepomerljivi, što je rezultiralo nepostojanjem prve komponente ugiba. Sa druge strane, ose čeličnih šipki su tokom celog preocesa ispitivanja zadržale svoj

pravac. Sa tog aspekta, ugib se može posmatrati i kao smanjenje kraka između težišta idealizovanog spregnutog preseka i zatega.



Dijagram 5.4.4.7 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost ugiba pri lomu

Sa dijagrama se može videti da su se maksimalne izmerene vrednosti ugiba u nosačima pri maksimalnoj sili u presi javile kod nosača *PSG2* i *PSG5* i bile su oko 47.0mm . Najmanja vrednost ugiba, svakako je bila prisutna kod nosača koji je tokom ispitivanja doživeo lom, i u tom trenutku je iznosio 27.77mm . Proračunata srednja vrednost ugiba iznosila je 40.51mm . Ovo znači da se odnos ugiba prema rasponu nosača kretao u granicama od $L/63.22$ do $L/108.03$.



Dijagram 5.4.4.8 Proračunate vrednosti maksimalnih momenata savijanja

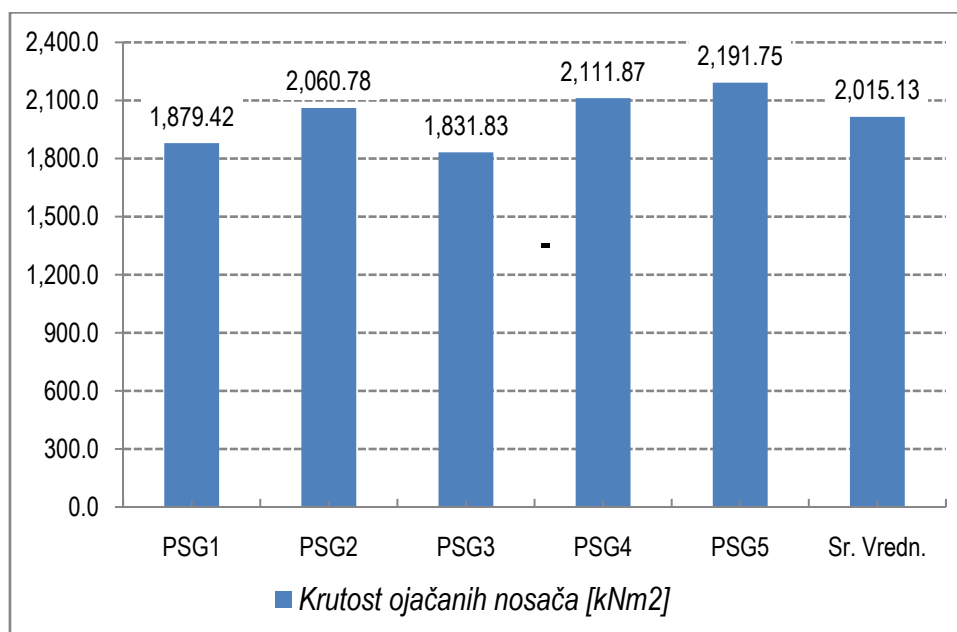
Sračunate vrednosti momenta savijanja pri maksimalnoj sili u presi (jednačina 5.4.2.1.) prikazane su na sledećem dijagramu (Dijagram 5.4.4.8). Logično je da najveći momenat

savijanja korespondira nosačima kod kojih je zabeležena najveća sila u presi. Kod nosača *PSG2* i *PSG5* taj moment je oko $73.0kNm$. Najmanji moment je kod nosača *PSG3* i iznosi $54.96kNm$, dok je srednja vrednost $66.02kNm$.

Kao i kod spregnutih nosača, da bi se sračunala krutost na savijanje prednapregnutih nosača bilo je potrebno sračunati vrednosti ugiba za vrednost opterećenja koje se nalazi između onih zabeleženih. Interpolirane vrednosti ugiba i sračunate vrednosti krutosti nosača na savijanje (jednačina 5.4.2.2.) priloženi su tabelarno (Tabela 5.4.4.1) i u formi dijagrama (Dijagram 5.4.4.9).

Tabela 5.4.4.1 Vrednosti sila i ugiba pri intenzitetu od 10.0% i 40.0% od maksimalne sile i krutost nosača

Nosač	$0.10F_{max}$ [kN]	$w_{0.10F_{max}}$ [mm]	$0.40F_{max}$ [kN]	$w_{0.40F_{max}}$ [mm]	EI^* [kNm ²]
<i>PSG1</i>	13.19	1.68	52.74	11.77	1,879.42
<i>PSG2</i>	14.51	0.95	58.03	11.07	2,060.78
<i>PSG3</i>	10.99	-1.19	43.97	7.43	1,831.83
<i>PSG4</i>	12.67	0.70	50.69	9.32	2,111.87
<i>PSG5</i>	14.66	1.05	58.66	10.67	2,191.75
Sr. Vredn.	13.20	0.64	52.82	10.05	2,015.13



Dijagram 5.4.4.9 Sračunate krutosti spregnuto-prednapregnutih nosača

Važno je napomenuti suštinsku razliku između sračunatih vrednosti krutosti na savijanje spregnutog i spregnuto-prednapregnutog nosača. Kada su u pitanju spregnuti nosači, tu se misli na savojnu krutost idealizovanog, odnosno, kada je u pitanju sprezanje drvo-beton, efektivnu krutost elastično spregnutog preseka. Kad je u pitanju nosač ojačan vanjskim elementima (dvopojasni nosač), u tom slučaju ne može se govoriti o nekoj zbirnoj krutosti konstitutivnih elemenata poprečnog preseka (beton, drvo i čelik). Razlog, pre svega, leži u činjenici da rastojanja između delova poprečnog preseka tokom prirasta opterećenja nisu konstantna. U konkretnom slučaju, početno čisto rastojanje između donje ivice drvenog dela

nosača i gorenje ivice zatega bilo je 44.0mm , dok se za maksimalnu silu usvajala ona pri kojoj je došlo do kontakta između ovo dva elementa.

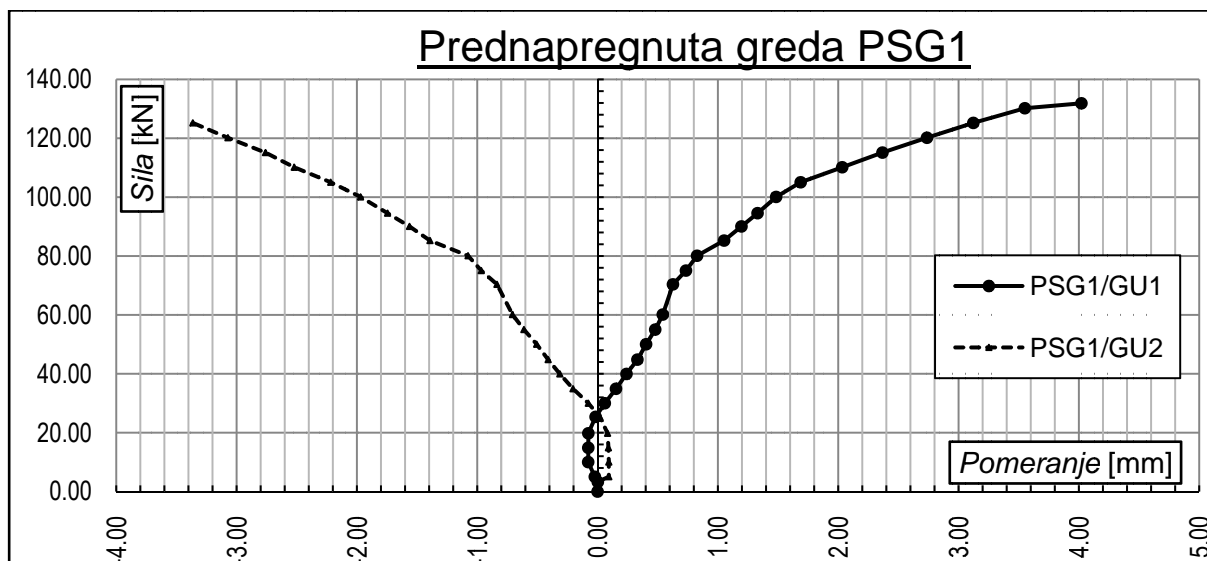
Maksimalna vrednost krutosti na savijanje zabeležena je kod *PSG5* nosača, i iznosila je 2191.75kNm^2 . Minimalna krutost zabeležena je kod trećeg - *PSG3* nosača, i njena vrednost je bila 1831.83kNm^2 . Srednja vrednost krutosti ovih nosača iznosila je 2015.13kNm^2 .

Kod elastično spregnutog nosača, maksimalne izmerene vrednosti relativnog pomeranja između betonske ploče i drvene grede, bile su iznad oslonaca. Isto tako je bilo i kod prednapregnutih nosača, ali zbog same konstrukcije sistema za unos sile prednaprezanja, nije bilo moguće izmeriti tu vrednost tačno iznad oslonca, već su uređaji bili pomereni prema sredini nosača (Slika 5.4.4.7).

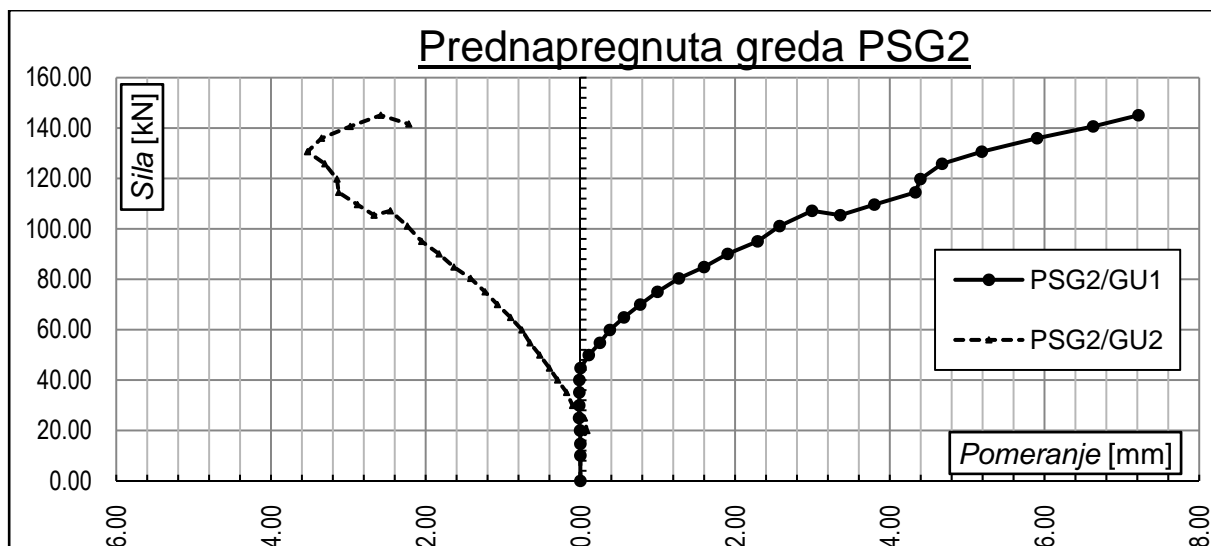


Slika 5.4.4.7 Položaj uređaja za merenje relativnog pomeranja kod prednapregnutih nosača

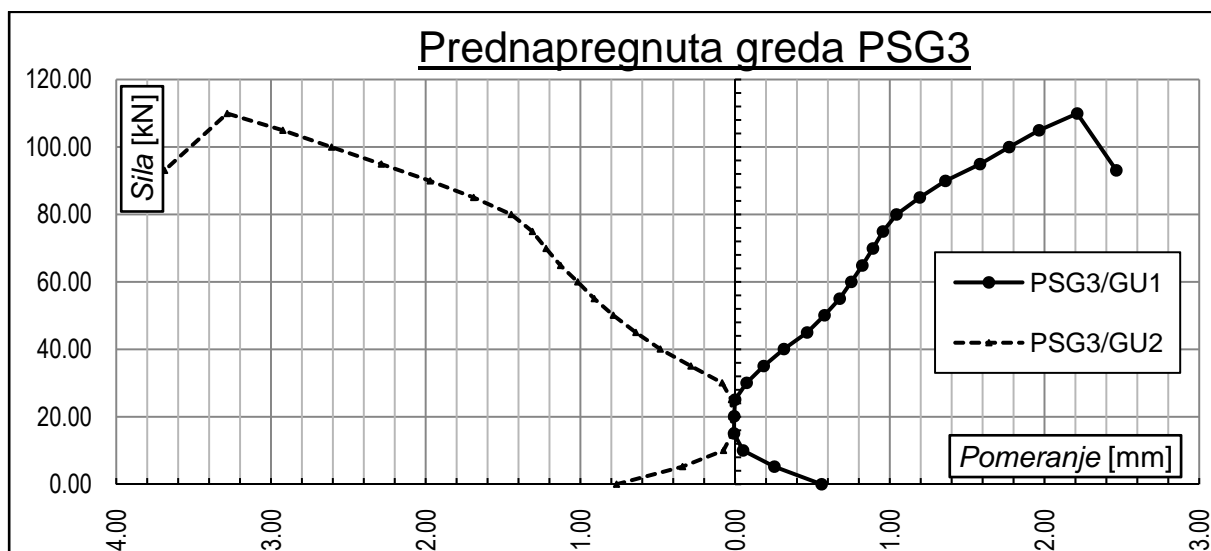
Zavisnost pomeranja i sile u presi i elementima za prednaprezanje data je u formi dijagrama (Dijagram 5.4.4.10 do Dijagram 5.4.4.14).



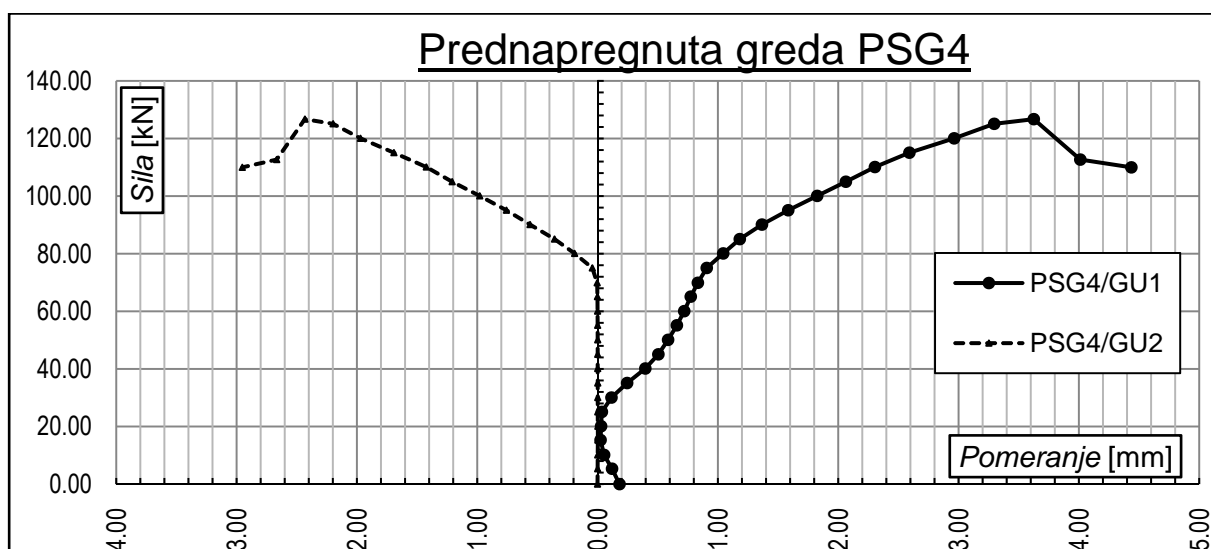
Dijagram 5.4.4.10 Odnos sila-pomeranje na prednapregnutom nosaču PSG1



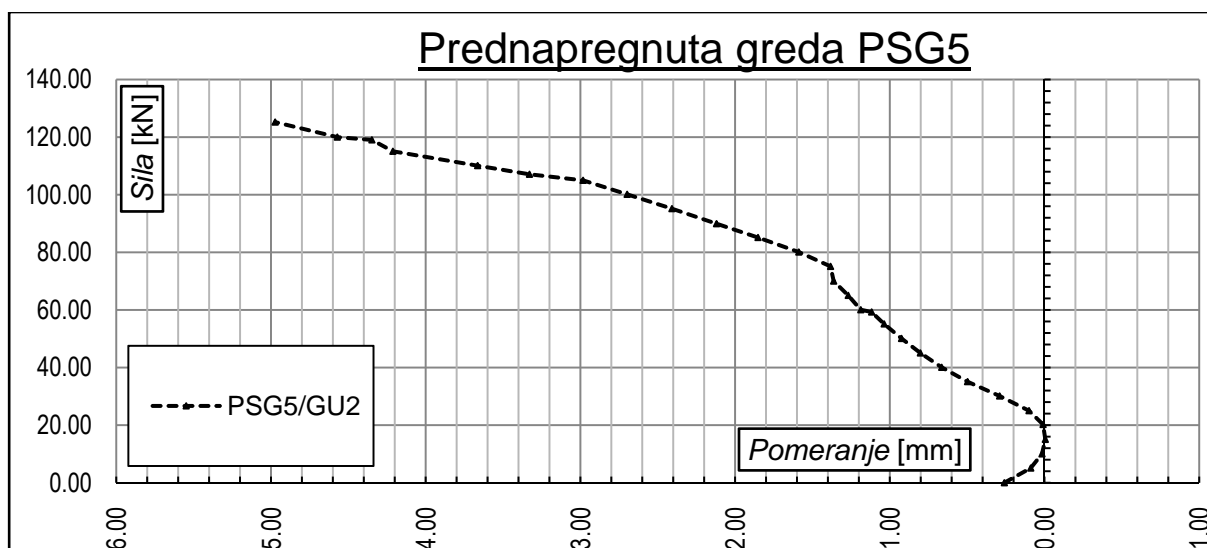
Dijagram 5.4.4.11 Odnos sila-pomeranje na prednapregnutom nosaču PSG2



Dijagram 5.4.4.12 Odnos sila-pomeranje na prednapregnutom nosaču PSG3

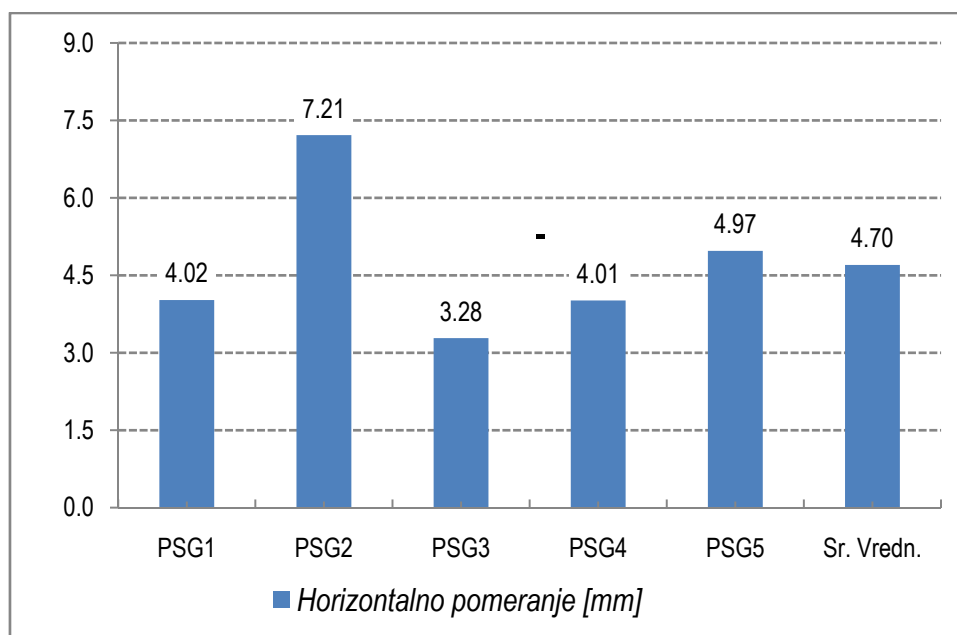


Dijagram 5.4.4.13 Odnos sila-pomeranje na prednapregnutom nosaču PSG4



Dijagram 5.4.4.14 Odnos sila-pomeranje na prednapregnutom nosaču PSG5

Ekstremne vrednosti merenih veličina, zajedno sa srednjim vrednostima, prikazane su na sledećem dijagramu (Dijagram 5.4.4.15).



Dijagram 5.4.4.15 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost horizontalnog pomeranja na nosačima

Najveća vrednost pomeranja izmerena je na nosaču *PSG2* i iznosila je 7.22mm , dok je najmanja vrednost izmerena na nosaču *PSG3* i bila je 3.28mm . Sračunata srednja vrednost ove deformacije je 4.70mm .

Kao i kod spregnutih nosača, i kod ovih nosača bilo je prisutno blago odizanje betonskog dela ploče u odnosu na drvenu gredu. Planom ispitivanja nije bilo planirano merenje ove deformacije. Njena veličina nije imala neku značajniju vrednost, ali je ipak bila prisutna (Slika 5.4.4.8).

Za statističku obradu dobijenih rezultat ispitivanja, korištena je ista metoda na osnovu koje su dobijene mehaničke karakteristike materijala upotrebljenih za izradu nosača i za obradu rezultata dobijenih ispitivanjem spregnutih nosača (ISO 2394:2012, 2012).



Slika 5.4.4.8 Odizanje betonske ploče u odnosu na drveni nosač

Vrednosti koje su dobijene statističkom, prikazane su tabelarno (Tabela 5.4.4.2).

Tabela 5.4.4.2 Statistička obrada rezultata dobijenih ispitivanjem prednapregnutih nosača

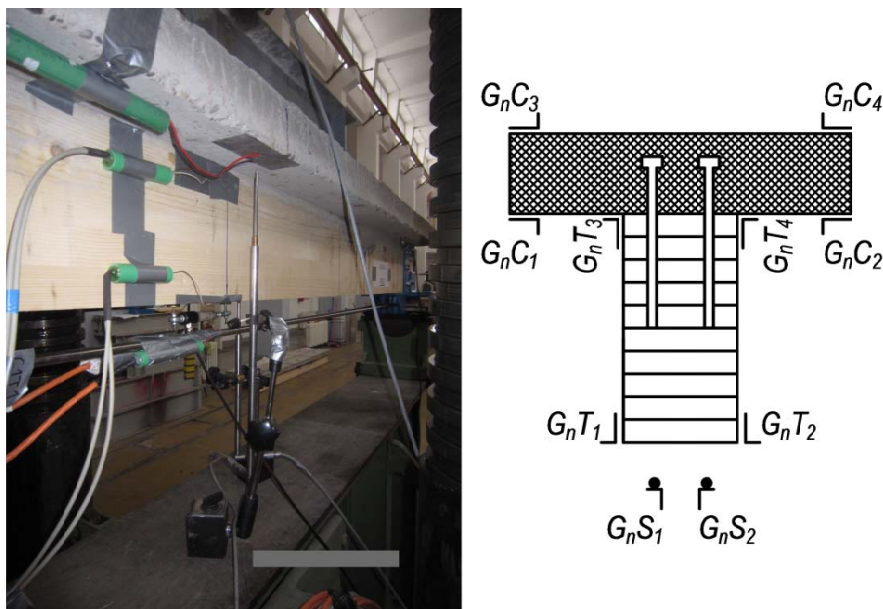
Nosač	F_{max} [kN]	M_{max} [kNm]	w_{max} [mm]	u_{max} [mm]	EI^* [kNm ²]
PSG1	131.88	65.94	44.08	4.02	1879.42
PSG2	145.08	72.54	47.45	7.22	2060.78
PSG3	109.92	54.96	27.77	3.28	1831.83
PSG4	126.72	63.36	36.33	4.01	2111.87
PSG5	146.64	73.32	46.93	4.95	2191.75
<i>Srednja vrednost</i>	132.05	66.02	40.51	4.70	2015.13
<i>Standardna decijacija</i>	15.01	7.50	8.40	1.53	153.83
<i>Koeficijent varijacije [%]</i>	11.36	11.36	20.72	32.59	7.63
<i>Karakteristična vrednost</i>	97.00	49.00	20.91	1.12	1655.86

Maksimalna vrednost koeficijenta varijacije dobijena je za maksimalne izmerene vrednosti relativnog pomeranja betonskog i drvenog dela nosača i iznosi 32.59%, dok je najmanja vrednost ovog koeficijenta opet dobijena za parametar koji je vezan za krutost nosača na savijanje. Vrednost ovog koeficijenta je 7.63%. Nešto malo veći koeficijent varijacije je dobijen za vrednosti ugiba nosača na sredini raspona - 20.72%. Očekivano je ovaj koeficijent za maksimalne vrednosti sile u presi i momenta savijanja identičan i iznosi 11.36%.

5.4.5. Izmerene dilatacije u sredini raspona na prednapregnutim nosačima

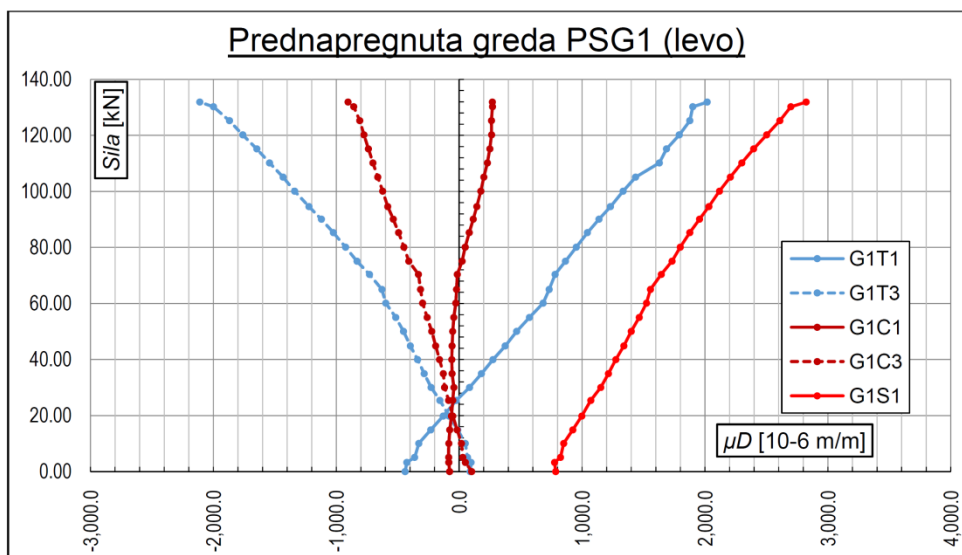
Lokalne deformacije (dilatacije) na prednapregnutim nosačima, kao i kod spregnutih nosača, merene su na sredini raspona. Da bi se izmerile dilatacija u svim elementima preseka, korišteno je ukupno 10 mernih traka, od toga je 8 mernih traka bilo raspoređeno na osnovnom nosaču (spregnuti deo nosača), dok su dodatne dve merne traka bile postavljene na čeličnim

zategama. Označavanje mernih traka ima identičan oblik za drveni i betonski deo nosača (G_nT_n i G_nC_n), dok su dilatacije na čeličnim zategama označene G_nS_n . Indeksi koji označavaju redni broj ispitane grede idu od 1 do 5. Položajni indeksi imaju potpuno isto značenje kao i kod spregnutih greda (1 i 2 - levo i desno zategnuta zona, 3 i 4 - levo i desno pritisnuta zona). Svakako da na čeličnim zategama nema položajnih indeksa sa oznakama 3 i 4. Tako je merna traka koja je postavljena na čeleličnoj zatezi dugog nosača sa leve strane označena sa G_2S_1 (Slika 5.4.5.1).

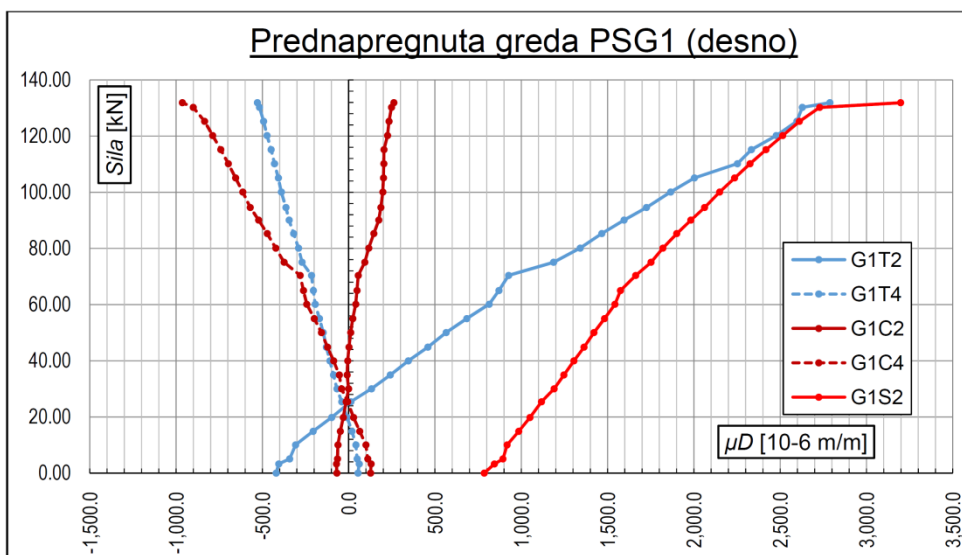


Slika 5.4.5.1 Označavanje i raspored mernih traka na prednapregnutom nosaču

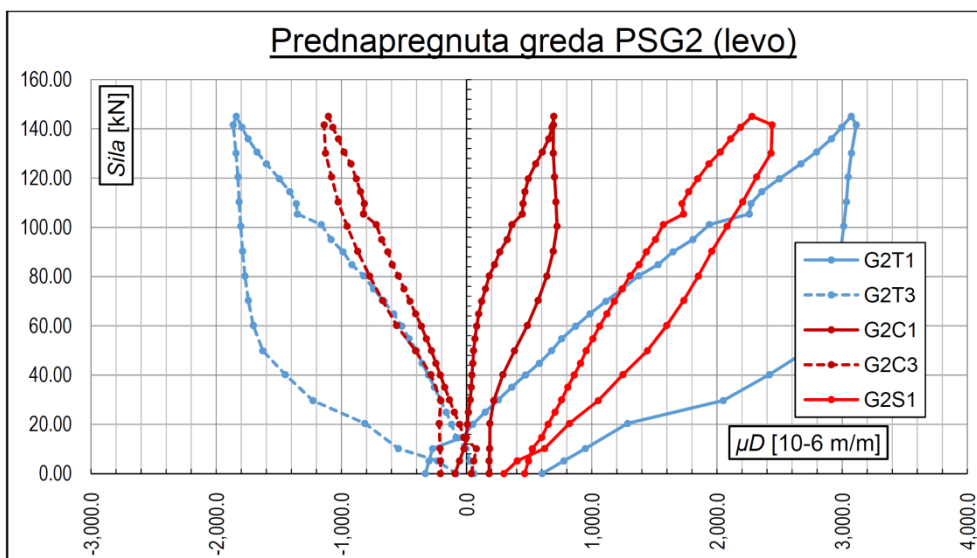
Rezultati ispitivanja su registrovani tokom opterećenja i rasterećenja nosača i prezentovani u formi dijagrama. Na jednom dijagramu su date dilatacije sa jedne strane nosača, tako da za pet nosača ima ukupno deset dijagrama - pet za dilatacije sa leve strane, a pet za dilatacije sa desne strane. Dilatacije u donjim vlaknima drvenog i betonskog nosača (G_nT_1 , G_nT_2 , G_nC_1 i G_nC_2) na dijagramima su predstavljene punim linijama plave (drveni nosač) i crvene boje (betonski nosač), dok su dilatacije u gornjim vlaknima date istim bojama, samo su linije isprekidane. Dilatacije u čeličnim zategama su predstavljene punim linijama otvoreno crvene boje. Za prvu ispitanu gredu ($PSG1$) nisu registrovane dilatacije prilikom rasterećenja. Rezultati preilikom rasterećenja na petoj gredi ($PSG5$) u mernoj traci na zategnutoj zoni betonskog preseka levo (G_5C_1) nisu bili pouzdani, pa su iz tog razloga odbačeni. Za treću gredu ($PSG3$) u izlaznom fajlu nije bilo rezultata za dilatacije u zategnutoj zoni betonskog preseka levo (G_3C_1). Isti slučaj je bio i na četvrtom nosaču, gde su nedostajale dilatacije u zategnutoj zoni drvenog dela preseka levo (G_4T_1).



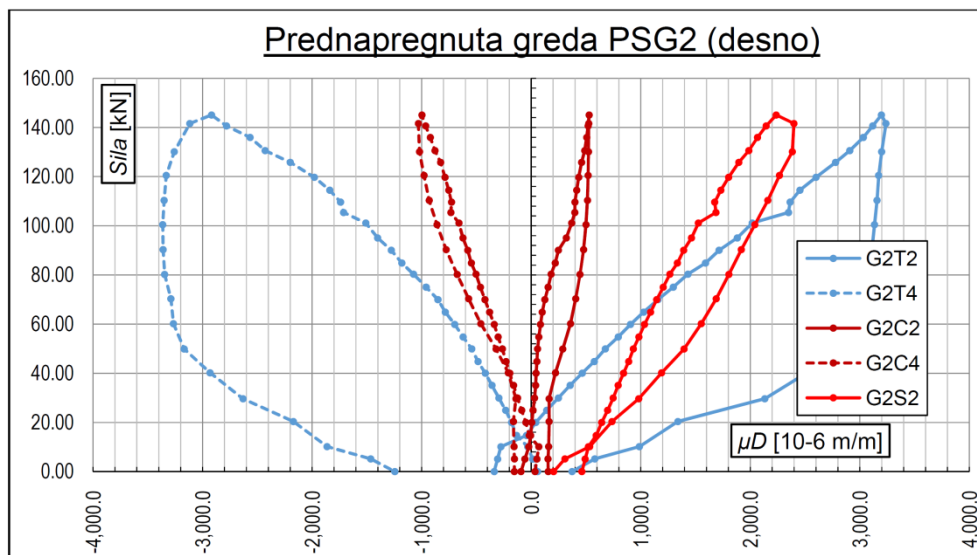
Dijagram 5.4.5.1 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač PSG1-levo



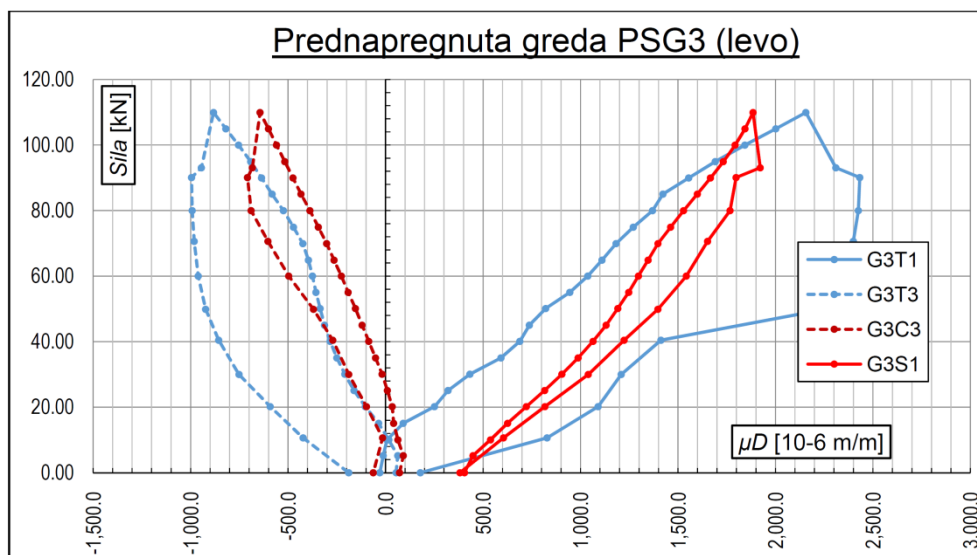
Dijagram 5.4.5.2 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač PSG1-desno



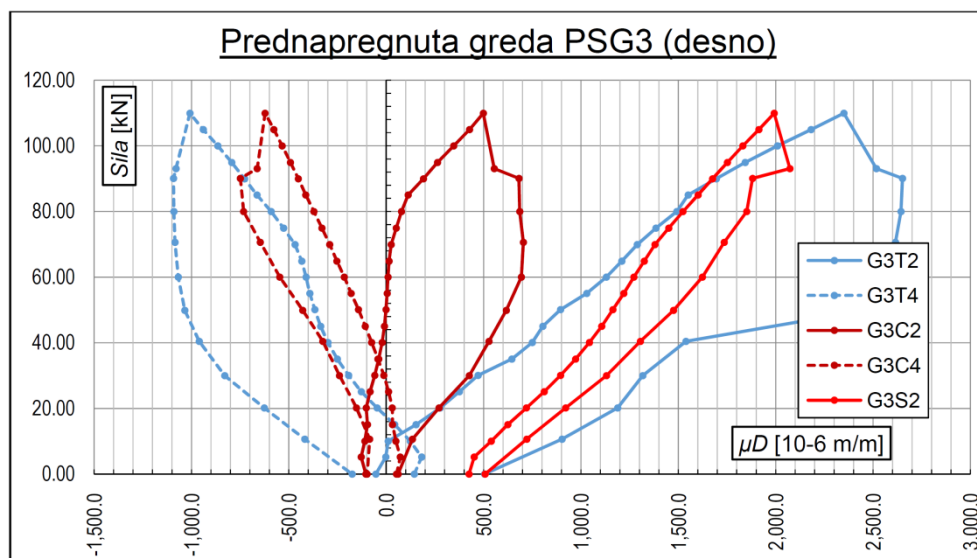
Dijagram 5.4.5.3 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač PSG2-levo



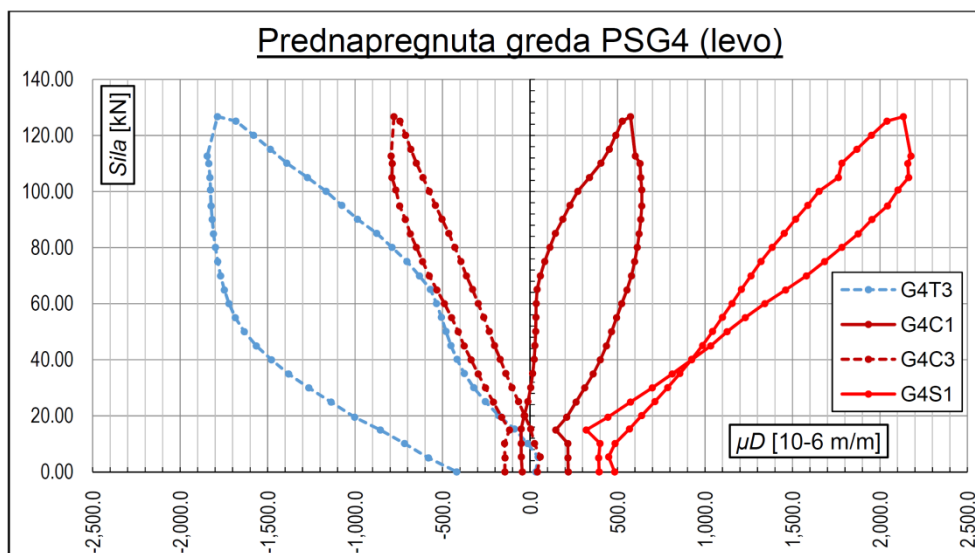
Dijagram 5.4.5.4 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač PSG2-desno



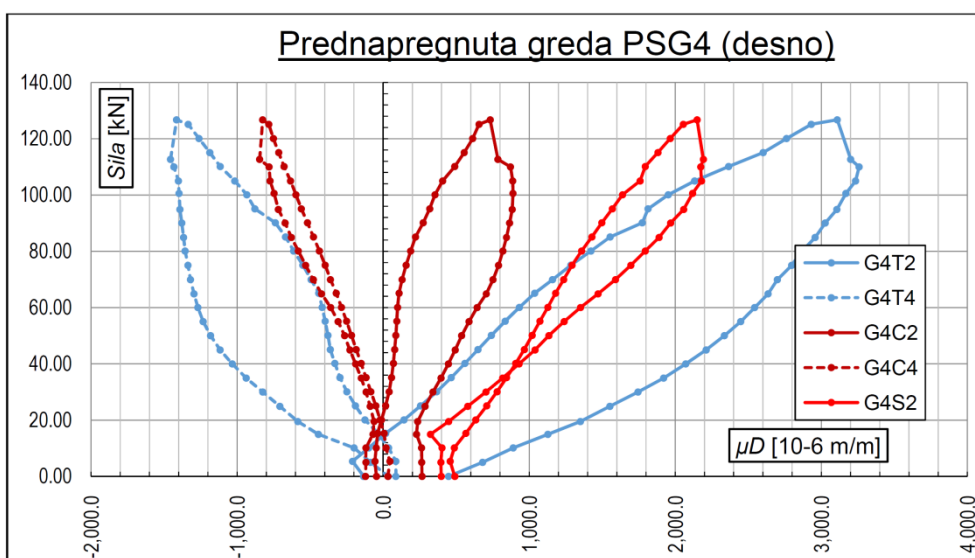
Dijagram 5.4.5.5 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač PSG3-levo



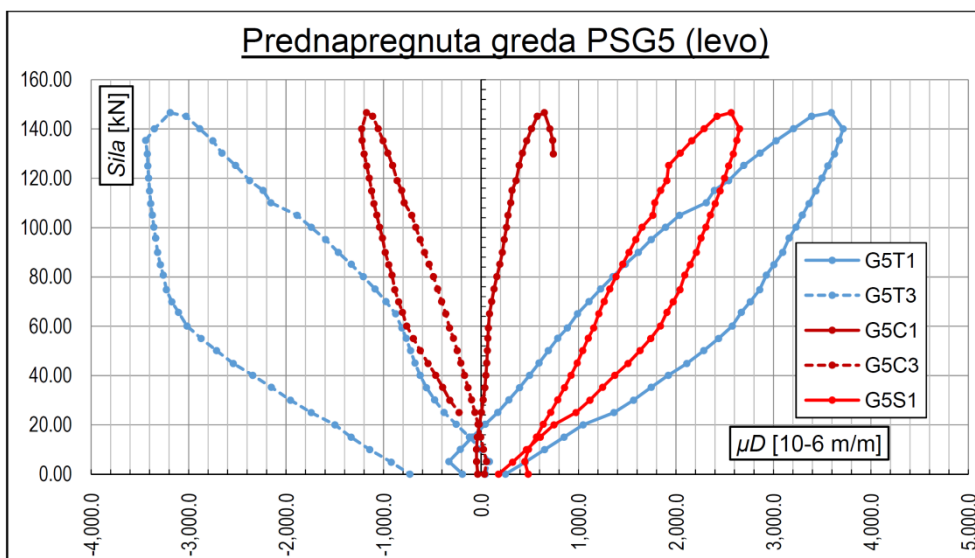
Dijagram 5.4.5.6 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač PSG3-desno



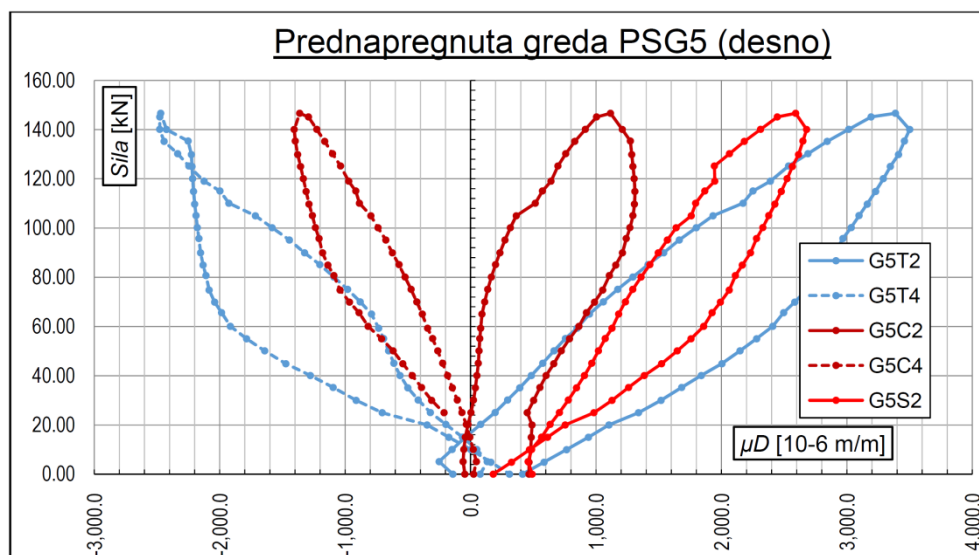
Dijagram 5.4.5.7 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač PSG4-levo



Dijagram 5.4.5.8 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač PSG4-desno



Dijagram 5.4.5.9 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač PSG5-levo

Dijagram 5.4.5.10 Dijagram $F-\varepsilon$ za nosač PSG5-desno

Za kvantitativnu analizu dobijenih rezultata, za referentnu vrednost uzete su dilatacije u nosačima pri intenzitetu sile u presi od 110.0 kN prilikom nanošenja opterećenja. Ta sila odgovara sili loma u nosaču *PSG3*. Na osnovu dobijenih rezultata ispitivanja, mogu se doneti sledeći zaključci:

- dilatacije u čeličnim zategama tokom ispitivanja (G_nS_1 i G_nS_2) kreću se u opsegu od 1800.0 do $2300.0 \mu D$. Najveća vrednost dilatacije izmerena je na desnoj zatezi nosača *PSG1* i iznosila je $2325.0 \mu D$, a najmanja vrednost na levoj zatezi nosača *PSG4*, čija je vrednost bila $1782.0 \mu D$. Sve ove dilatacije izmerene su kada je sila u presi bila 110.0 kN . Apsolutna maksimalna vrednost dilatacije je izmerena kod prvog nosača. Vrednost te dilatacije je bila $3198.0 \mu D$, dok je sila u presi, pri kojoj je ta dilatacija izmerena, bila nešto malo manja od 132.0 kN . Sve izmerene vrednosti dilatacija u čeličnim zategama su daleko od granice velikih izduženja za čelik (10.0% ili $10000.0 \mu D$), što znači da ovi elementi tokom celog toka ispitivanja ostaju u elastičnoj oblasti, što se može videti i sa dijagrama koji su tokom celog ispitivanja skoro linearni. Kod nosača kod kojih su zabeleženi rezultati i prilikom rasterećenja, osim kod nosača *PSG3*, može se uočiti da se grana dijagrama pri rasterećenju ukršta sa granom dijagrama pri opterećenju. Ova pojava sugerira da je došlo do gubitka sile prednaprezanja u čeličnoj zatezi. Razlog zbog kojeg do ovog "ukrštanja" nije došlo kod trećeg nosača leži u činjenici da je taj nosač doživeo lom po krajnjem zategnutom drvenom vlaknu, i da je kod njega došlo do redukcije otpornog momenta, pa su određeni deo sile od sopstvene težine nosača preuzeli ovi čelični elementi.

- kvantitativno, kod ovih nosača dilatacije u donjem krajnjem vlaknu drvenog dela nosača (G_nT_1 i G_nT_2) su, za referentnu vrednost, približne dilatacijama u čeličnim zategama. Kreću se u opsegu od 1650.0 do $2400.0 \mu D$. Najveća vrednost, pri ovoj sili izmerena je kod nosača *PSG4* i iznosila je nešto malo više od $2365.0 \mu D$. Najmanja vrednost izmerena je kod prvog nosača i bila je oko $1630.0 \mu D$. Dilatacija u nosaču *PSG3* u trenutku neposredno pre loma, bila je oko $2350.0 \mu D$ (merna traka G_3T_2). Apsolutno najveća dilatacija izmerena je kod nosača *PSG5* u i iznosila je oko $3595.0 \mu D$, pri sili u presi od 146.0 kN . Ova vlakna su

napregnuta na zatezanje. Oblik dijagrama, u fazi nanošenja opterećenja, je skoro linearan. Vrednosti zaostalih dilatacija se kreću od 250.0 do 500.0 μD .

- kod većine nosača, dilatacije u gornjem krajnjem vlaknu drvenog dela nosača (G_nT_3 i G_nT_4) su, po intenzitetu, manje od dilatacija u zategnutoj zoni. Kod nosača *PSG5* oblik dijagrama je skoro simetričan u odnosu na verikalnu osu, što znači da su njihove vrednosti u ovom nosaču skoro iste. Veličine ovih dilatacija kreću se od 900.0 do 2200.0 μD . Najveća dilatacija pri referentnoj sili zabeležena je u nosaču *PSG5* i iznosila je 2156.0 μD (G_5T_3). Najmanja dilatacija izmerena je na nosaču *PSG3* i iznosila je 882.0 μD (G_3T_3). Po apsolutnoj vrednosti, najveća dilatacija izmerena je kod nosača *PSG5* u i iznosila je oko 3190.0 μD , pri sili u presi od 146.0kN. Linearost dijagrama izraženija u odnosu na one u zategnuoj zoni. Nakon rasterećenja nosača, zabeležene su i zaostale dilatacije i one, zavisno od stepena oštećenja nosača, se kreću u granicama od 200.0 do 500.0 μD .

- dilatacije u donjem vlaknu betonskog dela poprečnog preseka, (G_nC_1 i G_nC_2) generalno su, po veličini, najmanje. Kreću se u granicama od 200.0 do 500.0 μD . Maksimalna vrednost dilataciji, kada je sila u presi bila 110.0kN, bila je kod nosača *PSG5* i iznosila je 516.0 μD (G_5C_2). Najmanja dilatacija izmerena je na nosaču *PSG1* i iznosila je 203.0 μD (G_1C_2). Najveća izmerena vrednost bila je na nosaču *PSG5* pri sili od 146.0 kN, i iznosila je 1115.0 μD (G_5C_2). Na dijagramima su uočljive dve grane. Do pojave prslina u ovom delu betonskog poprečnog preseka, oblik dijagrama je skoro linearan. Nakon pojave prslina, primetno je smanjenje nagiba dijagrama, što je svakako posledica redukcije krutosti.

- dilatacije u gornjem krajnjem vlaknu betonskog dela nosača (G_nC_3 i G_nC_4) su veće u odnosu na dilatacije u donjem krajnjem vlaknu. Veličine ovih dilatacija za su u granicama od 600.0 do 900.0 μD . Najveća dilatacija pri referentnoj sili izmerena je na nosaču *PSG5* i bila je 886.0 μD (G_5C_4), a najmanja kod nosača *PSG3* i bila je 622.0 μD (G_3C_4). Apsolutno najveća dilatacija izmerena je kod nosača *PSG5* i bila je oko 1365.0 μD (G_5C_4). Kao i kod spregnutih nosača, iz istog razloga se, za oblik dijagrama u ovoj zoni betonskog poprečnog preseka, može reći da je najbliži idealno linearnom.

Analizom dobijenih rezultata mogu se izvući sledeći zaključci. Imajući u vidu znak dilatacija, može se reći da je prednaprežanjem postignut cilj. Na svim elementima poprečnog preseka, gde su merene dilatacije, može se videti da je, nakon aplikacije prednaprežanja, a tokom nanošenja opterećenja došlo do promene znaka dilatacija. Donje zone drvenog i betonskog dela poprečnog preseka, po nanošenju sile prednaprežanja su bile pritisnute, i obratno. Gornje zone drvenog i betonskog dela poprečnog preseka su bile zategnute. U jednom trenutku, dijagrami presecaju vertikalnu osu i menjaju znak. I u ovom nosaču, kada je u pitanju spregnuti deo, uočljive su dve neutralne ose: jedna u rebru, a druga u nožici. Sagledavajući vrednosti dilatacija, vidi se da neutralne ose ne leže u težištima pojedinih elemenata spregnutog preseka, već su pomerene jedna prema drugoj.

6. NUMERIČKA ANALIZA ISPITANIH NOSAČA

Proračun nosača, koji su bili predmet ispitivanja, imao je tri faze. U prvoj fazi, u cilju odabira dimenzija poprečnog preseka osnovnog (spregnutog) nosača, izvršen je proračun u skladu s procedurom definisanom u *Aneksu B, Evrokoda 5* (γ - postupak). U drugoj fazi, za analizu odabranog sistema ojačanja spregnutih nosača, izvršeno je modeliranje tog nosača u programu *ANSYS*. Osim komparacije dobijenih rezultata ispitivanja, jedna od bitnijih stavki ovog istraživanja jeste davanje preporuke za proceduru kojom bi bilo moguće kontrolisati nosivost ovih nosača. Za to je korišten program *SAP 2000*. Dva su razloga zbog kojih je odabran ovaj program. Prvi je što program u svojoj paleti poseduje dovoljan broj tipova elemenata kojima je moguće modelirati ovaj tip nosača. Drugi je jednostavniji pred i postprocesor, pa je ovaj program, u svakodnevnoj inženjerskoj praksi, znatno zastupljeniji u odnosu na *ANSYS*.

6.1. Proračun spregnutih nosača prema “ γ ” postupku

Teorijske postavke na osnovu kojih se vrši proračun ovih nosača, sastavni su deo ovog rada (poglavlja 3.1.4 i 3.1.5). Karakteristike poprečnog preseka, od kojih zavisi nosivost ovog nosača, računaju se u funkciji mehaničkih karakteristika materijala koji čine ovaj spregnuti presek, površine, momenta inercije poprečnog preseka i krutosti rasporeda spojnih sredstava.

6.1.1. Mehaničke karakteristike elemenata poprečnog preseka

Za elemente poprečnog preseka koji su od lepljenog lameliranog drveta, ispitivanjem su, saglasno standardima utvrđene sledeće mehaničke karakteristike:

- čvrstća na zatezanje paralelno vlaknima (poglavlje 4.1.1),
- modul elastičnosti pri savijanju (poglavlje 4.1.2) i
- čvrstoća pri savijanju (poglavlje 4.1.3).

Dobijeni rezultati prikazani su tabelarno:

Tabela 6.1.1.1 Mehaničke karakteristike drvenog dela nosača dobijene ispitivanjem i statističkom obradom

Prosečna vrednost čvrstće drveta na zatezanje paralelno vlaknima	$f_{t,mean}$ [N/mm ²]	21.86
Karakteristična vrednost čvrstoće drveta na zatezanje paralelno vlaknima	$f_{t,k}$ [N/mm ²]	12.66
Prosečna vrednost modula elastičnosti pri savijanju	$E_{m,mean}$ [N/mm ²]	10962.20
Karakteristična vrednost modula elastičnosti pri savijanju	$E_{m,k}$ [N/mm ²]	9433.90
Prosečna vrednost čvrstće drveta na savijanje	$f_{m,mean}$ [N/mm ²]	41.30
Karakteristična vrednost čvrstoće drveta na savijanje	$f_{m,k}$ [N/mm ²]	30.50

Na osnovu rezultata dobijenih ispitivanjem uzoraka, a imajući u vidu preporuke date u referentnom standardu (*SRPS ISO 1194*) i tabele *A1* u *Aneksu A*, pomenutog standarda, moguće je definisati sve potrebne mehaničke karakteristike lepljenog-lameliranog drveta, upotrebljenog za spravljanje nosača.

- čvrstća na savijanje:

$$f_{m,g,k} = 7.0 + 1.15 f_{t,0,1,k} = 21.60 \text{ N / mm}^2$$

- čvrstća na zatezanje paralelno vlaknima:

$$f_{t,0,g,k} = 5.0 + 0.80 f_{t,0,1,k} = 15.13 \text{ N / mm}^2$$

- čvrstća na zatezanje upravno vlaknima:

$$f_{t,90,g,k} = 0.20 + 0.015 f_{t,0,1,k} = 0.39 \text{ N / mm}^2$$

- čvrstća na pritisak paralelno vlaknima:

$$f_{c,0,g,k} = 7.20 f_{t,0,1,k}^{0.45} = 22.56 \text{ N / mm}^2$$

- čvrstća na pritisak upravno vlaknima:

$$f_{c,90,g,k} = 0.70 f_{t,0,1,k}^{0.50} = 2.49 \text{ N / mm}^2$$

- čvrstća na smicanje:

$$f_{v,g,k} = 0.32 f_{t,0,1,k}^{0.80} = 2.44 \text{ N / mm}^2$$

- srednja vrednost modula elastičnosti paralelno vlaknima:

$$E_{0,g,mean} = 1.05 E_{0,1,mean} = 11510.30 \text{ N / mm}^2$$

- 5%-ni fraktil modula elastičnosti paralelno vlaknima:

$$E_{0,g,05} = 0.85 E_{0,1,mean} = 9317.90 \text{ N / mm}^2$$

- srednja vrednost modula klizanja (smičući modul):

$$G_{g,mean} = 0.065 E_{0,1,mean} = 712.54 \text{ N / mm}^2$$

Dobijene vrednosti mehaničkih karakteristika lepljenog-lameliranog drveta, svrstavaju ga u klasu **GL24h**.

Proračunske vrednosti mehaničkih karakteristika dobijaju se množenjem prethodno dobijenih vrednosti korekcionim faktorom k_{mod} i dijeljenjem parcijalnim koeficijentom za karakteristike materijala γ_m . Svrtstavajući tretirani nosač u *I eksploatacionu* klasu izloženu dejstvu *kratkotrajnog opterećenja*, prethodno pomenuti koeficijenti imaju vrednosti:

- $k_{mod}=0.90$ i $\gamma_m=1.25$, pa su sada, saglasno *EC5*, proračunske vrednosti mehaničkih karakteristika:

$$f_{m,g,d} = \frac{0.90 \cdot 21.60}{1.25} = 15.55 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{t,0,g,d} = \frac{0.90 \cdot 15.13}{1.25} = 10.89 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{t,90,g,d} = \frac{0.90 \cdot 0.39}{1.25} = 0.28 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{c,0,g,d} = \frac{0.90 \cdot 22.56}{1.25} = 16.24 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{c,90,g,d} = \frac{0.90 \cdot 2.49}{1.25} = 1.79 \text{ N/mm}^2 \qquad f_{v,g,d} = \frac{0.90 \cdot 2.44}{1.25} = 1.76 \text{ N/mm}^2$$

$$E_t = E_{0,g,05} = 9317.90 \text{ N/mm}^2$$

Ispitivanjem su dobijene mehaničke karakteristike očvrsllog betona, kao elementa koji je sastavni deo poprečnog preseka spregnutog nosača, i to:

- čvrstća na pritisak (poglavlje 4.3.1),
- čvrstoća na zatezanje (poglavlje 4.3.2) i
- modul elastičnosti betona pri pritisku (poglavlje 4.3.3).

Dobijeni rezultati prikazani su tabelarno:

Tabela 6.1.1.2 Mehaničke karakteristike betonskog dela nosača dobijene ispitivanjem i statističkom obradom

Prosečna vrednost čvrstće pri pritisku	$f_{c,mean}$ [MPa]	34.33
Karakteristična vrednost čvrstoće pri pritisku	$f_{c,k}$ [MPa]	28.72
Prosečna vrednost modula elastičnosti	$E_{m,mean}$ [GPa]	10962.20
Prosečna vrednost čvrstće pri zatezanju	$f_{et,mean}$ [MPa]	4.06
Karakteristična vrednost čvrstoće pri zatezanju	$f_{et,k}$ [MPa]	3.91

Na osnovu rezultata dobijenih ispitivanjem, može se zaključiti da očvrslili beton pripada klasi **C25/30**. Za datu klasu betona, prema *EC2*, odgovarajuće mehaničke karakteristike su:

- karakteristična čvrstoća na cilindričnim uzorcima: $f_{ck} = 25.0 \text{ MPa}$,
- karakteristična čvrstoća na uzorcima od kocke: $f_{ck,cube} = 30.0 \text{ MPa}$,
- prosečna vrednost čvrstoća betona na pritisak: $f_{cm} = f_{ck} + 8.0 = 33.0 \text{ MPa}$,
- prosečna vrednost čvrstoća betona na zatezanje: $f_{ctm} = 0.30f_{ck}^{2/3} = 2.60 \text{ MPa}$,
- modul elastičnosti: $E_{cm} = 31.0 \text{ GPa}$.

Prema istom standardu, proračunska vrednost pritiska čvrstoće betona dobija se tako što se karakteristična redukuje parcijalnim koeficijentom sigurnosti za beton γ_c i koeficijentom koji se u račun uvode efekti vezani za trajenje opterećenja, kao i efekti vezani za eventualne nepovoljnosti iz načina apliciranja opterećenja α_{cc} . Proračunske vrednosti dela poprečnog preseka od betona:

$$f_{c,d} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{c,k}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 25.0}{1.50} = 14.17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm,d} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 2.60}{1.50} = 1.47 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = E_{c,m} = 31.0 \text{ GPa} = 31000.0 \text{ MPa}$$

Laboratorijskim ispitivanjem nije utvrđena zapreminska težina drveta i modul klizanja primenjenog sistema sprežanja. Da bi se odredio modul klizanja, usvojena je zapreminska masa drvenog dela nosača (klasa GL24h):

$$\rho_k = 380.0 \text{ kg} / \text{m}^3,$$

$$\rho_{g,k} = 1.10 \rho_k = 1.10 \cdot 380.0 = 418.0 \text{ kg} / \text{m}^3.$$

U nedostatku eksperimentalnih rezultata, na osnovu zapreminske težine moguće je sračunati modul pomerljivosti za granično stanje upotrebljivosti, prema izrazu (poglavlje 3.1.5, izraz 3.1.5.6):

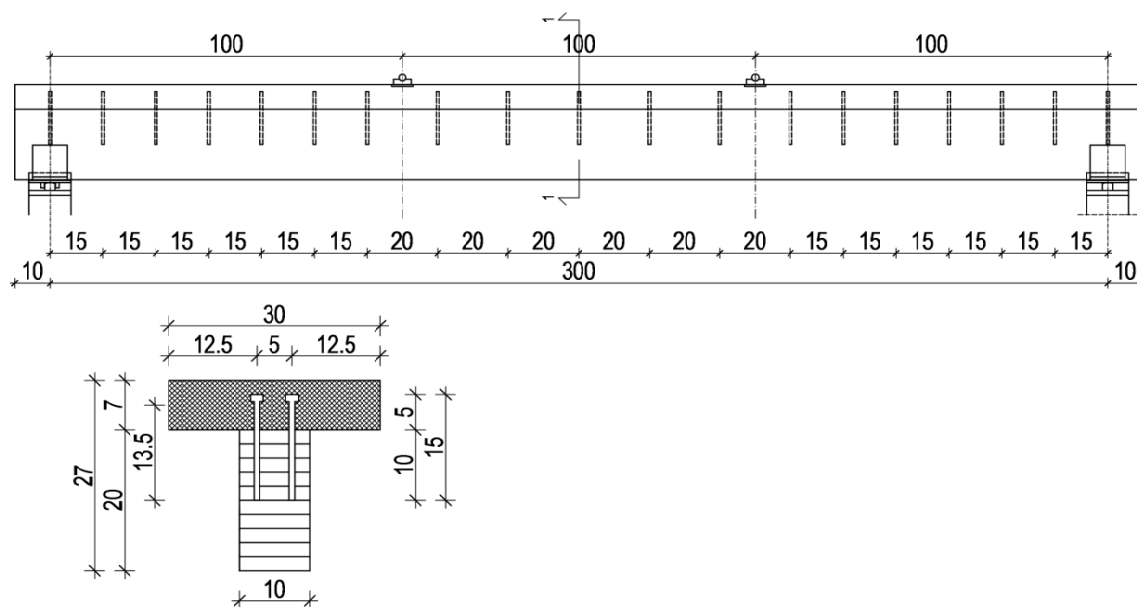
$$K_{ser} = 2 \cdot \rho_k^{1.5} \cdot \frac{d}{23} = 2 \cdot 418.0^{1.50} \cdot \frac{8.0}{23} = 5945.06 \text{ N} / \text{mm}.$$

Modul pomerljivosti, za granično stanje nosivosti, računa prema izrazu 3.1.5.6:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} = \frac{2}{3} \cdot 5945.06 = 3963.38 \text{ N} / \text{mm}.$$

6.1.2. Geometrijske karakteristike i nosivost nosača

Preraspodela presečnih sila unutar poprečnog preseka zavisi od efektivne krutosti na savijanje elastično spregnutog nosača. Za proračun efektivne krutosti na savijanje, pored mehaničkih karakteristika drveta i betona, neophodno je jos uključiti i geometrijske karakteristike ova dva elementa. Od značaja su aksijalne i savojne krutosti preseka, kao i razmak moždanika (Slika 6.1.2.1).



Slika 6.1.2.1 Geometrija ispitanih spregnutih nosača sa dimenzijama poprečnog preseka (mere su u cm)

Efektivni razmak moždanika duž spoja drvo-beton se računa prema obrazcu:

$$s_{eff} = 0.75s_{min} + 0.25s_{max} = 0.75 \cdot 15.0 + 0.25 \cdot 20.0 = 16.25 \text{ cm},$$

što redukovano na jedan red spojnih sredstava daje:

$$s_{eff,r} = \frac{s_{eff}}{2} = \frac{16.25}{2} = 8.125cm,$$

Prilikom proračuna efektivne krutosti na savijanje nosača, indeks 1 će označavati elemente poprečnog preseka od betona, dok će indeks 2 označavati elemente od drveta. Za efektivnu krutost na savijanje, prilikom kontrole graničnog stanja nosivosti koristiće se sledeće mehaničke karakteristike materijala:

$$A_1 = b_1 h_1 = 30.0 \cdot 7.0 = 210.0cm^2,$$

$$I_1 = \frac{b_1 h_1^3}{12} = \frac{30.0 \cdot 7.0^3}{12} = 857.50cm^4,$$

$$A_2 = b_2 h_2 = 10.0 \cdot 20.0 = 200.0cm^2,$$

$$I_2 = \frac{b_2 h_2^3}{12} = \frac{10.0 \cdot 20.0^3}{12} = 6666.67cm^4,$$

$$E_1 = E_{c,m} = 3100.0kN / cm^2,$$

$$E_2 = E_{0,g,05} = 931.79kN / cm^2.$$

Koeficijent učinkovitosti spojnog sredstva računa se prema jednačini **3.1.5.5**,

$$\gamma_1 = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 A_1 \cdot s_{eff,r}}{K_i \cdot l^2} \right]^{-1} = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot 3100.0 \cdot 210.0 \cdot 8.125}{39.63 \cdot 300.0^2} \right]^{-1} = 0.064$$

$$\gamma_2 = 1.0.$$

Razmak od težišta drvenog dela nosača do težišta elastično spregnutog nosača računa se (jednačina **3.1.5.8**):

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 A_1 \cdot a}{\gamma_1 \cdot E_1 A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 A_2} = \frac{0.064 \cdot 3100.0 \cdot 210.0 \cdot 13.50}{0.064 \cdot 3100.0 \cdot 210.0 + 1.0 \cdot 931.79 \cdot 200.0} = 2.47cm$$

U prethodnoj jednačini:

$$a = \frac{h_1 + h_2}{2} = \frac{7.0 + 20.0}{2} = 13.50cm,$$

što pretstavlja međusobni razmak težišta betonskog i drvenog dela poprečnog preseka. Pošto se težište elastično spregnutog nosača nalazi negde između ova dva težišta, razmak između težišta betonskih dela i težišta elastično spregnutog nosača sada se računa:

$$a_1 = a - a_2 = 13.50 - 2.47 = 11.03cm.$$

Efektivna krutost na savijanje, kada se želi dokazati nosivost po kriterijumu graničnog stanja nosivosti iznosi (jednačina **3.1.5.1**):

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^n E_i I_i + \sum_{i=1}^n \gamma_i E_i A_i a_i^2 = E_1 I_1 + E_2 I_2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2,$$

$$(EI)_{eff} = 3100.0 \cdot 857.5 + 931.79 \cdot 6666.67 + \\ + 0.064 \cdot 3100.0 \cdot 210.0 \cdot 11.03^2 + 1.0 \cdot 931.79 \cdot 200.0 \cdot 2.47^2 \\ (EI)_{eff} = 1.508 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2.$$

Preraspodela presečnih sila unutar elastično spregnutog nosača (Slika 3.1.5.3) uzrokuje da su konstitutivni elementi ekscentrično opterećeni. Normalna sila i moment savijanja koji opterećuju betonski deo preseka računaju se prema jednačinama **3.1.5.9** i **3.1.5.10**.

$$N_l = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \gamma_l \cdot a_l \cdot E_l A_l \Rightarrow \frac{N_l}{A_l} = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \gamma_l \cdot a_l \cdot E_l \Rightarrow \sigma_{n,l} = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \gamma_l \cdot a_l \cdot E_l$$

$$\sigma_{n,l} = \frac{M_{Ed}}{1.508 \cdot 10^7} \cdot 0.064 \cdot 11.03 \cdot 3100.0 = 1.45 \cdot 10^{-4} M_{Ed} \text{ - napon pritiska.}$$

$$M_l = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} E_l I_l, \text{ sređivanjem ovog izraza, i množenjem obe strane sa } h_l/2:$$

$$\frac{M_l}{I_l} \cdot \frac{h_l}{2} = \frac{M_{Ed} \cdot h_l \cdot E_l}{2(EI)_{eff}} \Rightarrow \sigma_{m,l} = \pm \frac{M_{Ed} \cdot h_l \cdot E_l}{2(EI)_{eff}} = \pm \frac{M_{Ed} \cdot 7.0 \cdot 3100.0}{2 \cdot 1.508 \cdot 10^7} = \pm 7.20 \cdot 10^{-4} M_{Ed}.$$

U gornjoj ivici betonskog preseka, koja je napregnuta na pritisak i od normalne sile i od momenta savijanja, ukupno naprezanje biće:

$$\sigma_c = \sigma_{m,l} + \sigma_{n,l} = (7.20 + 1.45) \cdot 10^{-4} M_{Ed} = 8.65 \cdot 10^{-4} M_{Ed}, \text{ (napon pritiska je pozitivan)}$$

Kada se uzme u obzir da je:

$$f_{c,d} = 14.17 \text{ N / mm}^2 = 1.417 \text{ kN / cm}^2 \text{ i iz uslova da je } \sigma_c \leq f_{c,d} \Rightarrow$$

$$M_{Ed} = \frac{f_{c,d}}{8.65 \cdot 10^{-4}} = \frac{1.417}{8.65 \cdot 10^{-4}} = 1638.15 \text{ kNcm} = 16.38 \text{ kNm.}$$

Ako se vanjsko opterećenje aproksimira jednakopodeljenim, dozvoljena veličina graničnog opterećenja po ovom kriterijumu bila bi:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} L^2}{8} \Rightarrow q_{Ed} = \frac{8 M_{Ed}}{L^2} = \frac{8 \cdot 16.38}{3.0^2} = 14.56 \text{ kN / m.}$$

U donjoj ivici betonskog preseka, koja je od normalne sile napregnuta na pritisak, a od momenta savijanja na zatezanje, ukupno naprezanje biće (jednačina **3.1.5.11**):

$$\sigma_c = -\sigma_{m,l} + \sigma_{n,l} = (-7.20 + 1.45) \cdot 10^{-4} M_{Ed} = -5.75 \cdot 10^{-4} M_{Ed}.$$

Kada se uzme u obzir da je:

$$f_{c,t,m,d} = 1.47 \text{ N / mm}^2 = 0.147 \text{ kN / cm}^2 \text{ i iz uslova da je } \sigma_c \leq f_{c,t,m,d} \Rightarrow$$

$$M_{Ed} = \frac{f_{c,t,m,d}}{5.75 \cdot 10^{-4}} = \frac{0.147}{5.75 \cdot 10^{-4}} = 256.37 \text{ kNcm} = 2.56 \text{ kNm.}$$

Dozvoljena veličina graničnog jednakopodeljenog opterećenja, po ovom kriterijumu bila bi:

$$q_{Ed} = \frac{8M_{Ed}}{L^2} = \frac{8 \cdot 2.56}{3.0^2} = 2.28 \text{ kN / m.}$$

Normalna sila i moment savijanja koji opterećuju drveni deo preseka računaju se prema jednačinama **3.1.5.12** i **3.1.5.13**.

- za drvenu gredu:

$$N_2 = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \gamma_2 \cdot a_2 \cdot E_2 A_2 \Rightarrow \frac{N_2}{A_2} = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \gamma_2 \cdot a_2 \cdot E_2 \Rightarrow \sigma_{n,2} = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \gamma_2 \cdot a_2 \cdot E_2$$

$$\sigma_{n,2} = \frac{M_{Ed}}{1.508 \cdot 10^7} \cdot 1.0 \cdot 2.47 \cdot 931.79 = 1.53 \cdot 10^{-4} M_{Ed} - \text{napon zatezanja.}$$

$$M_2 = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} E_2 I_2, \text{ sređivanjem ovog izraza, i množenjem obe strane sa } h_1/2:$$

$$\frac{M_2}{I_2} \cdot \frac{h_2}{2} = \frac{M_{Ed} \cdot h_2 \cdot E_2}{2(EI)_{eff}} \Rightarrow \sigma_{m,2} = \pm \frac{M_{Ed} \cdot h_2 \cdot E_2}{2(EI)_{eff}} = \pm \frac{M_{Ed} \cdot 20.0 \cdot 931.79}{2 \cdot 1.508 \cdot 10^7} = \pm 6.18 \cdot 10^{-4} M_{Ed}.$$

Nosivost u donjoj ivici drvenog dela nosača je zadovoljena ako je (jednačina **3.1.5.14**):

$$\frac{\sigma_{n,2}}{f_{T,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,g,d}} \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{1.53}{1.089} + \frac{6.18}{1.555} \right) \cdot 10^{-4} M_{Ed} \leq 1 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_{Ed} = \frac{1}{5.38 \cdot 10^{-4}} = 1860.77 \text{ kNcm} = 18.61 \text{ kNm.}$$

Dozvoljena veličina graničnog jednakopodeljenog opterećenja, po ovom kriterijumu bila bi:

$$q_{Ed} = \frac{8M_{Ed}}{L^2} = \frac{8 \cdot 18.61}{3.0^2} = 16.54 \text{ kN / m.}$$

Nosivost prema kriterijumu smičućih napona računa se prema jednačini **3.1.5.15**, uz pretpostavku da transverzalnu silu prihvata rebro nosača:

$$\tau_2 = \frac{0.50 \cdot V_{Ed} \cdot E_2 \cdot h_2^2}{(EI)_{eff}} = \frac{0.5 \cdot V_{Ed} \cdot 931.79 \cdot 20.0^2}{1.508 \cdot 10^7} = 0.012 \cdot V_{Ed}.$$

Iz uslova da je (**3.1.5.15**):

$$\frac{\tau_2}{f_{v,d}} \leq 1 \text{ i } f_{v,d} = 0.176 \text{ kN / cm}^2 \Rightarrow V_{Ed} = \frac{f_{v,d}}{0.012} = \frac{0.176}{0.012} = 14.21 \text{ kN.}$$

Aproksimacijom vanjskog opterećenja jednakopodeljenim, dobije se da je dozvoljena veličina graničnog opterećenja po ovom kriterijumu:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} L}{2} \Rightarrow q_{Ed} = \frac{2V_{Ed}}{L} = \frac{2 \cdot 14.21}{3.0} = 9.47 \text{ kN / m.}$$

Dozvoljena čvrstoća drvenog elementa na pritisak po omotaču rupe sa proizvoljnom orijentacijom vlakana računa se prema **3.1.5.21**:

$$f_{h,a,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}.$$

Pošto su spojna sredstva verikalno postavljena, sledi da je:

$$f_{h,a,k} = f_{h,0,k}.$$

Karakteristična vrednost čvrstoće na pritisak po omotaču rupe u pravcu vlakana računa se prema **3.1.5.22**:

$$\begin{aligned} f_{h,0,k} &= 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot 8.0) \cdot 418.0 = 31.53 \text{ N / mm}^2 = \\ &= 3.15 \text{ kN / cm}^2. \end{aligned}$$

Vrednost momenta tečenja za spojna sredstva iznosi (**3.1.5.23**):

$$M_{y,Rk} = 0.30 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.60} = 0.30 \cdot 500.0 \cdot 8.0^{2.60} = 3.34 \cdot 10^4 \text{ Nmm} = 3.34 \text{ kNcm}.$$

Nosivost spojnog sredstva po kriterijumu dozvoljene čvrstoće na pritisak po omotaču rupe (jednačine **3.1.5.24** a-c):

$$F_{v,Rk} = f_{h,k} \cdot t_l \cdot d = 3.15 \cdot 10.0 \cdot 0.80 = 25.22 \text{ kN},$$

$$\begin{aligned} F_{v,Rk} &= f_{h,k} \cdot t_l \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot t_l^2 \cdot d}} - 1 \right] = \\ &= 3.15 \cdot 10.0 \cdot 0.80 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 3.34}{3.15 \cdot 10.0^2 \cdot 0.80}} - 1 \right] = 10.92 \text{ kN}, \end{aligned}$$

$$F_{v,Rk} = 2.30 \cdot \sqrt{M_{z,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 2.30 \cdot \sqrt{3.34 \cdot 3.15 \cdot 0.8} = 6.68 \text{ kN},$$

Nosivost spojnog sredstva saglasno ovom kriterijumu (jednačina **3.1.5.25**):

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk,min}}{\gamma_M} = 0.90 \cdot \frac{6.68}{1.25} = 4.81 \text{ kN}.$$

Prema jednačini **3.1.5.26**, dozvoljena nosivost na smicanje spojnog sredstva u vezi sa betonom:

$$F_{v,Rd} = 0.80 \cdot f_u \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4 \cdot \gamma_v} = 0.80 \cdot 50.0 \cdot \frac{0.80^2 \cdot \pi}{4 \cdot 1.25} = 16.08 \text{ kN}.$$

Dozvoljena nosivost na smicanje spojnog sredstva da ne dođe do drobljenja betona (**3.1.5.27**):

$$F_{v,Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{c,k} \cdot \frac{E_{cm}}{\gamma_v}} = 0.29 \cdot 1.0 \cdot 0.80^2 \sqrt{2.50 \cdot \frac{3100.0}{1.25}} = 14.61 \text{ kN}.$$

Dozvoljena nosivost spojnog sredstva, imajući u vidu sve prethodne kriterijume iznosi **4.81 kN**.

Sila u najopterećenijem spojnom sredstvu:

$$F_{max} = \frac{\gamma_l \cdot E_l \cdot A_l \cdot a_l \cdot s_{min} \cdot V_{Ed}}{(EI)_{eff}} = \frac{0.064 \cdot 3100.0 \cdot 210.0 \cdot 11.03 \cdot 7.50 \cdot V_{Ed}}{1.508 \cdot 10^7} = 0.229 \cdot V_{Ed}.$$

Iz uslova da je:

$$F_{max} \leq F_{v,Rd} \Rightarrow 0.229 \cdot V_{Ed} \leq 4.81 \text{ kN} \Rightarrow V_{Ed} = \frac{4.81}{0.229} = 21.04 \text{ kN}.$$

Pošto maksimalna transverzalna sila odgovara reakciji jednog oslonca, to je sad vrednost graničnog opterećenja:

$$q_{Ed} = \frac{2V_{Ed}}{L} = \frac{2 \cdot 21.04}{3.0} = 14.03 \text{ kN / m}.$$

Saglasno *Evrokodu 0*, opterećenje za dokaz nosivosti prema graničnom stanju nosivosti dobija se množenjem stalnog i korisnog opterećenja parcijalnim koeficijentima sigurnosti:

$$q_{Ed} = \gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q$$

Jedino stalno opterećenje na nosaču prilikom ispitivanja bila je sopstvena težina nosača. Imajući to u vidu, sad je moguće sračunati maksimalno dopušteno korisno opterećenje, bez koeficijenta sigurnosti. Veličina sopstvene težine nosača (u obzir uzeta samo težina između oslonaca):

- AB ploča:	$0.30 \times 0.07 \times 25.0$	$= 0.52 \text{ kN/m}$
- drvena greda:	$0.10 \times 0.20 \times 5.0$	$= 0.10 \text{ kN/m}$
	q_G	$= 0.62 \text{ kN/m}$

Deo graničnog opterećenja koji otpada na stalno:

$$q_{Ed,G} = \gamma_G \cdot q_G = 1.35 \cdot 0.62 = 0.84 \text{ kN / m}.$$

Vrednosti dozvoljenog korisnog opterećenja grede, po svim prethodnim kriterijumima data su tabelarno (Tabela 6.1.2.1).

Tabela 6.1.2.1 Dozvoljeno korisno opterećenje grede sa i bez parcijalnog koeficijenta sigurnosti

Red. br.	Kriterijum graničnog stanja nosivosti	q_{Ed} [kN/m]	$q_{Ed,G}$ [kN/m]	$q_{Ed,Q}$ [kN/m]	q_Q [kN/m]
1	Nosivost pritisnute ivice betonske ploče	16.38	0.84	15.54	10.36
2	Nosivost zategnute ivice betonske ploče	2.28		1.44	0.96
3	Nosivost drvenog dela preseka	16.54		15.70	10.47
4	Transverzalna sila	9.47		8.63	5.75
5	Nosivost spojnih sredstava	14.03		13.19	8.79

U prethodnoj tabeli, $q_{Ed,Q}$ pretstavlja razliku opterećenja q_{Ed} i $q_{Ed,G}$, dok je vrednost opterećenja q_Q dobijena deljenjem opterećenja $q_{Ed,Q}$ parcijalnim koeficijentom sigurnosti za korisna opterećenja γ_Q koji iznosi 1.50.

Da bi se sračunalo dozvoljeno opterećenje za granično stanje upotrebljivosti, potrebno je sračunati efektivnu krutost na savijanje sa modulom pomerljivosti K_{ser} .

$$\gamma_I = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_I A_I \cdot s_{eff,r}}{K_i \cdot l^2} \right]^{-1} = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot 3100.0 \cdot 210.0 \cdot 8.125}{59.45 \cdot 300.0^2} \right]^{-1} = 0.093,$$

$$\gamma_2 = 1.0.$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 A_1 \cdot a}{\gamma_1 \cdot E_1 A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 A_2} = \frac{0.093 \cdot 3100.0 \cdot 210.0 \cdot 13.50}{0.093 \cdot 3100.0 \cdot 210.0 + 1.0 \cdot 931.79 \cdot 200.0} = 3.31 \text{ cm},$$

$$a_1 = a - a_2 = 13.50 - 3.31 = 10.19 \text{ cm},$$

$$(EI)_{\text{eff, serv}} = \sum_{i=1}^n E_i I_i + \sum_{i=1}^n \gamma_i E_i A_i a_i^2 = E_1 I_1 + E_2 I_2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2,$$

$$(EI)_{\text{eff, serv}} = 3100.0 \cdot 857.5 + 931.79 \cdot 6666.67 + 0.093 \cdot 3100.0 \cdot 210.0 \cdot 10.19^2 + 1.0 \cdot 931.79 \cdot 200.0 \cdot 3.31^2$$

$$(EI)_{\text{eff}} = 1.740 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2.$$

Ugib spregnutog nosača sistema proste grede se računa (3.1.5.17):

$$v_{\text{max}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{ser}} \cdot 300.0^4}{1.740 \cdot 10^7} = 6.071 q_{\text{ser}} \leq v_{\text{dop}}.$$

Ako se uzme da je:

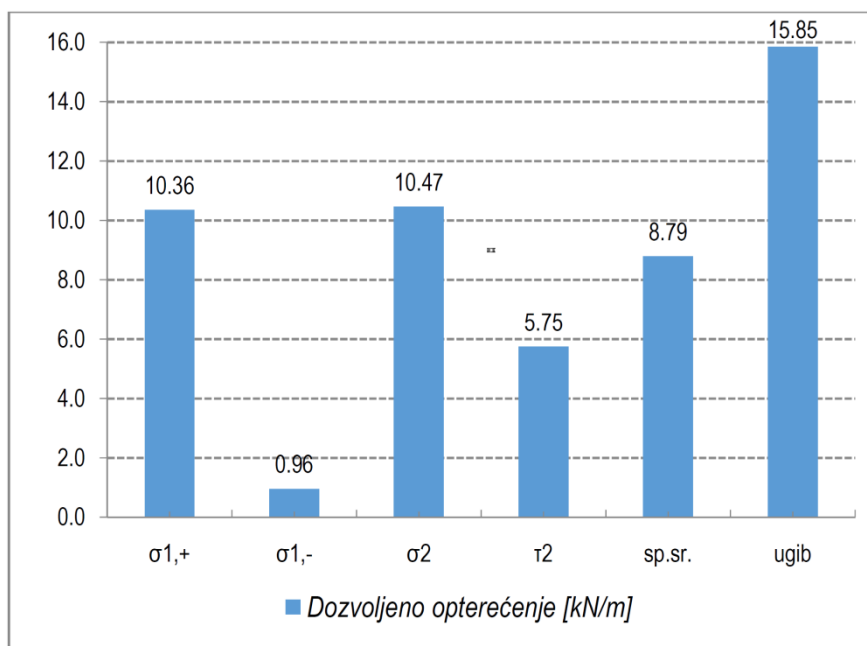
$$v_{\text{dop}} = \frac{l}{300} = \frac{300.0}{300} = 1.0 \text{ cm},$$

odatle sledi da je:

$$6.071 q_{\text{ser}} = 1.0 \text{ cm} \Rightarrow q_{\text{ser}} = \frac{1.0}{6.071} = 0.1647 \text{ kN / cm} = 16.47 \text{ kN / m}.$$

Vrednost dozvoljenog korisnog opterećenja da bi deformacije spregnutog nosača ostale u dozvoljenim granicama:

$$q_{Q, \text{serv}} = q_{\text{serv}} - q_{G, \text{serv}} = 16.47 - 0.62 = 15.85 \text{ kN / m}.$$



Dijagram 6.1.2.1 Dozvoljeno jednakopodeljeno opterećenje na spregnutom nosaču

Maksimalne vrednosti dozvoljenog intenziteta korisnog opterećenja su prikazane u formi dijagrama (Dijagram 6.1.2.1). Dobijene vrednosti, kada je u pitanju nosivost grede, nisu uvećane za parcijalni koeficijent sigurnosti. Ukoliko se zanemari opterećenje po kriterijumu nosivosti betonskog dela preseka u zategnutoj zoni, može se videti da bi za dimenzionisanje bilo merodavna smičuća nosivost grede, što je, imajući u vidu relativno mali raspon grede od 3.0m, i očekivano. Nosivosti pritisnute zone betonske ploče (savijanje sa podužnom silom pritiska) i drvene grede (savijanje sa podužnom silom zatezanja) imaju približno istu vrednost. Kada je u pitanju zategnuta zona betonske ploče, u razmatranje je uzeta dozvoljena čvrstoća betona na zatezanje, ali je nije uzeto u obzir prisustvo armature, koja je zadužena za prijem tih napona.

6.2. Proračun ojačanog nosača u programu ANSYS

Da bi se stekao uvid u ponašanje ojačanih nosača pre samog ispitivanja, napravljen je model u programu *ANSYS Workbench v16.2*. Rezultati dobijeni na ovaj način iskorišteni su za formiranje konačnih dimenzija nosača koji su ispitani. Da bi se što vernije simulirao nosač koji je bi predmet ispitivanja, neophodno je definisati sledeće parametre:

- modele kojima se definišu mehaničke karakteristike upotrebljenih materijala (metrija-lni modeli),
- modele kojima se definišu geomterijske karakteristike nosača (uključujući uslove oslanjanja i opterećenje).

6.2.1. Materijalni modeli korišteni u proračunu

Za izradu ispitivanih nosača korištena su tri materijala: beton, lepljeno-lamelirano drvo i čelik. Materijalni modeli se definišu uz pomoć dijagrama na kojima je data zavisnost napona i dilatacija. Za definisanje ovih dijagrama, osim rezultata koji su dobijeni ispitivanjem, korištene su i preporuke date u referentnim standardima i u radovima u kojima je istraživana ova problematika.

Materijalni model betona je pretstavljen preko multilinearog σ - ϵ dijagrama. Za njegovo formiranje iskorištena je preporuka data u *Evrokodu 2*. Tačka 3.1.5 pomenutog Standarda daje uputstvo za definisanje dijagrama napon-dilatacija kada je potrebno sprovesti nelinearnu analizu konstrukcija. Tačke na dijagramu se računaju preko obrazca 3.14:

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

Značenje pojedinih članova u prethodnoj jednačini najbolje se može videti sa dijagrama datog u samom standardu (Dijagram 6.2.1.1). Na osnovu rezultata ispitivanja, beton je klasifikovan kao *C25/30*, pa su vrednosti čvrstoće na savijanje f_{cm} , dilatacije ϵ_{cl} i modula elastičnosti E_{cm} mogu preuzeti iz *Tabele 3.1 Evrokoda 2*.

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}}, \text{ gde je:}$$

σ_c - proizvoljna vrednosti napona,

f_{cm} - čvrstoća betona na savijanje ($f_{cm} = 33.0 \text{ MPa}$),

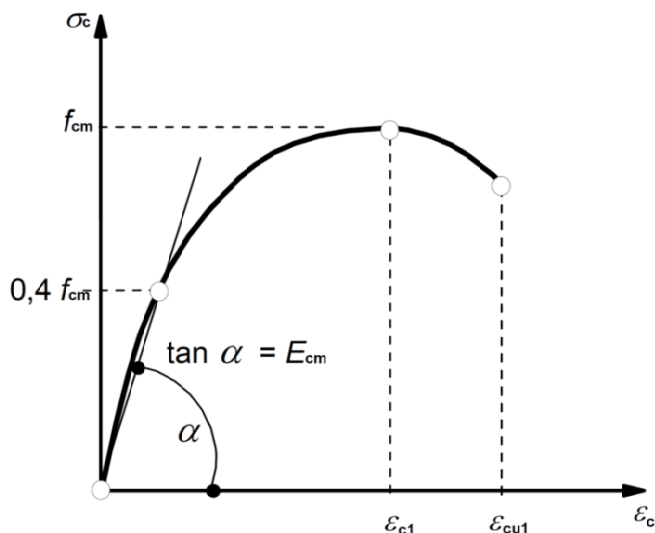
ε_c - dilatacija pri proizvoljnoj vrednosti napona σ_c ,

ε_{c1} - dilatacija u betonu za vrednost čvrstoće pri savijanju f_{cm} ($\varepsilon_{c1} = 2.10\%$).

Parametar k iz prve jednačine se računa preko formule:

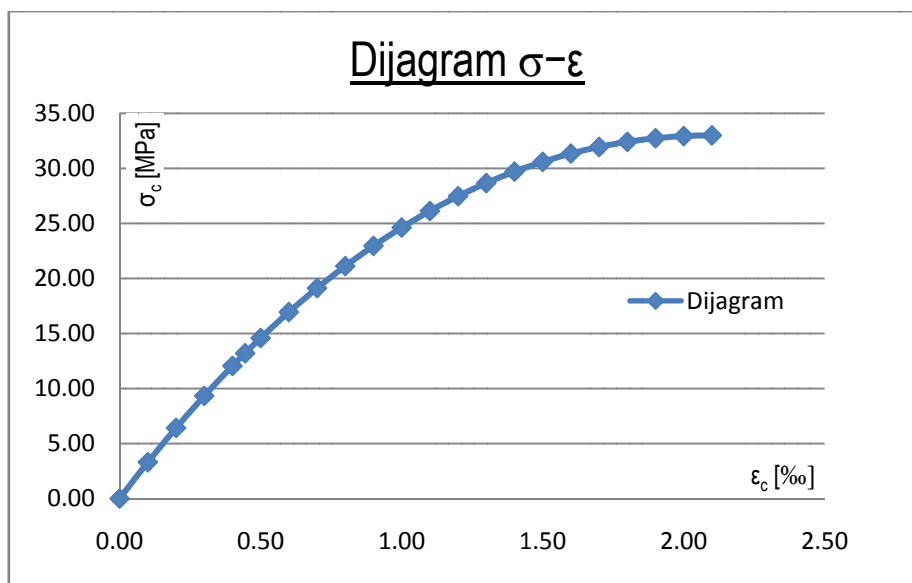
$$k = \frac{1.10 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}, \text{ gde je:}$$

E_{cm} - modul elastičnosti betona ($E_{cm} = 31.0 \text{ GPa} = 31000.0 \text{ MPa}$).



Dijagram 6.2.1.1 Radni dijagram betona za nelinearni proračun (Evrokod 2 - Slika 3.2)

Radni dijagram se sastoji iz dva dela. Aproksimirano je da se beton linearno ponaša do nivoa od 40.0% maksimalnog napona. Nakon toga odnos napona i dilatacija je nelinearan. Proračun vrednosti neophodnih za crtanje dijagrama sproveden je tabelarno. Na osnovu dobijene tabele, nacrtan je multiliniarni radni dijagram betona (Dijagram 6.2.1.2).



Dijagram 6.2.1.2 Sračunate vrednosti dijagrama $\sigma-\varepsilon$ za beton C25/30

Na prethodnom dijagramu, na x osi su date vrednosti ukupne dilatacije. Tip modela, koji je odabran, je *Multilinear Isotropic Hardening*. Za njegovo definisanje u *ANSYS-u*, potrebno je razdvojiti ukupnu dilataciju na elastičnu i plastičnu komponentu:

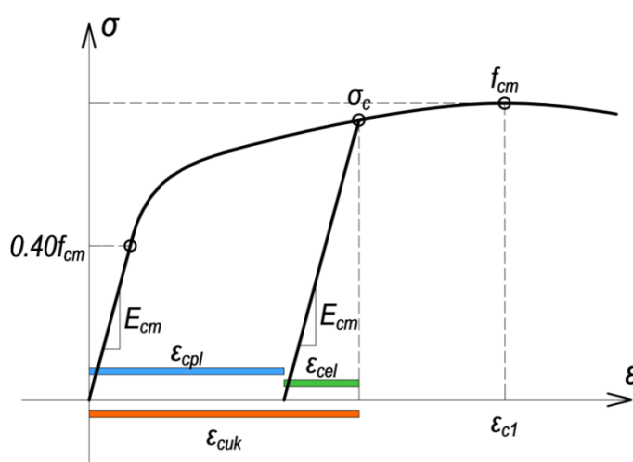
$$\varepsilon_{cuk} = \varepsilon_{cel} + \varepsilon_{cpl} .$$

Vrednost elastične dilatacije se računa po poznatom obrazcu:

$$\varepsilon_{cel} = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} .$$

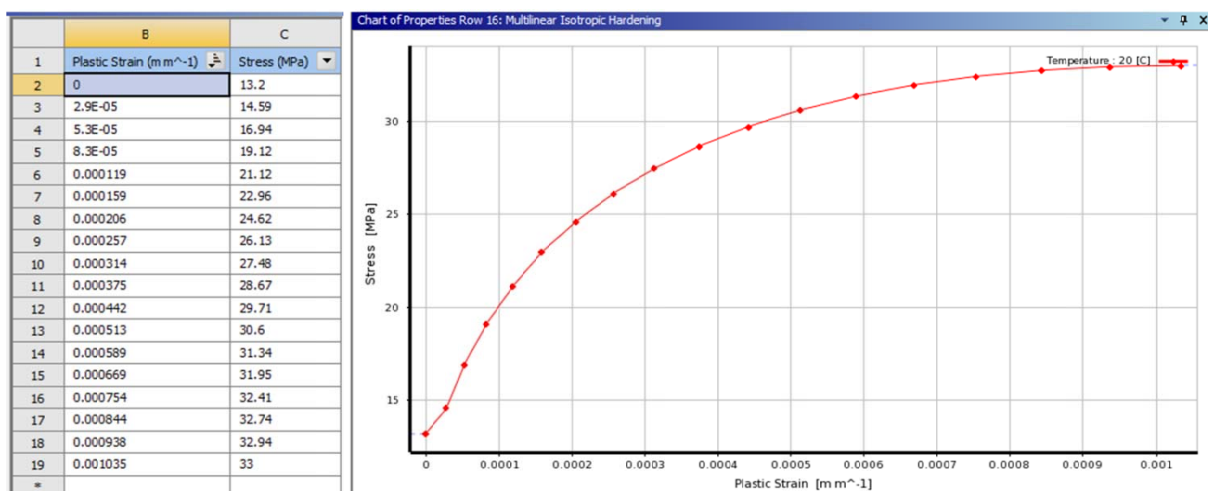
Kada su poznate vrednosti ukupne i elastične dilatacije, lako je dobiti vrednost plastične dilatacije (Slika 6.2.1.1):

$$\varepsilon_{cpl} = \varepsilon_{cuk} - \varepsilon_{cel} .$$



Slika 6.2.1.1 Elastične i plastične dilatacije u radnom dijagramu

Nakon što su sračunate elastične i plastične dilatacije, procedura je takva da se prvo unese vrednost modula elastičnosti, a zatim vrednosti dijagrama iznad elastične oblasti. Ovaj deo dijagrama se u program unosi tabelarno na način da prva dilatacija ima nultu vrednost, a prvi napon ima vrednost od $0.40f_{cm}$ (Slika 6.2.1.2).

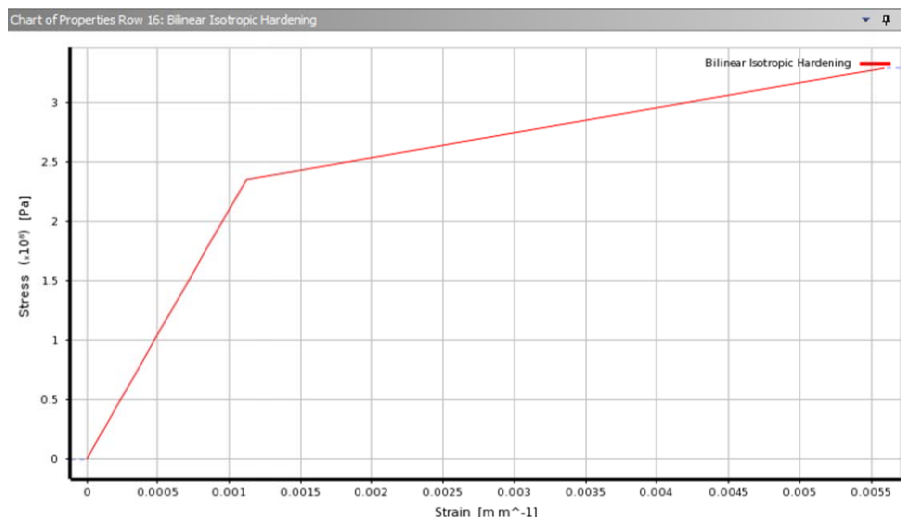


Slika 6.2.1.2 Odnos napon dilatacija na delu dijagrama iznad linearnog područja

Za čelične elemente nosača korišten je bilinearni radni dijagram (*Bilinear Isotropic Hardening*). Za čeličnu papuču i moždanike, budući da nisu ispitivani, uzete se mehaničke karakteristike za čelik S235. Podatci za materijalni model su:

- modul elastičnosti: $E=2.10 \times 10^2 \text{ GPa}$,
- *Poisson*-ov koeficijent: $\nu=0.30$,
- granica tečenja: $f_y=235.0 \text{ MPa}$,
- tangenti modul elastičnosti: $E_t=21.0 \text{ GPa}$.

Materijalni model ima oblik (Slika 6.2.1.3):

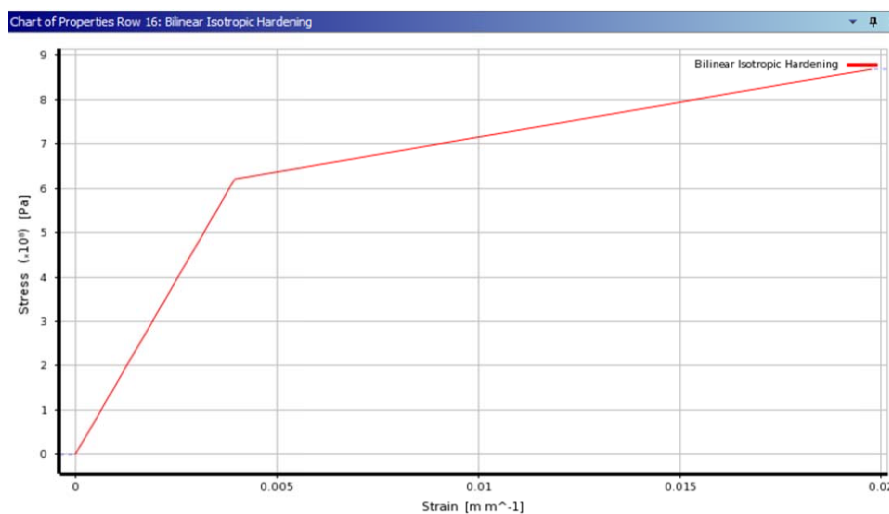


Slika 6.2.1.3 Radni dijagram za moždanike i čeličnu papuču

Mehaničke karakteristike elementa koji je služio za ojačanje i unos sile prednaprezanja:

- modul elastičnosti: $E=1.57 \times 10^2 \text{ GPa}$,
- *Poisson*-ov koeficijent: $\nu=0.20$,
- granica tečenja: $f_y=620.0 \text{ MPa}$,
- tangenti modul elastičnosti: $E_t=15.74 \text{ GPa}$.

Materijalni model (Slika 6.2.1.4):

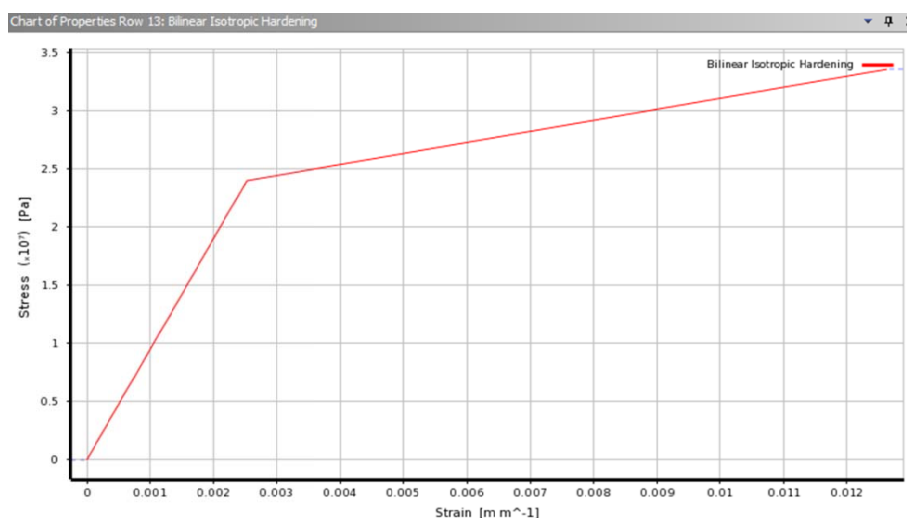


Slika 6.2.1.4 Materijalni model čelika za unos sile prednaprezanja

Imajući u vidu cilindrični anizotropiju i samu strukturu drveta, njegov materijalni model je kompleksan. Moguće ga je modelirati kao linearno elastičan materijal sa transferzalnom anizotropijom. Kod ovog modela, odnos napona i dilatacija se uspostavlja preko matrice krutosti koja u sebi sadrži devet međusobno nezavisnih parametara. Ti parametri su inženjerske konstante koje se mogu dobiti na osnovu eksperimentalnih podataka ili na osnovu uputstava datih u standardu (Cvetković, 2016). Osim toga, u radu u kojem je numeričkim postupkom modeliran *push-out* test, materijalni model drveta je pretstavljen uz pomoć *Hill*-ovg kriterijuma tečenja (Dias, i drugi, 2007). Na ovaj način je moguće uzeti u obzir tečenje u tri ortogonalna pravca. Imajući u vidu da su mehaničke karakteristike drveta u tangencijalnom i radijalnom pravcu približno jednake, faktički se sa 8 parametara definiše ovaj model - modulima elastičnosti, *Poisson*-ovim koeficijentima, granicama tečenja i tangentnim modulima elastičnosti. Ovaj kriterijum pretstavlja generalizovanu verziju *von Mises*-ovog kriterijuma tečenja. Verzija *ANSYS Workbench*-a, u kojoj je rađen ovaj proračun, u svojoj biblioteci nije imala ovaj tip materijalnog modela, a je odlučeno da se za upotrebi bilinearni radni dijagram. Parametri potrebni za definisanje ovog dijagrama:

- modul elastičnosti: $E=9500.0 \text{ MPa}$,
- *Poisson*-ov koeficijent: $\nu=0.40$,
- granica tečenja: $f_y=24.0 \text{ MPa}$,
- tangentni modul elastičnosti: $E_t=950.0 \text{ MPa}$.

Radni dijagram za drvo:

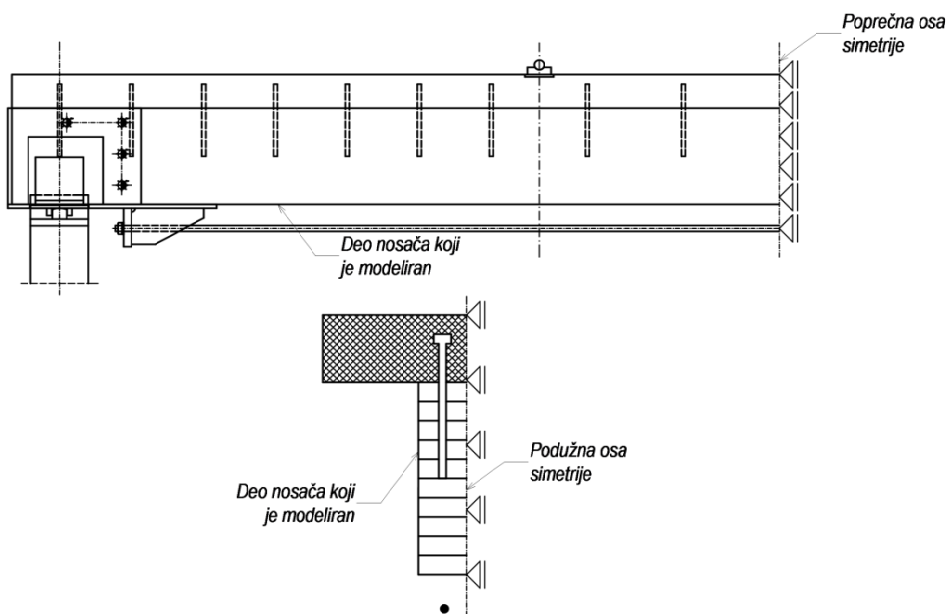


Slika 6.2.1.5 Radni dijagram za drvo

6.2.2. Geometrijski model nosača sa graničnim uslovima i opterećenjem

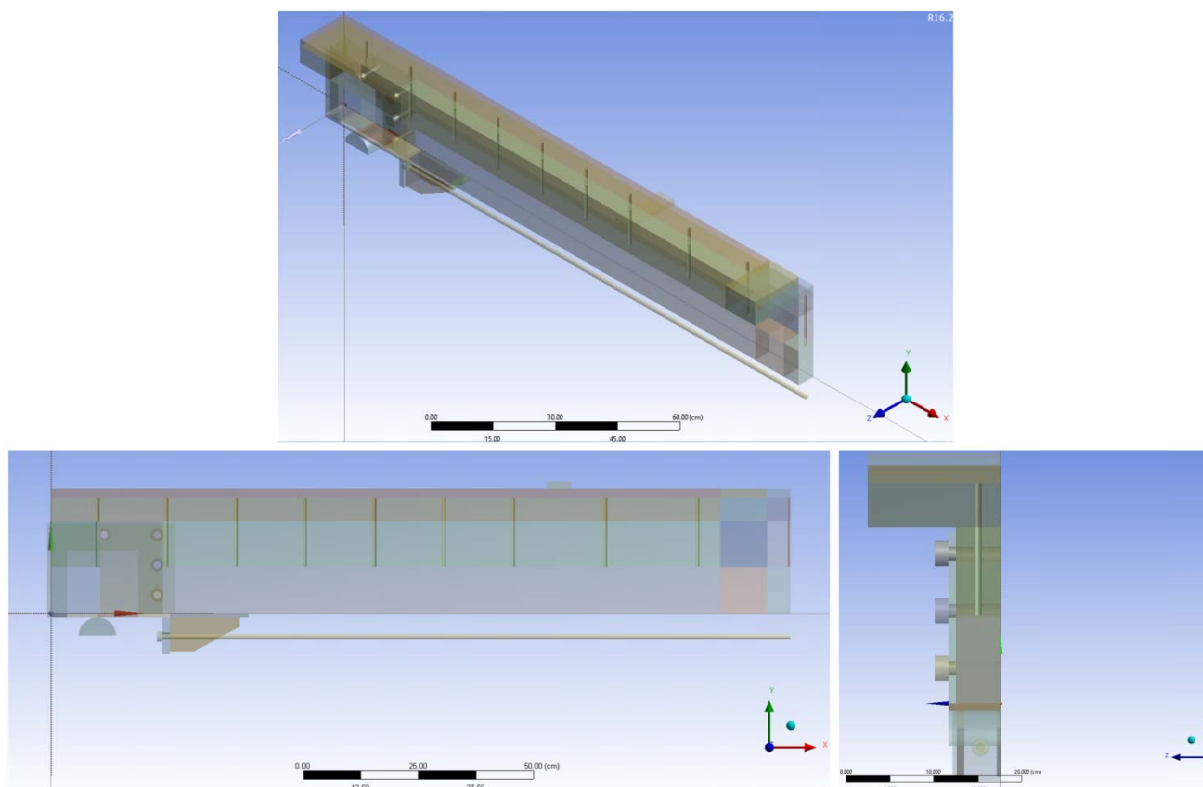
Geometrija nosača koja se koristi za numeričku analizu identična je sa stvarnim nosačem. Da bi se skratilo vreme proračuna, iskorišteno je svojstvo simetrije. Nosač i opterećenje imaju dvije ose simetrije, pa je to pružilo mogućnost da se modelira samo četvrtina nosača (Slika 6.2.2.1). U osama simetrije su zadati odgovarajući konturni uslovi. U osi koja polovi nosač u podužnom pravcu, granični uslovi su takvi da je sprečeno pomeranje u pravcu globalne *Z* ose, dok su pomeranja u ostalim pravcima slobodna. Sa druge strane, u osi

koja polovi nosač u poprečnom pravcu, uslovi oslanjanja su takvi da je sprečeno pomeranje u pravcu globalne X ose, dok su ostala pomeranja slobodna (Slika 6.2.2.1).



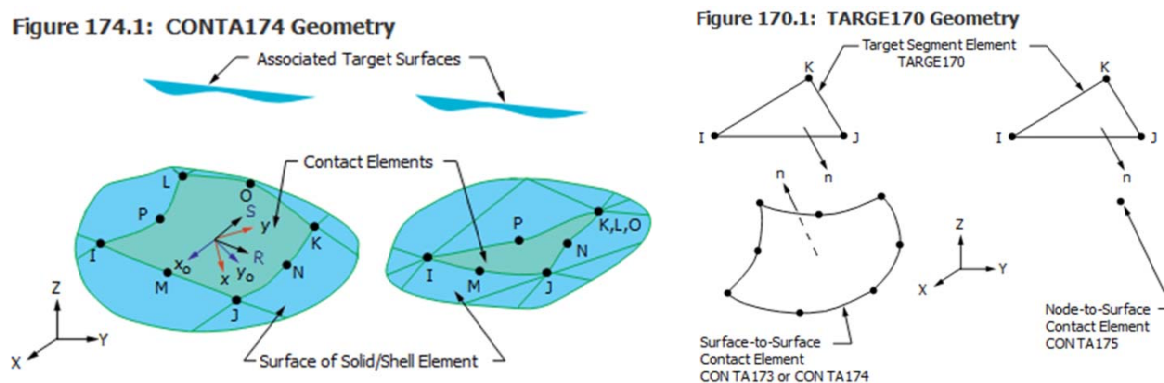
Slika 6.2.2.1 Geometrija nosača za proračun metodom konačnih elemenata

Pretprocesor programa *ANSYS Workbench* sastoji se iz dva koraka. Prvi korak realizuje se u *Design Modeler*-u. Taj program je zadužen za definisanje geometrije nosača. Zbog bolje preglednosti, prikazan je model koji je transparentan i na kojem se mogu videti globalne ose (Slika 6.2.2.2).



Slika 6.2.2.2 Izgled modela nakon završenog prvog koraka pretprocesora

U drugom delu pretprocesora se definišu sve ostale etape koje prethode samom proračunu. U to spada definisanje uslova oslanjanja (u osama simetrije i u osloncima), zadavanje opterećenja (sopstvena težina, prednaprezanje i korisno - vanjsko opterećenje), definisanje kontakata i generisanje mreže konačnih elemenata. Osim već definisanih uslova oslanjanja u osama simetrije, nosač je linijskim dodirom oslonjen na jedan polucilindar (Slika 6.2.2.2). Opterećenje je unešeno u dva koraka. Prvi korak je prednaprezanje, i ono je zadato čeličnom elementu ispod drvene grede. Drugi korak je nanošenje vertikalnog opterećenja. To opterećenje je, kao i na stvarnom modelu nanešeno preko čelične ploče. Da bi se neutralisao uticaj sopstvene težine, proračunom je dobijeno da sila u jednom kablu treba da bude oko 8.50 kN , dok je intenzitet vertikalnog opterećenja 70.0 kN na jednoj ploči. Kako je modelirana samo četvrtina nosača, to je vrednosti opterećenja po čeličnim pločama prepolovljena, pa je za proračun aplicirana sila 35.0 kN . Prenos opterećenja sa jednog elementa na drugi modelirano je uz pomoć kontaktnih elemenata. Da bi se modelirao kontakt, programom je neophodno upariti površine koje su u toku prenosa opterećenja jedna sa drugom u kontaktu. Budući da je komplet nosač modeliran sa zapreminskim (*Solid*) elementima, to uparivanje je izvršeno preko *CONTA174* i *TARGE170* konačnih elemenata, jer taj tip elemenata pruža mogućnost transfera sila sa jedne površine na drugu (*Surface-to surface*, Slika 6.2.2.3).



Slika 6.2.2.3 CONTA174 i TARGE170 konačni elementi (ANSYS Element Reference 1)

Za rešavanje ovog problema, modelirano je ukupno 33 kontaktna para:

- 10 parova za vezu drvene grede sa moždanikom. Nakon što su izbušene rupe u drvenoj gredi, injektiran je preparat koji je bio zadužen da ostvari adheziju između drvene grede i moždanika, pa je za ovaj tip veze iskorišten *Bounded* tip kontakta.
- 10 parova za vezu betonske grede sa moždanikom. Između betona i moždanika nakon očvršćavanja javlja se adhezija, pa je odabran tip kontakta *Bounded*.
- 1 par za vezu betonske ploče sa čeličnom pločom za unos opterećenja. Kako između ova dva elementa nema nikakvo pomeranja, i za ovu vezu je odabran prethodni tip kontakta.
- 2 para za vezu šipke za prednaprezanje sa čeonom pločom. Jedan par ovog kontakta se odnosi na kontakt matice na vrhu šipke sa ravnim delom čeonog ploče, dok je drugi kontakt tela šipke sa unutrašnjom površinom otvora u čeonog ploči. Pošto između ovih tela postoji relativno pomeranje, za ovaj kontakt je odabran tip *Frictional*.
- 1 par za kontakt betonske ploče sa drvenom (*Frictional*).

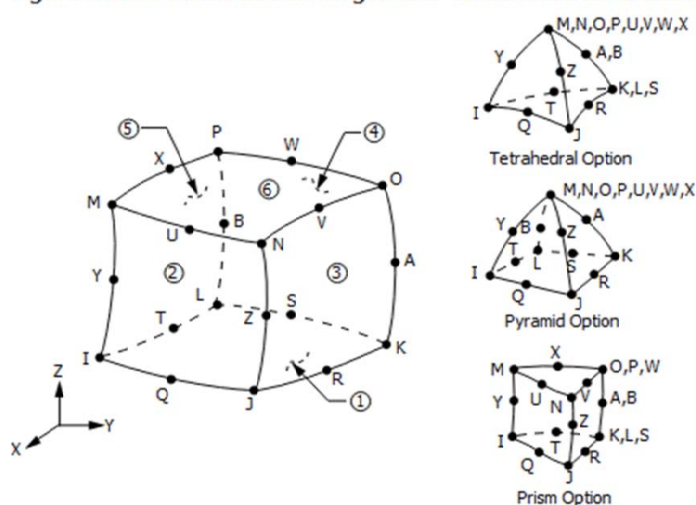
- 1 par za kontakt spoljašnje površine drvene grede sa unutrašnjim površinama čelične papuče (*Frictional*).

- 4 para kontakata za vezu čeličnog zavrtnja sa drvenom gredom. Ovi zavrtnjevi se naknadno ugrađuju pa ne postoji nikakvi prijanjanje između drveta i čelika, pa je za ovu vezu odabran tip *Frictional*.

- 4 para kontakata za vezu čeličnog zavrtnja sa čeličnom papučom . Iz istih razloga kao i za prethodni kontakt, odabran tip *Frictional*.

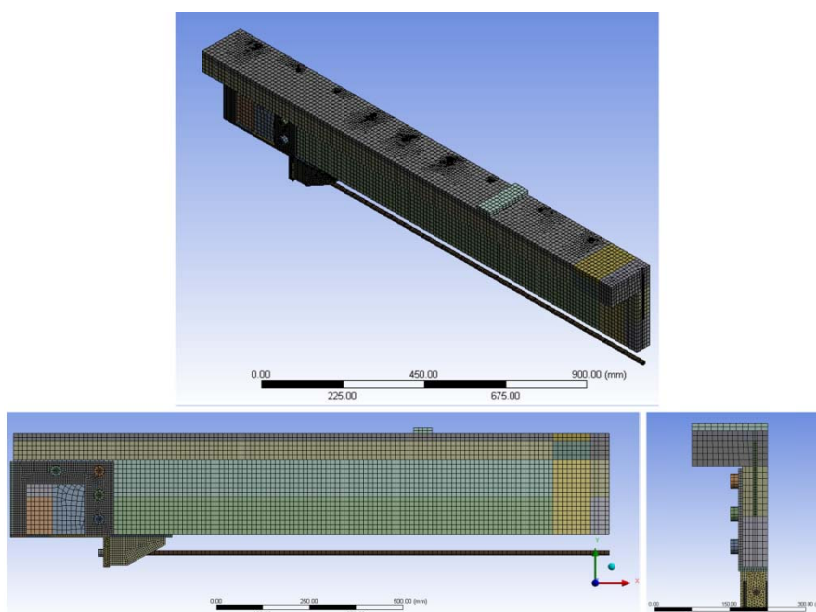
Mreža konačnih elemenata je dominantno heksagonalna. Korišten je tip elementa pod nazivom *SOLID186*. Ovaj element je definisan uz pomoć 20 tačaka sa po tri translaciona stepena slobode u x , y i z pravcu (Slika 6.2.2.4). Ono što je bitno za ovaj element jeste da daje mogućnost proračuna uz uvažavanje materijalne i geometrijske nelinearnosti.

Figure 186.1: *SOLID186 Homogeneous Structural Solid Geometry*



Slika 6.2.2.4 *SOLID186* konačni element (*ANSYS Element Reference 2*)

Nakon završetka procesa generisanja mreže konačnih elemenata, došlo se do podatka da se proračunski model sastoji od 45716 elemenata i 213967 tačaka (Slika 6.2.2.5).



Slika 6.2.2.5 Model nakon generisanja mreže konačnih elemenata

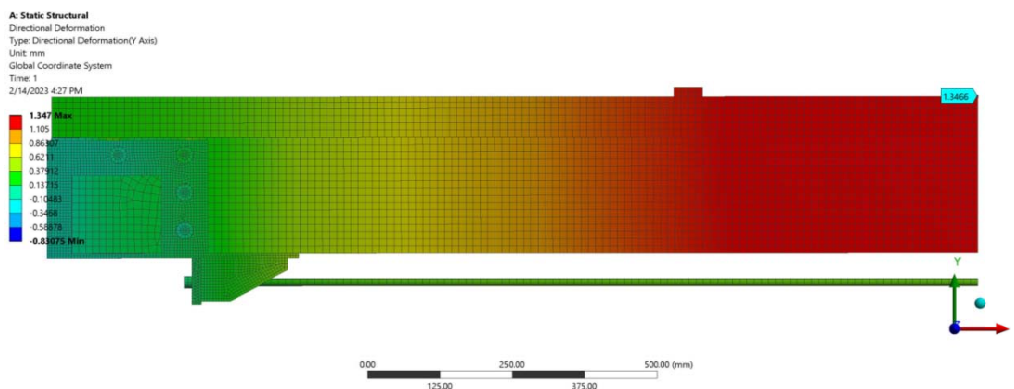
Opterećenje je na model aplicirano u dva koraka. Prednaprezanje je nanešeno u prvom koraku, dok je u drugom koraku aplicirano vertikalno opterećenje. Da bi se izbegli problemi sa konvergencijom, kod nelinearnog proračuna se opterećenje nanosi inkrementalno. U tu svrhu su, u sklopu svakog koraka, definisani potkoraci (*substeps*). Minimalan broj tih potkoraka za prvi aplicirani korak opterećenja (prednaprezanje) je 10, a maksimalni broj je 20. Za drugi korak opterećenja (vertikalno opterećenje) minimalan broj je 100, a maksimalan 200.

6.2.3. Rezultati proračuna

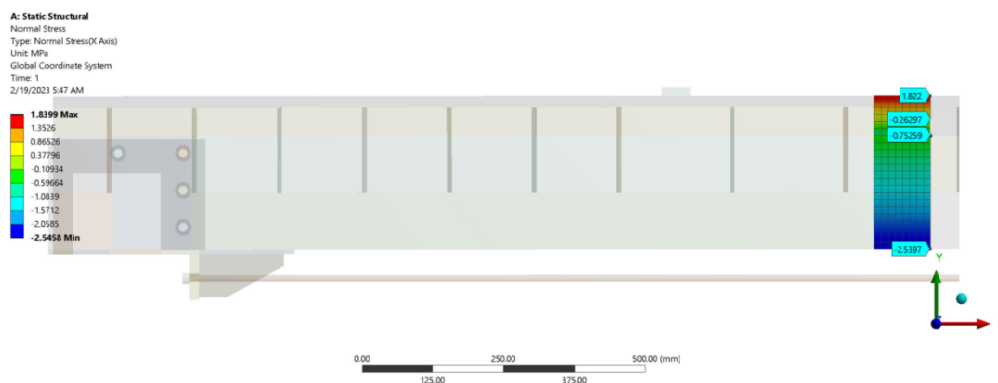
Za prikaz rezultata proračuna, odabrana su tri trenutka u procesu nanošenja opterećenja:

- u trenutku završenog prednaprezanja (na kraju prvog koraka),
- u trenutku kada je intenzitet vanjskog opterećenja u toku drugog koraka 40.0%,
- u trenutku nanošenja kompletnog vanjskog opterećenja (na kraju drugog koraka).

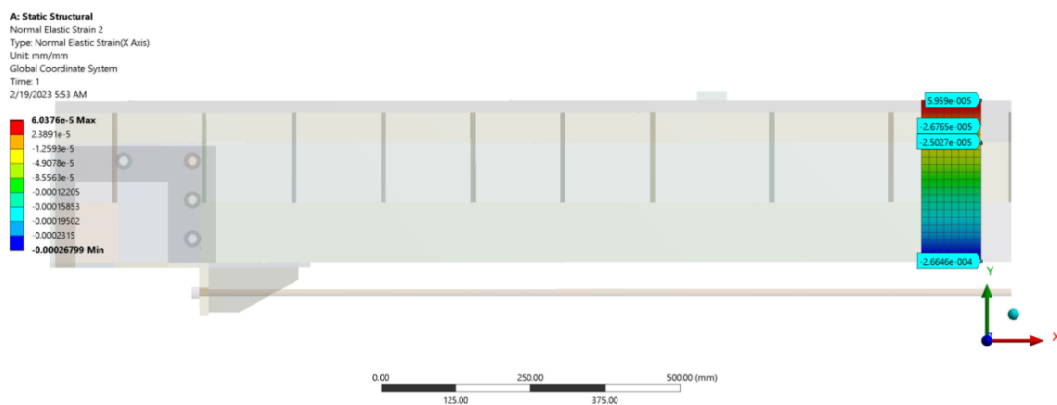
Prikazane su vrednosti vertikalnog pomeranja u sredini raspona, dilatacije u krajnjim vlaknima spregnutog nosača i elementu za prednaprezanje, relativno horizontalno pomeranje na krajevima nosača i deformacija i naponi elemenata za sprezanje. Vrednosti horizontalnog pomeranja su date za 40.0% sile i na kraju drugog koraka, dok su naponi u moždanicima dati samo za poslednji korak. Kada su u pitanju normalni naponi i dilatacije na spregnutom nosaču, da bi iste bile vidljive, u pretprocesoru je, u srednjoj trećini nosača, izdvojen jedan segment na kome su prikazani rezultati. Normalni naponi su odabrani kako bi se rezultati kvalitativno uporedili sa onim dobijenim ispitivanjem.



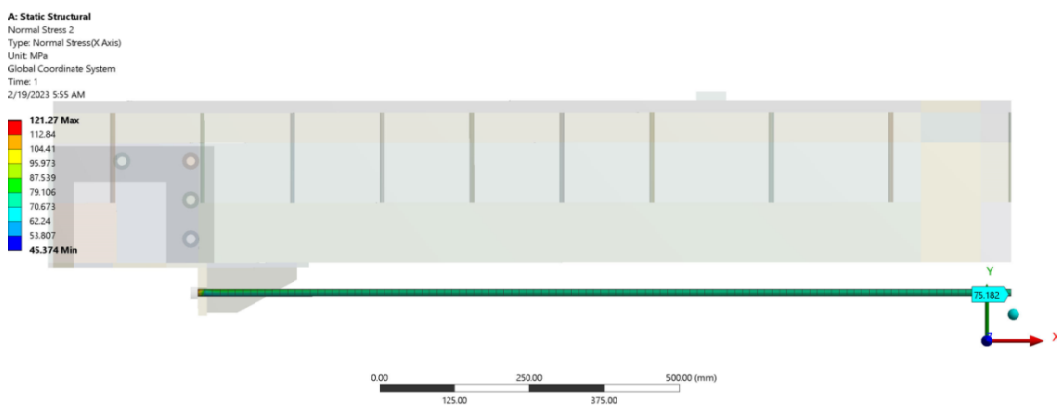
Slika 6.2.3.1 Vertikalno pomeranje nosača na kraju prvog koraka [mm]



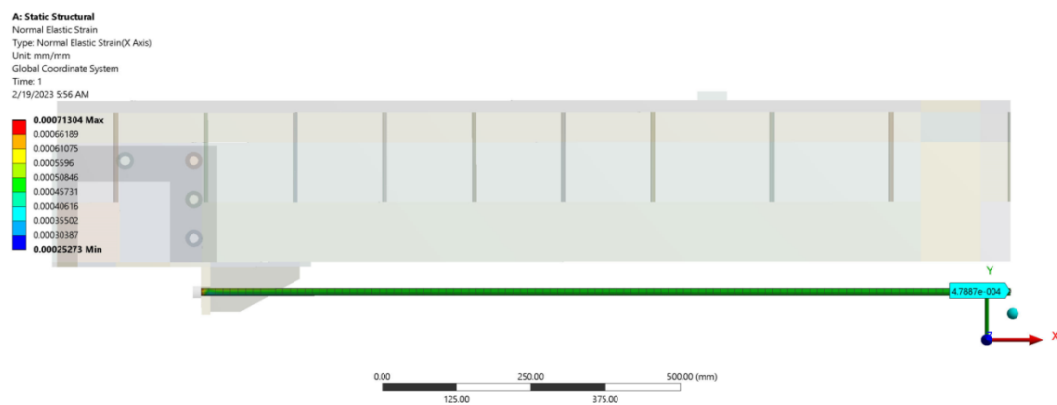
Slika 6.2.3.2 Normalni naponi u X pravcu na spregnutom nosaču na kraju prvog koraka [MPa]



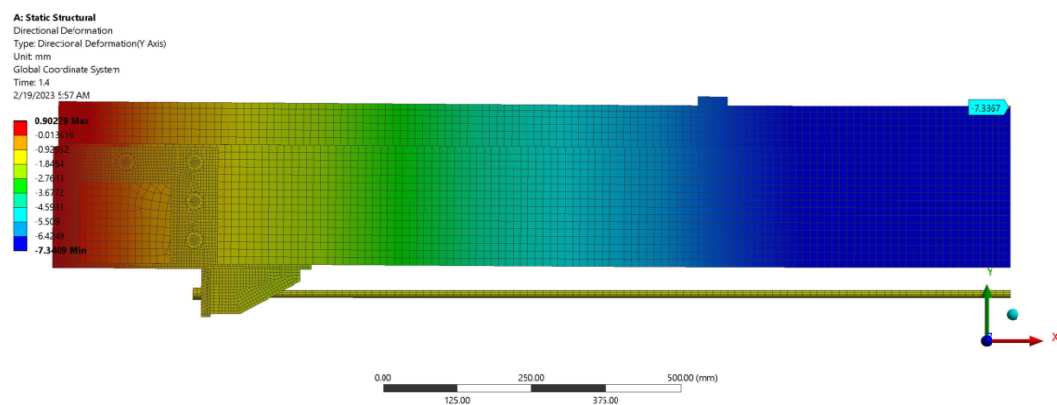
Slika 6.2.3.3 Dilatacije u X pravcu na spregnutom nosaču na kraju prvog koraka [mm/mm]



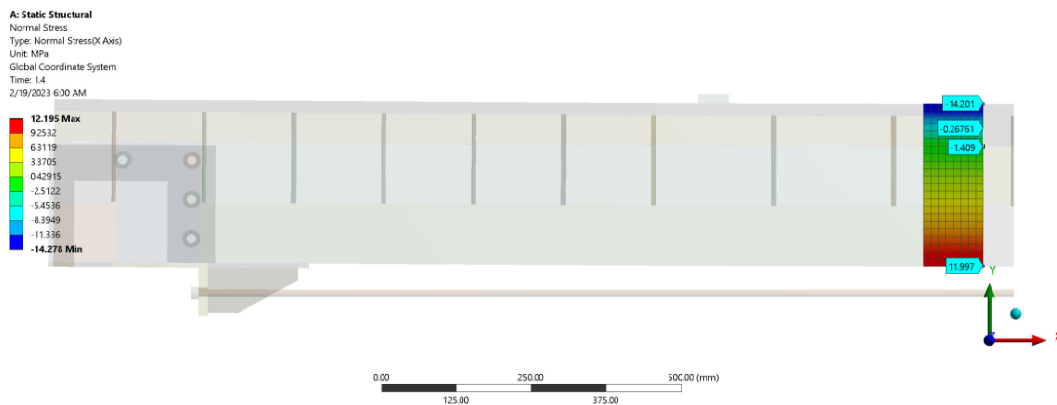
Slika 6.2.3.4 Normalni napon u X pravcu u šipci za prednaprezanje na kraju prvog koraka [MPa]



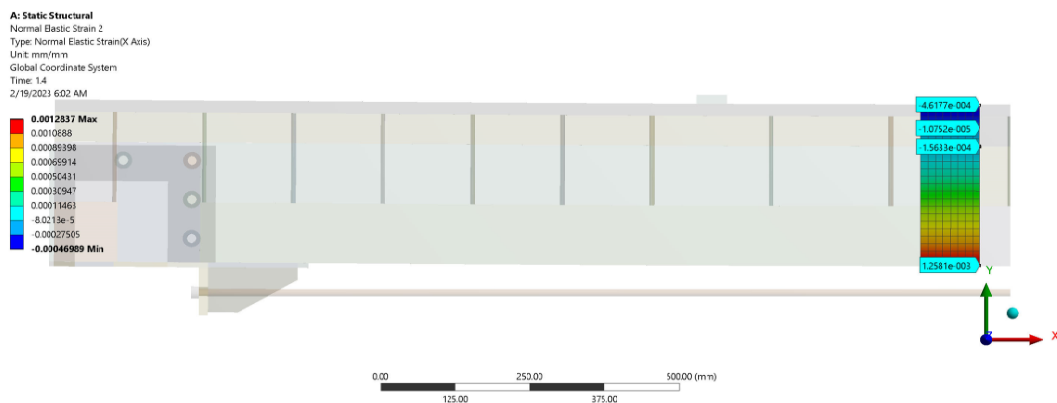
Slika 6.2.3.5 Dilatacija u X pravcu u šipci za prednaprezanje na kraju prvog koraka [mm/mm]



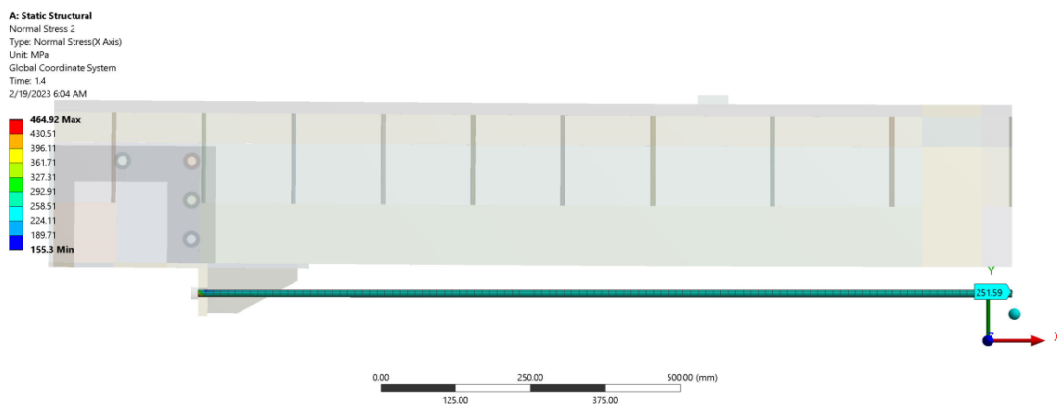
Slika 6.2.3.6 Vertikalno pomerenje nosača na 40.0% opterećenja drugog koraka [mm]



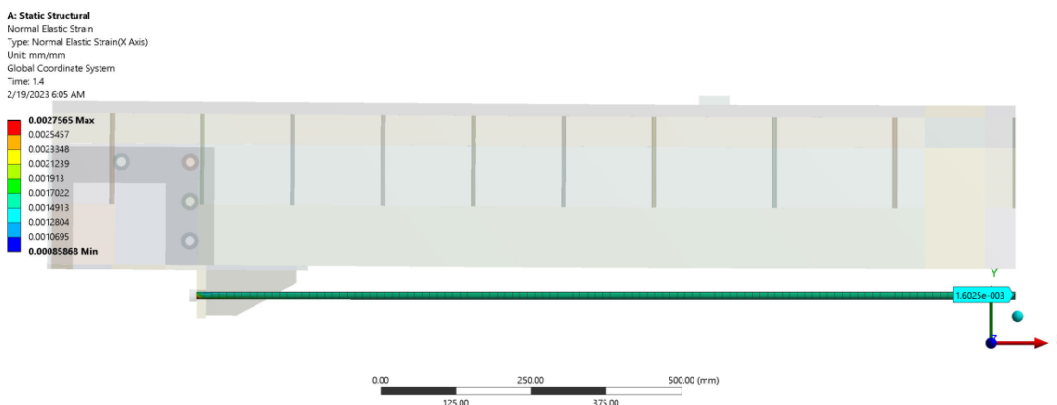
Slika 6.2.3.7 Normalni naponi u X pravcu na spregnutom nosaču na 40.0% opterećenja drugog koraka [MPa]



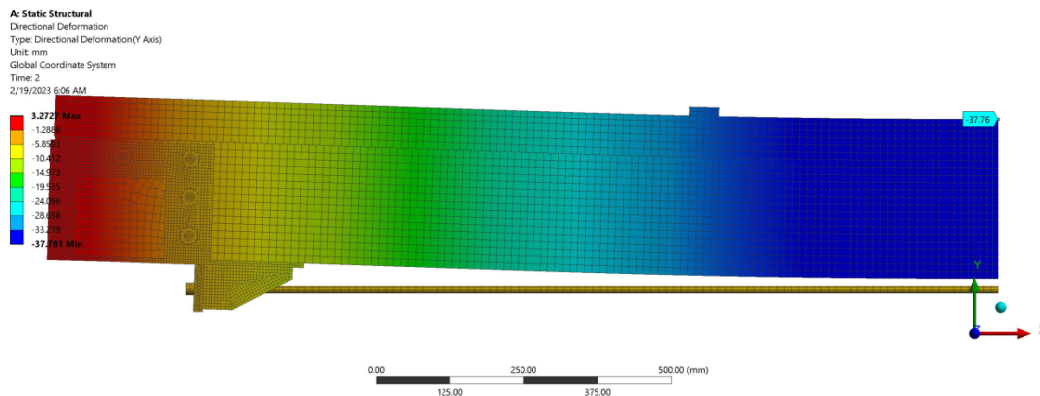
Slika 6.2.3.8 Dilatacije u X pravcu na spregnutom nosaču na 40.0% opterećenja drugog koraka [mm/mm]



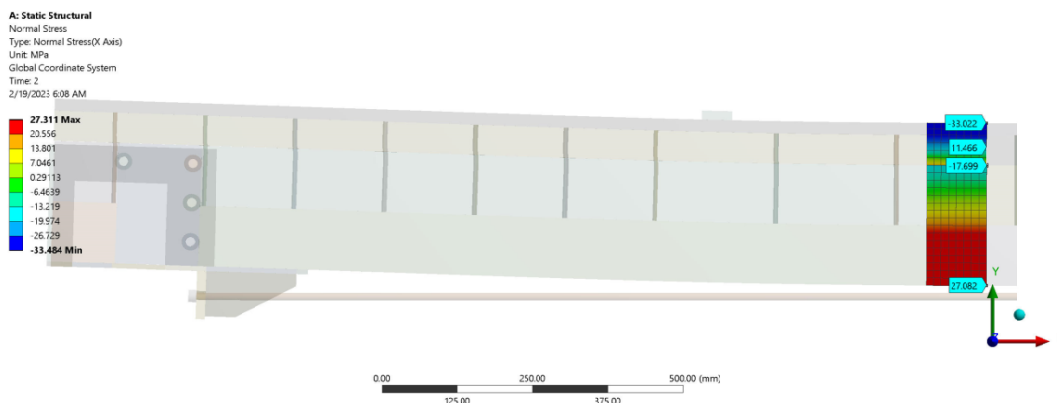
Slika 6.2.3.9 Normalni naponi u X pravcu u šipci za prednaprezanje na 40.0% opterećenja drugog koraka [MPa]



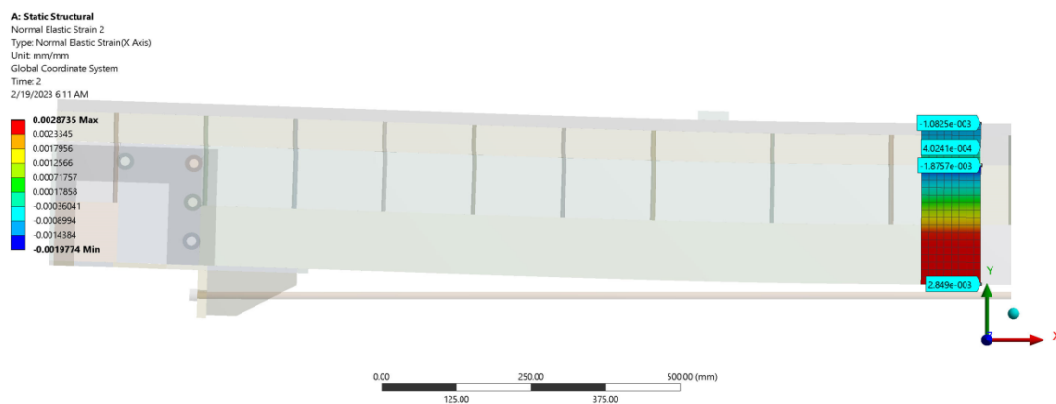
Slika 6.2.3.10 Dilatacije u X pravcu u šipci za prednaprezanje na 40.0% opterećenja drugog koraka [mm/mm]



Slika 6.2.3.11 Vertikalno pomeranje nosača na kraju drugog koraka [mm]



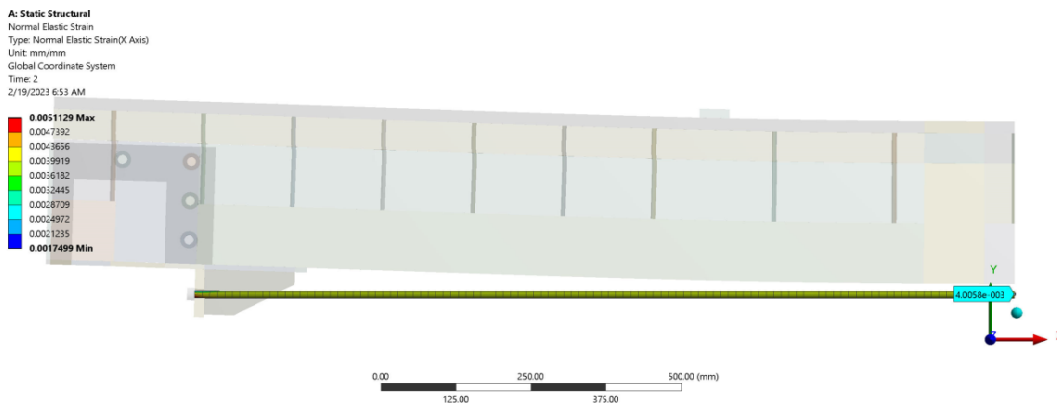
Slika 6.2.3.12 Ukupni normalni naponi u X pravcu na spregnutom nosaču na kraju drugog koraka [MPa]



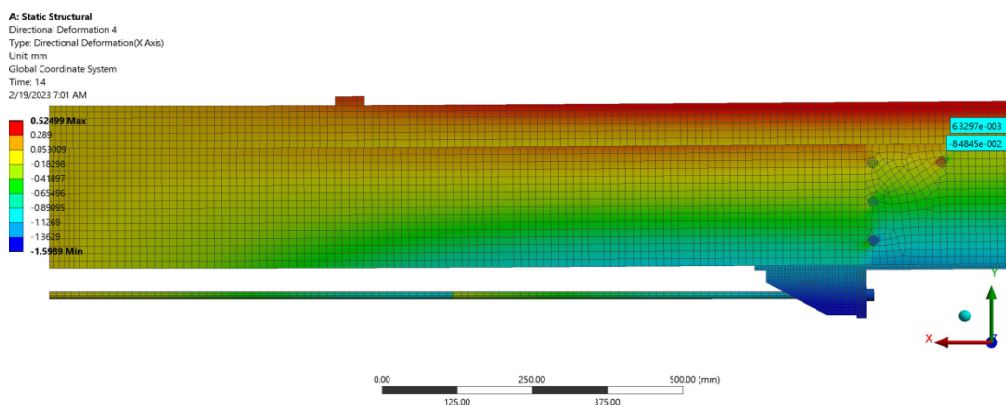
Slika 6.2.3.13 Ukupne dilatacije u X pravcu na spregnutom nosaču na kraju drugog koraka [mm/mm]



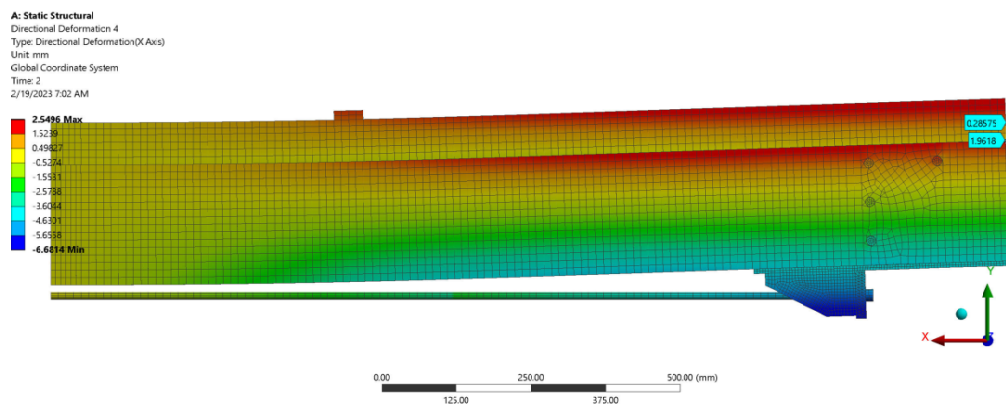
Slika 6.2.3.14 Ukupni normalni napon u X pravcu u šipci za prednaprezanje na kraju drugog koraka [MPa]



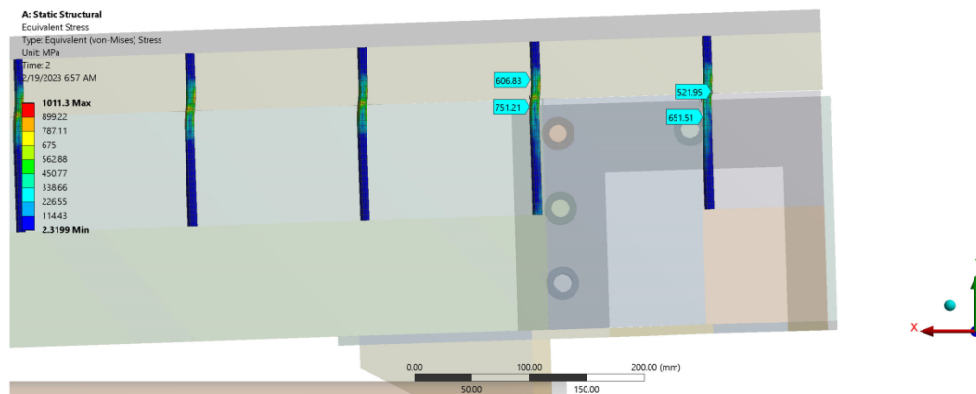
Slika 6.2.3.15 Ukupna dilatacija u X pravcu u šipci za prednaprezanje na kraju drugog koraka [mm/mm]



Slika 6.2.3.16 Horizontalna pomeranja na krajevima drvene i betonske grede na 40.0% opterećenju drugog koraka [mm/mm]



Slika 6.2.3.17 Horizontalna pomeranja na krajevima drvene i betonske grede na kraju drugog koraka [mm/mm]



Slika 6.2.3.18 Ekvivalentni (von-Mises) naponi u moždanicima na kraju drugog koraka [MPa]

6.3. Proračun ojačanog nosača u programu SAP 2000

Projektovanje nosećih elemenata podrazumeva i obavezu dokaza njihove nosivosti i upotrebljivosti. Za tu proceduru svakako je moguće koristiti i *ANSYS*, ali, zbog kompleksnosti koja je vezana njegovu upotrebu, to skoro nikada nije slučaj. Veoma bitna stavka je obučenost inženjera za upotrebu odgovarajućeg programa. Tu svakako primat preuzimaju komercijalni softveri, čiji su pretprocesori, postprocesori i moduli za kreiranje izlaznih fajlova koncipirani tako da korisnici mogu relativno brzo i jednostavno doći do željenih rezultata. Jedan od tih programa je *SAP 2000*. Ovaj program je, zbog svojih brojnih mogućnosti, cenjen i korišten kako od strane istraživača, tako i od strane široke inženjerske zajednice. Ono što je osobeno za konkretan problem koji se želi modelirati ovim programom, jeste elastično sprezanje drvene grede i betonske ploče i unos sile prednaprezanja van poprečnog preseka drvene grede. Kao i u prethodnom slučaju, da bi se realizovao ovaj zadatak neophodno je u definisati sledeće parametre:

- mehaničke karakteristike upotrebljenih materijala,
- geometrija nosača i tipovi konačnih elemenata,
- uslovi oslanjanja i opterećenje nosača.

6.3.1. Mehaničke karakteristike upotrebljenih materijala

Za dokaz nosivosti i upotrebljivosti nosača, sa dovoljnom tačnošću se može uzeti da je ponašanje svih elemenata linearno elastično. Saglasno tome, potrebno je definisati modul elastičnosti i *Poisson*-ov koeficijent za svaki materijal ponaosob. Kada su ti parametri zadati, program je u mogućnosti sam proračunati modul klizanja.

Mehaničke karakteristike betona:

- modul elastičnosti: $E=3.10 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$,
- *Poisson*-ov koeficijent: $\nu=0.30$,
- koeficijent termičke ekspanzije: $\alpha_t=1.17 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$,
- modul klizanja: $G=1.19 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$.

Mehaničke karakteristike lepljenog lameliranog drveta:

- modul elastičnosti: $E=9.50 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$,
- *Poisson*-ov koeficijent: $\nu=0.40$,
- koeficijent termičke ekspanzije: $\alpha_t=1.17 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$,
- modul klizanja: $G=3.39 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$.

Mehaničke karakteristike čelika za spojna sredstva:

- modul elastičnosti: $E=2.10 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$,
- *Poisson*-ov koeficijent: $\nu=0.20$,
- koeficijent termičke ekspanzije: $\alpha_t=1.20 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$,
- modul klizanja: $G=8.75 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$.

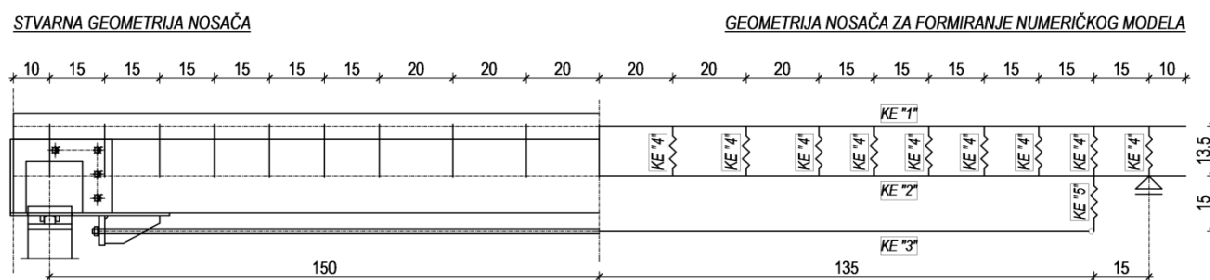
Mehaničke karakteristike čelika za prednaprezanje:

- modul elastičnosti: $E=1.57 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$,
- Poisson-ov koeficijent: $\nu=0.20$,
- koeficijent termičke ekspanzije: $\alpha_t=1.20 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$,
- modul klizanja: $G=6.54 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$.

6.3.2. Geometrija nosača i tipovi konačnih elemenata u modelu

Analizom nosača, koji je predmet proračuna, može se videti da se sastoji iz 4 osnovna elementa (Slika 6.3.2.1):

- armirano-betonska ploča,
- greda od lepljenog-lameliranog drveta,
- vanjske šipke za prednaprezanje,
- sistema za sprežanje betonske ploče i drvene grede,
- sistema koji povezuje šipku za prednaprezanje sa spregnutim nosačem.



Slika 6.3.2.1 Stvarna geometrija nosača sa geometrijom numeričkog modela (mere su u cm)

Za modeliranje armirano-betonske ploče ($KE\ "1"$) korišteni su *SHELL* elementi, i to oni kojima je moguće objediniti deformacije u ravni i upravno na ravan konačnog elementa (membrana + ploča). U pitanju su četvorougaozni konačni elementi sa po šest stepeni slobode u svakom čvoru, i to tri translaciona i tri rotaciona (CSI, 2010). Element je homogen, debljine 7.0cm . Veličina konačnih elemenata je $5.0 \times 5.0\text{cm}$.

LLD greda je modelirana uz pomoć *FRAME* elemenata ($KE\ "2"$). Ovakav tip elemenata se koristi kada je potrebno modelirati linijske nosače. Kako je nosač modeliran kao prostorna struktura, i ovakav tip elementa u svakom čvoru ima šest stepeni slobode. Dimenzije elementa su $10.0/20.0\text{cm}$.

Isti tip konačnog elementa je korišten za modeliranje šipke za prednaprezanje ($KE\ "3"$). Razlika je samo što je kod veze ovog elementa sa sistemom koji povezuje ovu šipku sa nosačem zadata zgلوبna veza. Za unos sile prednaprežanja su korištene dve čelične šipke čiji je prečnik 1.20cm .

Modeliranje veze između betonske ploče i drvene grede, budući da ova veza nije kruta, izvedeno je uz pomoć *LINK* elemenata ($KE\ "4"$). Ovaj tip konačnog elementa se koristi kada je u modelu neophodno povezati dve tačke, ili povezati konstrukciju sa tlom. Slično kao i kod *FRAME* elemenata, i ovaj tip konačnog elementa u svakom čvoru poseduje šest stepeni

slobode. Aksijalna krutost elementa se poklapa sa podužnom osom moždanika, i zadato je da je element u tom pravcu (lokalna osa 1) apsolutno krut. Pošto se zavrtnjevi, sa jedne strane betoniraju, a sa druge strane preparatom vežu za drvenu gredu, isti slučaj je i sa krutostima na savijanje oko lokalnih osa 2 i 3. Krutost na savijanje oko lokalne ose 1 je ukinuta, odnosno zadato je da moždanici ne poseduju torzionu krutost. Od posebnog značaja za ovaj element su translacione krutosti u pravcima lokalnih osa 2 i 3. Ove krutosti treba da odgovaraju modulu pomerljivosti veze. Ova vrednost nije utvrđena eksperimentalnim putem pa, je zadata vrednost koja je sračunata na osnovu preporuka (videti poglavlje 6.1.1). Vrednost translacione krutosti, za dva reda moždanika kada se sprovedi proračun za granično stanje upotrebljivosti, iznosi:

$$K_{ser} = 2 \cdot \left(2 \cdot \rho_k^{1.5} \cdot \frac{d}{23} \right) = 2 \cdot \left(2 \cdot 418.0^{1.50} \cdot \frac{8.0}{23} \right) = 11890.12 N / mm.$$

Za proračun prema graničnom stanju nosivosti, vrednost translacione krutosti je:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} = \frac{2}{3} \cdot 11890.12 = 7926.75 N / mm.$$

Za vezu šipke sa spregnutom gredom (KE^{54}), u modelu je korišten *LINK* element. U odnosu na prethodni, razlika se ogleda u tome da su sve krutosti zadate kao apsolutne.

Tako modeliran nosača sadrži:

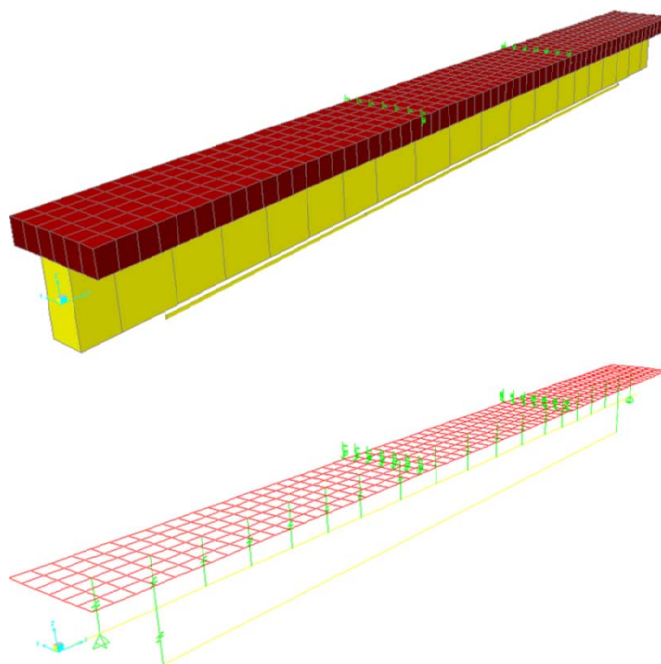
- 481 čvor,
- 384 površinska - *SHELL* elementa,
- 24 linijska - *FRAME* elementa i
- 21 *LINK* element.

6.3.3. Uslovi oslanjanja i opterećenje nosača

Uslovi oslanjanja su kao za prostu gredu sa jednim pokretnim i jednim nepokretnim osloncem.

Opterećenje na nosaču je klasifikovano kroz tri dejstva (*Load Patterns*). Prvo sadrži samo sopstvenu težinu modeliranih elemenata. Drugim dejstvom je zadato prednaprezanje. Iako *SAP2000* sadrži konačni element kojim je moguće modelirati prednaprezanje, za ovaj nosač je, budući da je u pitanju vanjsko prednaprezanje, to učinjeno zadavanjem temperature po čeličnoj šipci. Probanjem se došlo do podatka da temperatura od $-46.0^{\circ}C$ u elementu indukuje silu od $8.50kN$. Ispitivanjem je dobijena srednja vrednost graničnog opterećenja u presi od $132.0kN$, odnosno $2x66.0kN$. Pri opterećenju od oko 40.0% graničnog opterećenja, odnos napon-sila je jos uvek u linearnoj oblasti. Iz tog razloga je, za treći slučaj opterećenja, intenzitet sila koje se zadaju u trećinama raspona $0.40x66.0=26.40kN$. Po širini betonske ploče ima ukupno šest konačnih elemenata, odnosno sedam tačaka i po tim tačkama je zadato opterećenje intenziteta $3.80kN$ (Slika 6.3.3.1). Sva zadata opterećenja će biti korištena za linearni proračun. Sva opterećenja, osim prednaprezanja, za formiranje kombinacija za dokaz nosivosti, će biti uvećana parcijalnim koeficijentom sigurnosti 1.35 . Za prednaprezanje, zbog povoljnog dejstva, taj koeficijent je 1.0 . Uticaji dobijeni iz ovih kombinacija služice za

dokaz nosivosti svih elemenata prema graničnom stanju nosivosti i graničnom stanju upotrebljivosti.



Slika 6.3.3.1 Proračunski model sa zadatim dodatnim opterećenjem

6.3.4. Rezultati proračuna

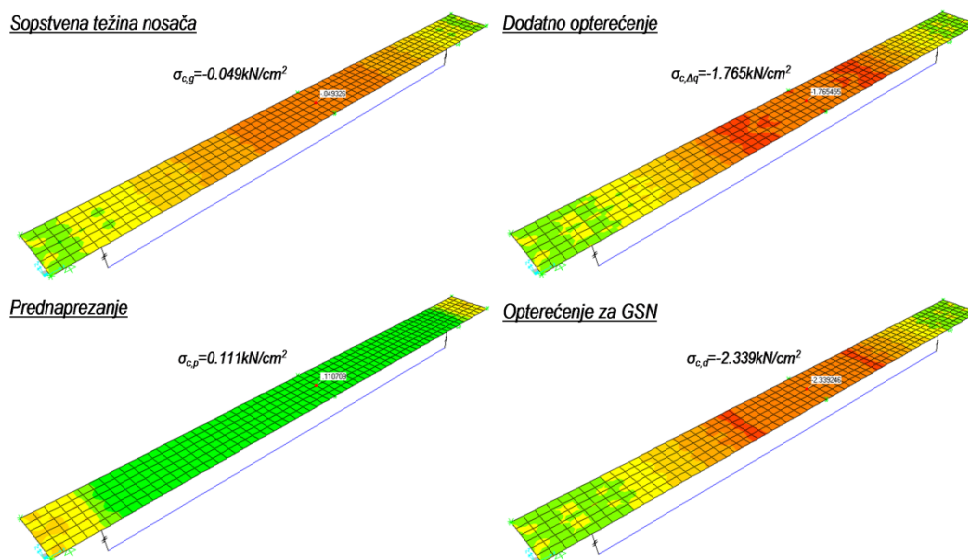
Prikazani su rezultati koji su neophodni za dimenzionisanje elemenata ovog nosača. Za dokaz nosivosti prema graničnom stanju nosivosti (model kod koga je krutost moždanika K_u):

- za ploču: normalni naponi u gornjoj i donjoj ivici (Slika 6.3.4.1 i Slika 6.3.4.2),
- za gredu: dijagram momenata, normalnih i transferzalnih sila (Slika 6.3.4.3, Slika 6.3.4.4 i Slika 6.3.4.5),
- za šipku: dijagram normalnih sila (Slika 6.3.4.5),
- za moždanike: dijagram transferzalnih sila u link elementima (Slika 6.3.4.6).

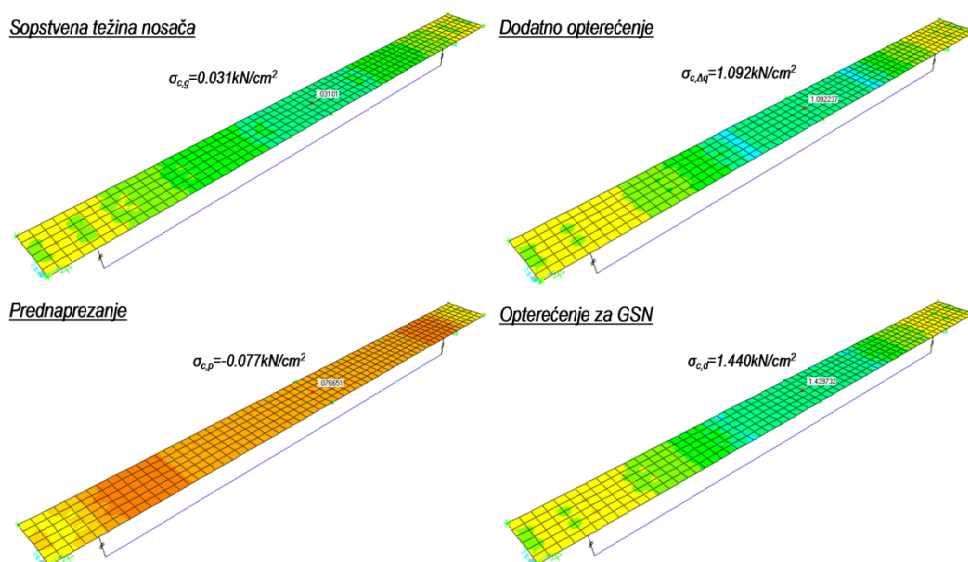
Za dokaz prema graničnom stanju upotrebljivosti (model kod koga je krutost moždanika K_{ser}):

- ugibi u sredni grede (Slika 6.3.4.7).

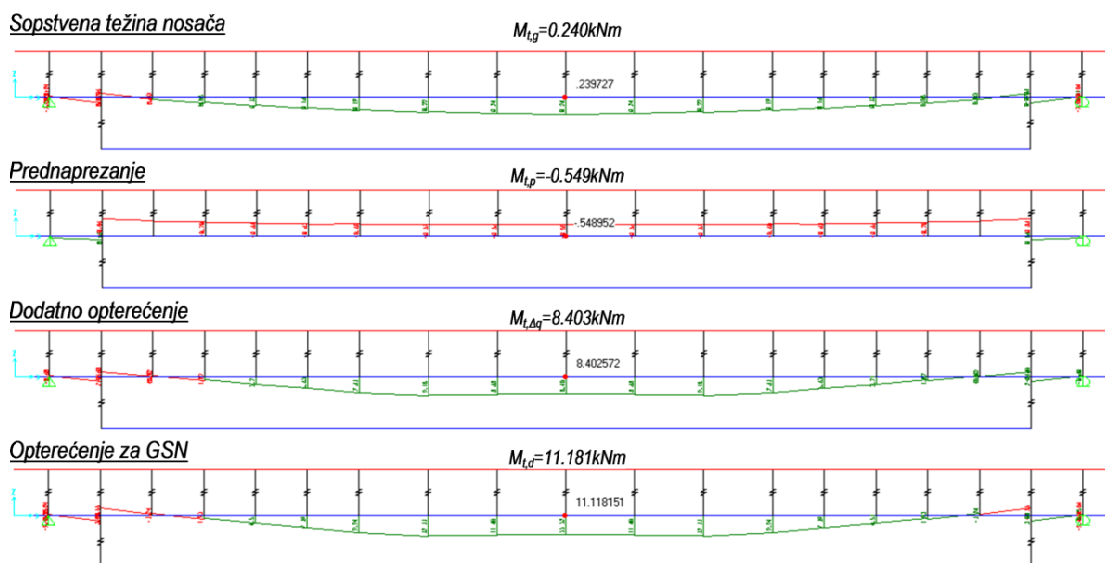
Uticaji su prikazani za sva tri opterećenja (sopstvena težina nosača, prednaprezanje i dodatno opterećenje). Osim izrade modela spregnute grede u kombinaciji ploča-greda, isti ovaj model može se izraditi i u kombinaciji greda-greda. Razlika se ogleda u tome što je kod modela izrađenog uz pomoć *SHELL* i *FRAME* elemenata, u površinskim elementima moguće direktno očitati vrednosti napona u gornjoj i donjoj ivici betonske ploče, dok je kod nosača izrađenog samo od linijskih elemenata te napone neophodno sračunati na osnovu dobijenih presečnih sila. Ovakav način dokaza nosivosti kod drvenog dela nosača, zbog načina na koji se "sabiraju" naponi od savijanja i normalne sile, je svakako poželjan. Usporedno sa modelom ploča-greda, urađen je i model u kombinaciji greda-greda. Kod ovog modela je dodatno opterećenje zadato kao dve koncentrisane sile intenziteta 26.40 kN . Dobijeni rezultati su skoro identični.



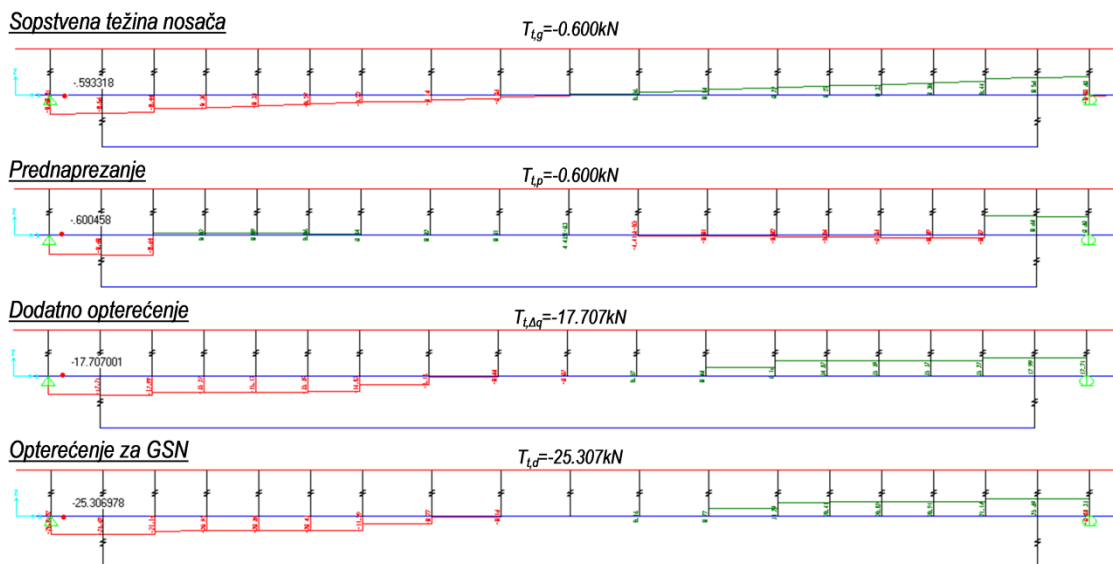
Slika 6.3.4.1 Normalni naponi na gornjoj ivici betonske ploče



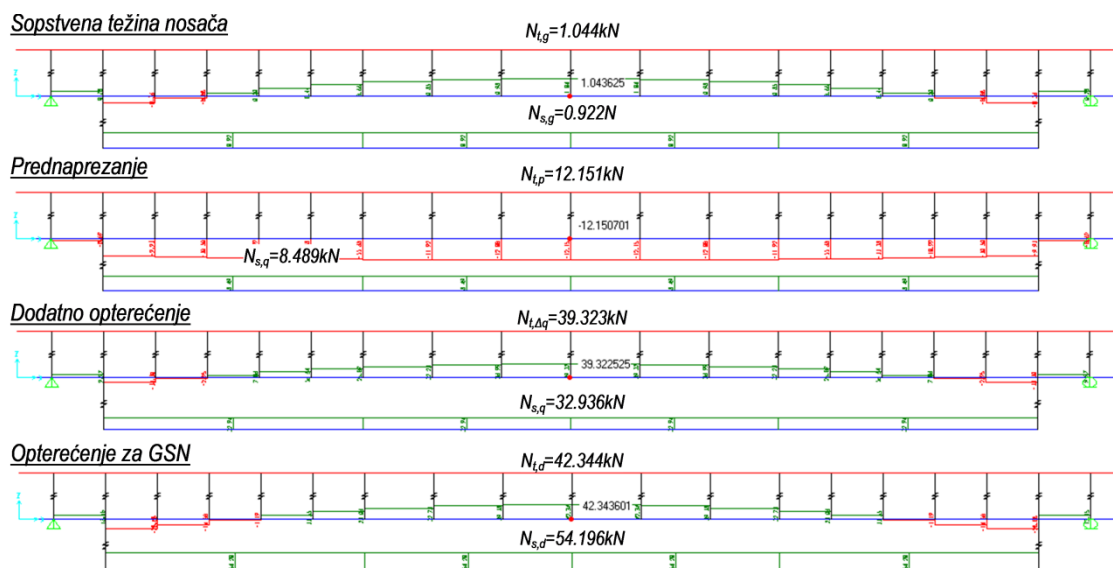
Slika 6.3.4.2 Normalni naponi na donjoj ivici betonske ploče



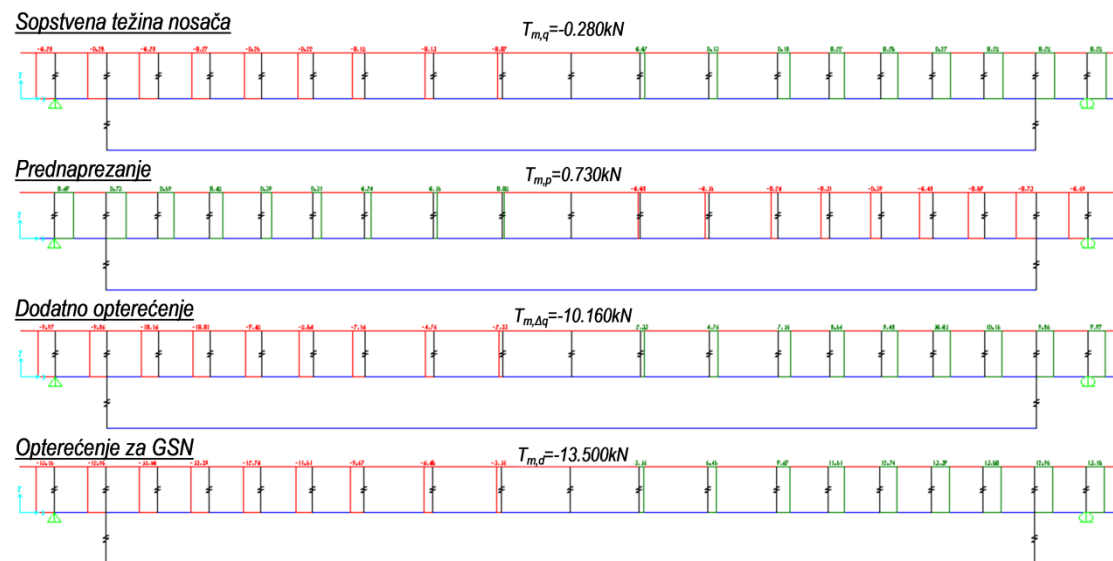
Slika 6.3.4.3 Momenat savijanja u drvenog gredi spregnutog nosača



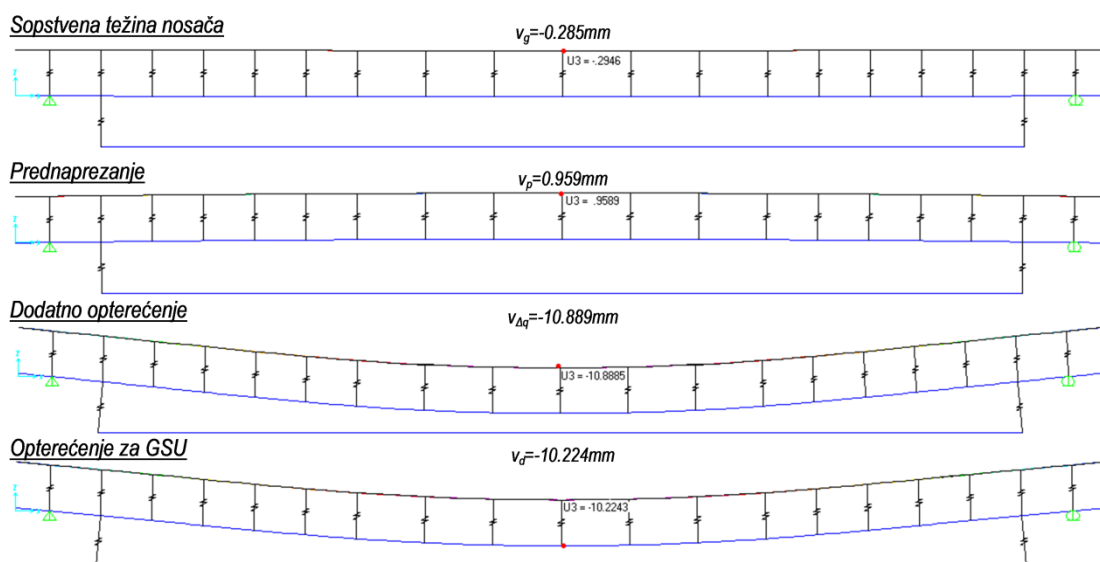
Slika 6.3.4.4 Transferzalna sila u drvenog gredi spregnutog nosača



Slika 6.3.4.5 Normalna sila u drvenoj gredi i šipci za prednaprezanje



Slika 6.3.4.6 Transferzalna sila u moždanicima



Slika 6.3.4.7 Ugib nosača

Zbog bolje preglednosti, vrednosti potrebne za dokaz nosivosti nosača, za sve elemente posebno, date su u tabelama, i to naponi u ploči - Tabela 4.1.1.1, presečne sile u drvenoj gredi i čeličnoj šipci - Tabela 6.3.4.2, poprečne sile u sredstvima za vezu - Tabela 6.3.4.3 i veličine ugiba - .

Tabela 6.3.4.1 Vrednosti normalnih napona u ivičnim vlaknima betonske ploče

Betonska ploča	Tip opterećenja	σ_g [kN/cm ²]	σ_d [kN/cm ²]
	Sopstvena težina nos.	-0.049	0.031
Prednaprezanje	0.111	-0.077	
Dodatno opterećenje	-1.765	1.092	
Kombinacija za GSN	-2.339	1.440	

Tabela 6.3.4.2 Vrednosti presečnih sila u drvenoj gredi i čeličnoj šipci

Drvena greda	Tip opterećenja	M [kNm]	T [kN]	N [kN]
	Sopstvena težina nos.	0.240	-0.600	1.044
	Prednaprezanje	-0.549	-0.600	12.151
	Dodatno opterećenje	8.403	-17.707	39.323
	Kombinacija za GSN	11.181	-25.307	42.344
Čelična šipka	Tip opterećenja	M [kNm]	T [kN]	N [kN]
	Sopstvena težina nos.			0.922
	Prednaprezanje			8.489
	Dodatno opterećenje			32.936
	Kombinacija za GSN			54.196

Tabela 6.3.4.3 Vrednost poprečne sile u moždanicima

Moždanci	Tip opterećenja	T [kN]
	Sopstvena težina nos.	-0.280
	Prednaprezanje	0.730
	Dodatno opterećenje	-10.160
	Kombinacija za GSN	-13.500

Tabela 6.3.4.4 Vrednosti ugiba u nosaču

Ugib nosača	Tip opterećenja	v [mm]
	Sopstvena težina nos.	-0.285
	Prednaprezanje	0.959
	Dodatno opterećenje	10.889
	Kombinacija za GSU	10.224

6.3.5. Kontrola nosivosti elemenata nosača

Proračunske vrednosti za beton i drvo se mogu videti u poglavlju 6.1.1, dok se za zategu te vrednosti mogu naći u poglavlju 6.2.1.

Nosivost pritisnute ivice betonskog dela preseka:

$$\frac{\sigma_{c,d}^g}{f_{c,d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{2.339}{1.417} = 1.650 > 1 \quad \rightarrow \text{uslov nije ispunjen.}$$

Nosivost zategnute ivice betonskog dela preseka:

$$\frac{\sigma_{c,d}^d}{f_{cm,d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{1.440}{0.147} = 9.80 > 1 \quad \rightarrow \text{uslov nije ispunjen.}$$

Nosivost pritisnute (gornje) ivice drvenog dela preseka (momenat sa normalnom silom):

$$\sigma_{n,2} = \frac{N_{s,D}}{A_2} = \frac{42.344}{200.0} = 0.212 \text{ kN} / \text{cm}^2,$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{M_{s,D}}{W_2} = \pm \frac{6 \cdot 11.181 \cdot 100}{10.0 \cdot 20.0^2} = \pm 1.677 \text{ kN} / \text{cm}^2,$$

$$\left| \frac{\sigma_{n,2}}{f_{T,0,g,d}} - \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,g,d}} \right| \leq 1 \Rightarrow \left| \frac{0.212}{1.089} - \frac{1.677}{1.556} \right| = 0.883 \quad \rightarrow \text{uslov ispunjen.}$$

Nosivost zategnute (donje) ivice drvenog dela preseka (momenat sa normalnom silom):

$$\frac{\sigma_{n,2}}{f_{T,0,g,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,g,d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{0.212}{1.089} + \frac{1.677}{1.556} = 1.272 \quad \rightarrow \text{uslov nije ispunjen.}$$

Nosivost po kriterijumu transferzalne sile (pretpostavka je da komplet transferzalnu silu prihvata rebro nosača - drvena greda):

$$\tau_2 \approx \frac{T_{s,D}}{A_2} = \frac{25.307}{200.0} = 0.127 \text{ kN} / \text{cm}^2,$$

$$\frac{\tau_2}{f_{v,g,d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{0.127}{0.176} = 0.719 \quad \rightarrow \text{uslov ispunjen.}$$

Maksimalna sila po jednom spojnom sredstvu:

$$F_m = \frac{T_{m,D}}{2} = \frac{13.500}{2} = 6.75 \text{ kN},$$

Maksimalna dozvoljena sila po jednom spojnom sredstvu (merodavan pritisak po omotaču rupe na drveni deo nosača, poglavlje 6.1.2):

$$F_{v,Rd} = 4.81 \text{ kN} < 6.75 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{uslov nije ispunjen.}$$

Nosivost čelične zatege:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.262 \cdot 62.0}{1.0} = 140.24 \text{ kN} < 54.196 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{uslov ispunjen.}$$

$$A = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} = \frac{2 \cdot 1.20^2 \cdot \pi}{4} = 2.262 \text{ cm}^2,$$

$$f_y = 62.0 \text{ kN/cm}^2, \text{ (poglavlje 4.2.1),}$$

$$\gamma_{M0} = 1.0, \text{ (EC3, tačka 6.1).}$$

Maksimalni dozvoljen ugib:

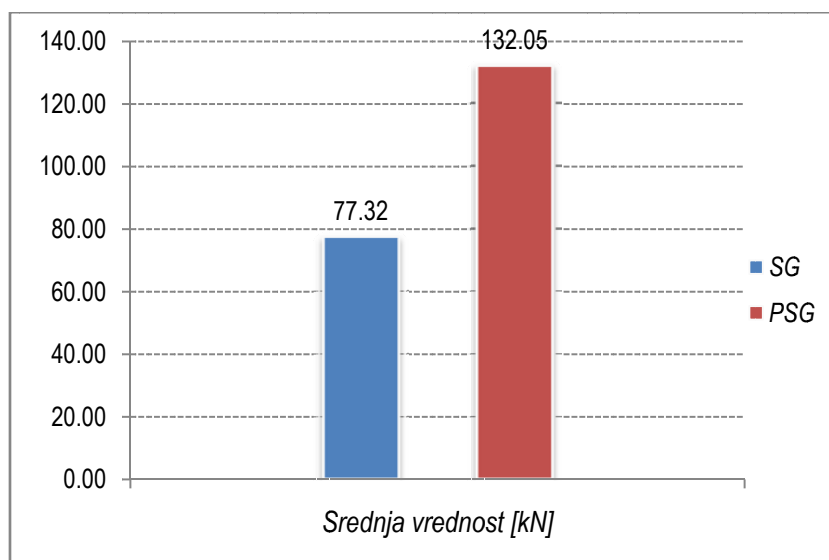
$$v_{dop} = \frac{l}{300} = \frac{300.0}{300} = 1.0 \text{ cm} \approx v_d = 1.02 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{uslov ispunjen.}$$

7. ANALIZA DOBIJENIH REZULTATA

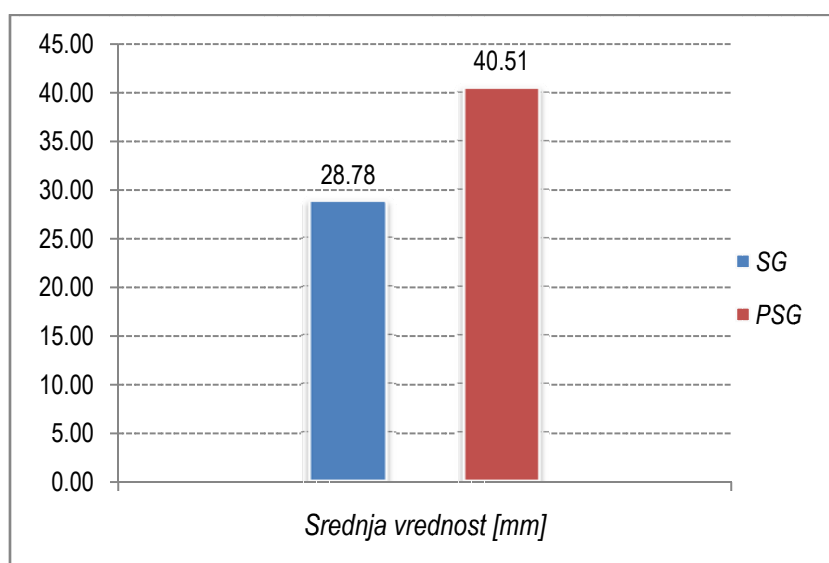
Glavni zadatak sprovedenog istraživanja je poređenje ponašanja spregnutih nosača sa i bez prednapreznja pri kratkotrajnom statičkom opterećenju. Prezentovani su dijagrami na kojima se mogu videti prosečne vrednosti veličina dobijenih direktno ispitivanjem (sila u presi i ugib), kao i vrednosti parametara nosača dobijenih indirektno - proračunom, na osnovu izmerenih veličina (krutost na savijanje). Rezultati dobijeni ispitivanjem, služili su i za poređenje sa onim koji su dobijeni proračunom pomoću metode konačnih elemenata. Najzad, analizirani su rezultati kontrole nosivosti elemenata ojačanog nosača.

7.1. Analiza rezultata dobijenih ispitivanjem

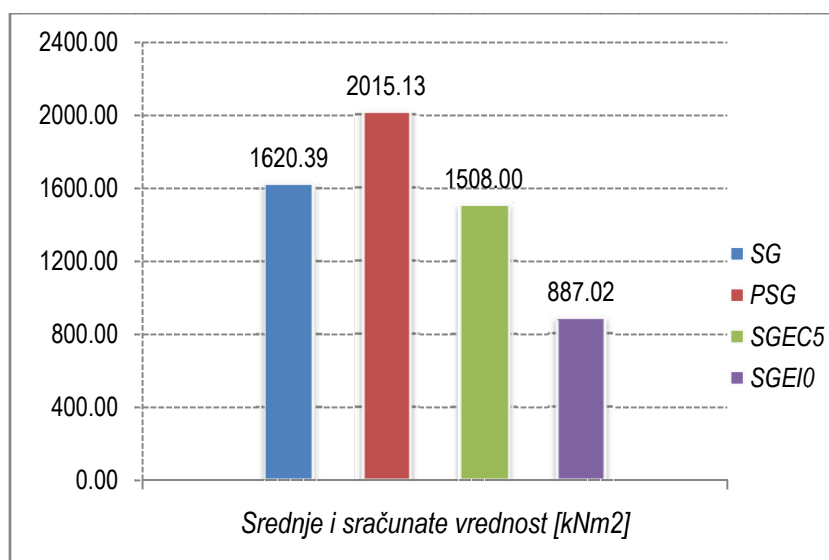
Zbog bolje preglednosti, rezultati su predstavljeni u formi dijagrama (Dijagram 7.1.1 do Dijagram 7.1.3).



Dijagram 7.1.1 Srednje vrednosti izmerene sile loma kod spregnutog i prednapregnutog nosača



Dijagram 7.1.2 Srednje vrednosti ugiba kod spregnutog i prednapregnutog nosača



Dijagram 7.1.3 Sračunate vrednosti krutosti na savijanje spregnutog i prednapregnutog nosača

Na osnovu prezentovanih rezultata mogu se izvesti sledeći zaključci:

- ojačani nosači su bili u stanju prihvatiti prosečnu silu koja je za $54.73kN$ veća od prosečne sile koju su prihvatili samo spregnuti nosači, što izraženo u procentima iznosi 70.78% .

- pri istom intenzitetu prosečnih sila, u ojačanim nosačima su izmereni ugibi koji su, u odnosu na ugibe samo spregnutih nosača, veći za $11.73mm$, odnosno izraženo u procentima to je 40.76% .

- sračunata krutost na savijanje ojačanih nosača je za $394.74kNm^2$ veća od krutosti samo spregnutih nosača. Procentualno to iznosi 24.36% . Na istom dijagramu su prikazane i sračunate vrednosti krutosti na savijanje nosača od betonske i drvene grede istih dimenzija kao one što su ispitane, samo su u jednom slučaju nespregnute (SG_{EI0} , jednačina 3.1.2.1, poglavlje 3.1.2), a u drugom su krutosti sračunate na osnovu pravila definisanih u Evrokodu 5, pri čemu je za pomerljivost veze korišten modul kojim se dokazuje nosivost prema graničnom stanju nosivosti. Na dijagramu se može videti da su sračunate vrednosti krutosti na savijanja samo spregnutog nosača bliske. Sračunata vrednost krutosti na savijanje potpuno spregnutog nosača ($SG_{EI\infty}$, jednačina 3.1.3.4, poglavlje 3.1.3) i iznosi $16147.87kNm^2$. Ova vrednost nije pretstavljena na prethodnom dijagramu zbog preglednosti.

Na osnovu podataka sa dijagrama može se zaključiti da su karakteristike spregnutih nosača značajno poboljšane primenom ovog sistema ojačanja. To je najuočljivije kada se posmatraju maksimalne sile koju mogu prihvatiti ovi nosači. Ovaj benefit je posledica dva parametra:

- prvi je vezan za samo prednaprezanje. Kako je već rečeno, prednaprezanjem nosača, opterećenje mora da potroši određeni deo svog intenziteta kako bi nosač vratio u nulti položaj.

- drugi je vezan za statički sistem ojačanog nosača. Element koji služi za unos sile prednaprezanja se nalazi ispod donje ivice drvene grede i on, nakon unosa prednaprezanja u nosač, ostaje da bude sastavni deo konstrukcije. Na taj način se povećava krak unutrašnjih sila nosača, a samim tim i njegova nosivost. Iz ovog razloga je bitan dobar odabir mehaničkih

karakteristika elementa za prednaprezanje. Tu se pre svega misli da poseduje dovoljnu rezervu nosivosti, kako bi, nakon prednaprezanja, prihvatio opterećenje tokom eksploatacije. Osim toga, poželjno je da modul elastičnosti bude malo niži u odnosu na standardne čelike, kako u bi u toku prenosa opterećenja i drveni deo nosača preuzeo njegov određeni deo.

Da bi se stekao uvid u to kakav uticaj ima ovo način ojačanja sa finansijske strane, može se iskoristiti poređenje krutosti spregnutog i ojačanog nosača. Ukoliko se želi dobiti spregnuti nosač istog raspona (3.0m) sa istom krutošću na savijanje kao što je kod ojačanog nosača (2015.13kNm² - Dijagram 7.1.3), potrebno bi bilo sve dimenzije poprečnog preseka povećati za 10.0%. Povećanje mase spregnutog nosača koji je ojačan vanjskim elementima za prednaprezanje je znato manje u odnosu na ovu vrednost, posebno ako se uzme u obzir da je ovde samo izjednačena krutost na savijanje, što svakako ne znači i zadovoljenje i ostalih kriterijuma kada je u pitanju nosivost ili upotrebljivost. Iz tog razloga može se zaključiti da je i finansijski aspekt nešto što ide u prilog ovom tipu nosača.

Drugi aspekt poređenja zasnovan je na načinu na kojem je došlo do otkazivanja nosača. Kada su u pitanju samo spregnuti nosači, kod svih je lom nastupio po zategnutom vlaknu drvenog dela nosača. Ovaj lom je nastupao kada je prosečna vrednost ugiba (Dijagram 7.1.2) bila nešto manja od 3.0cm. Ovaj lom je bio iznenadan, uz jak prasak, što karakteriše krti lom. Ovaj tip loma je nepovoljan i težnja svakog projektanta je da ga, ukoliko je moguće, izbegne. Sa druge strane, kod skoro svih ojačanih nosača (osim nosača PSG3), za maksimalnu silu u presi je uzeta ona kod koje je došlo do kontakta između donje ivice drvene grede i čeličnih šipki. U tom trenutku, prosečna vrednost ugiba iznosila je 4.50cm. Ovo je još jedan dodatni kvalitet ovih nosača. Razlog zbog kojeg ovi nosači mogu izdržati ovu deformaciju, a da ne dožive krti lom, najverovatnije leži u načinu na koji se presečne sile unutar poprečnog preseka preraspodeljuju. Kao posledica prednaprezanja i unutrašnje ravnoteže normalnih sila, u spregnutom delu nosača će se javiti normalna sila pritiska. Ta sila je, po intenzitetu, jednaka normalnoj sili u čeličnoj šipci, ali je suprotnog znaka (čelična šipka - zatezanje, spregnuta greda - pritisak). Ova sila se na konstituente preraspodeljuje proporcionalno aksijalnoj krutosti. Osim ove normalne sile, u elementima poprečnog preseka spregnutog nosača je prisutna i normalna sila nastala kao posledica preraspodele uticaja od momenta savijanja (vanjsko opterećenje - Slika 3.1.4.2). Normalna sila od momenta savijanja u betonskom delu preseka je pritiska, i sa njom će sila od prednaprezanja da se sabere, odnosno da je poveća. Za betonski deo preseka je ovo od koristi jer će, u određenoj meri, odložiti pojavu prslina u zategnutoj zoni betonske ploče. Normalna sila od momenta savijanja u drvnom delu nosača je, po svom karakteru je zatezanje, sa njom će sila od prednaprezanja da se oduzme, odnosno da je umanj. Iz tog razloga, uz umanjenje momenta savijanja, što dolazi kao posledica povećanja kraka unutrašnjih sila u nosaču, naponi u donjoj ivici drvenog dela nosača su smanjeni, pa se na tom delu nosača ne javlja lom konstrukcije, iako su deformacije veće nego kod spregnutih nosača.

7.2. Poređenje rezultata dobijenih eksperimentom i numeričkim metodama

U ovom delu će biti uporedno prikazani rezultati dobijeni ispitivanjem ojačanih nosača sa onim koji su dobijeni primenom metode konačnih elemenata. Svi rezultati su, zbog bolje preglednosti, klasifikovani i prikazani u sledećim tabelama. Prikazane su vrednosti za

$0.40F_{p,max}$ i $F_{p,max}$. Za vrednost $F_{p,max}$ uzeta je prosečna vrednost maksimalne sile dobijene ispitivanjem (132.05 kN), dok je za izmerene vrednosti pri intenzitetu sile u presi od $0.40F_{p,max}$ uzeto 40.0% od prosečne sile (52.82 kN). Od rezultata dobijenih ispitivanjem, biće prikazane izmerene vrednosti ugiba i dilatacija u sredini nosača za prethodno pomenute intenzitete sile. Merne trake su raspoređene tako da u svakom krajnjem vlaknu betonskog, drvenog i čeličnog dela nosača imaju po dve merne trake, pa je za analizu uzeta srednja vrednost izmerenih dilataciju u ovim trakama. Za proračun međuvrednosti, koristila se linearna interpolacija. Kod modela izrađenog u ANSYS-u biće prikazane vrednosti ugiba, dilatacija i napona, dok će kod modela izrađenog u programu SAP2000 biti prikazane iste vrednosti, sa tom razlikom što će se vrednosti dilatacija kod sva tri elementa, odnosno vredosti napona kod drvene grede i čelične zatege biti sračunate na osnovu dobijenih presečnih sila, geometrijskih i mehaničkih karakteristika tih elemenata. Za proračun ugiba u programu SAP2000, korišten je modul pomerljivosti za dokaz prema GSU, dok je za proračun napona i dilatacija korišten onaj za dokaz prema GSN.

Tabela 7.2.1 Izmerene i sračunate vrednosti ugiba i relativnog pomeranja

UGIB I RELATIVNO POMERANJE	$0.40F_{p,max}$			
	Metoda	v [mm]	u_l [mm]	u_d [mm]
	Eksperiment	9.960	0.532	-0.751
	ANSYS	7.337	0.084	-0.084
	SAP2000	10.224	0.179	-0.179
	$F_{p,max}$			
	Metoda	v [mm]	u_l [mm]	u_d [mm]
	Eksperiment	40.510	4.008	-3.987
	ANSYS	37.760	1.676	-1.676
	SAP2000	26.557	0.568	-0.568

Tabela 7.2.2 Izmerene i sračunate vrednosti dilatacija i napona u betonskom delu poprečnog preseka

BETONSKA PLOČA	$0.40F_{p,max}$				
	Metoda	ε_g [μD]	ε_d [μD]	σ_g [MPa]	σ_d [MPa]
	Eksperiment	-238.846	36.351	/	/
	ANSYS	-461.770	-10.752	-14.201	-0.268
	SAP2000	-549.710	337.613	-17.041	10.466
	$F_{p,max}$				
	Metoda	ε_g [μD]	ε_d [μD]	σ_g [MPa]	σ_d [MPa]
	Eksperiment	-937.728	582.518	/	/
	ANSYS	-1082.500	402.410	-33.022	11.466
	SAP2000	-1403.970	801.613	-43.523	24.850

Tabela 7.2.3 Izmerene i sračunate vrednosti dilatacija i napona u drvenom delu poprečnog preseka

		$0.40F_{p,max}$					
		Metoda	ε_g [μD]	ε_d [μD]	σ_g [MPa]	σ_d [MPa]	
DRVENA GREDA	Eksperiment	-470.634	751.925	/	/		
	ANSYS	-156.330	1258.100	-1.409	11.997		
	SAP2000	-1129.370	1426.420	-10.729	13.551		
			$F_{p,max}$				
			Metoda	ε_g [μD]	ε_d [μD]	σ_g [MPa]	σ_d [MPa]
	Eksperiment	-1814.890	2854.340	/	/		
	ANSYS	-1875.700	2849.000	-17.699	27.082		
	SAP2000	-2809.050	3726.950	-26.686	35.406		

Tabela 7.2.4 Izmerene i sračunate vrednosti dilatacija i napona u čeličnoj šipci

		$0.40F_{p,max}$			
		Metoda	ε [μD]	σ [MPa]	
ČELIČNA ŠIPKA	Eksperiment	1150.070	/		
	ANSYS	1602.500	251.590		
	SAP2000	1192.430	187.211		
			$F_{p,max}$		
			Metoda	ε [μD]	σ [MPa]
	Eksperiment	2394.600	/		
	ANSYS	4005.800	628.910		
	SAP2000	2583.590	405.623		

Komparacijom tabele u kojoj su date vrednosti ugiba (Tabela 7.2.1), može se zaključiti da se ove vrednosti, za niži nivo opterećenja u dobroj meri poklapaju, uz blago odstupanje vrednosti koja je dobijena u ANSYS-u, koja je niža u odnosu na dve ostale. Ugibi u nosačima pri maksimalnoj sili su očekivani. Najveći ugib je izmeren eksperimentom, dosta blizak njemu je i onaj sračunat u ANSYS-u, dok je vrednost ugiba sračunata u programu SAP2000 najmanja. Ovo je očekivano zbog pada krutosti u stvarnom nosaču i u nosaču modeliranom u ANSYS-u. Taj pad krutosti, pri većem intenzitetu opterećenja, dolazi kao posledica pojave prslina i zategnutoj zoni betonskog dela preseka i kao posledica smanjenja modula elastičnosti betonskog i drvenog materijala. Sa druge strane, model izrađen u SAP-u ima jedinstven modul elastičnosti za svaki od upotrebljenih materijala i sračunat je po teoriji I reda, tako da nema povećanja deformacija, koja su posledica efekata vezanih za materijalnu i geometrijsku

nelinearnosti. U istoj tabeli se mogu videti rezultati relativnog pomeranja na krajevima nosača (levo i desno). Najveća vrednost ovog pomeranja je dobijena ispitivanjem i ta razlika je još dodatno izražena pri većem nivou opterećenja. Ovo je očekivano zbog relativno male čvrstoće drveta na pritisak po omotaču rupe, budući da ovaj fenomen nije detaljnije predstavljen na numeričkim modelima.

Kada su u pitanju naponi i dilatacije u obe zone betonskog dela nosača (Tabela 7.2.2), može se primetiti da su rezultati dobijeni ispitivanjem i numerički u programu *ANSYS* dosta bliski sa tom razlikom da je, pri nižem intenzitetu opterećenja, u *ANSYS*-u kompletan presek pritisnut. Ono što je posebno uočljivo u ovoj tabeli jeste da su dilatacije (samim tim i naponi) dobijeni u programu *SAP2000* znatno veći u odnosu na one dobijene drugim postupcima. Ova pojava je primećena i u delu gde je kontrolisana nosivost pojedinih elemenata poprečnog preseka (poglavlje 6.3.5). Tu se moglo videti da je nosivost u pritisnutom delu betonskog preseka prekoračena za čak 65.0%, iako i pri maksimalnim nivoima opterećenja u pritisnutoj zoni betonskog dela preseka nisu uočena nikakva oštećenja. Razlog opet može biti povezan sa krutošću pojedinih elemenata poprečnog preseka, što sugeriše da bi u proračunskim modelima bilo potrebno na neki način korigovati mehaničke karakteristike kako bi se dobili rezultati bliži eksperimentalnim.

Slično je i sa lokalnim deformacijama na drvenom delu nosača (Tabela 7.2.3). Rezultati dobijeni eksperimentom i uz pomoć *ANSYS*-a su, posebno za maksimalno opterećenje, jako bliski. Sa druge strane, rezultati dobijeni u *SAP*-u su veći od eksperimentalnih i onih dobijenih u *ANSYS*-u.

Kod čeličnih zatega se stvar malo razlikuje (Tabela 7.2.4). Tu se rezultati dobijeni eksperimentom, za oba nivoa opterećenja, skoro poklapaju sa onim dobijenim u *SAP*-u, dok su oni dobijeni u *ANSYS*-u znatno veći (za maksimalnu silu, skoro duplo).

8. ZAKLJUČAK

Ovom disertacija dato je unapređenje metoda ispitivanja, modeliranja i proračuna spregnutih nosača tipa drvo-beton sa prednaprezanjem. Poznato je da, kod klasičnih konstrukcija, osim izbora nosačkog sistema, projektant nema uticaja na ponašanje konstrukcije u toku eksploatacije. Kod prednapregnutih nosača može se u nosaču izazvati naponsko-deformacijsko stanje koje će od eksploatacionog opterećenja potrošiti određeni deo intenziteta, kako bi ga vratilo u početno stanje. Na taj način može se aktivnije uticati na ponašanje nosača pod opterećenjem, a samim tim i projektovati ekonomičnije nosače. Glavni doprinos ovog istraživanja ogleda se u proceni postignitog poboljšanja karakteristika jednog spregnutog nosača, kada se na njega aplicira prednaprezanje. Da bi se stepen postignutog poboljšanja kvantifikovao, ispitano je ukupno deset greda, od kojih su pet bile bez prednaprezanja, dok je na drugih pet montiran sistem kojim je u nosač zadato prednaprezanje van preseka. Samom eksperimentu prethodile su sledeće radnje:

- izvršen je proračun spregnutih nosača u skladu sa teorijom elastičnom sprezanja i uputama datim u *Aneksu B, Evrokoda 5*. Ovim proračunom su usvojene dimenzije poprečnog preseka nosača koji su bili predmet ispitivanja.

- primenom metode konačnih elemenata numerički je modeliran sistem za unos sile prednaprezanja. Na ovaj način se došlo do mogućeg rešenja za najosetljiviji deo nosača.

- primenom metode konačnih elemenata modeliran je nosač koji je na posletku ispitan. Na osnovu rezultata proračuna se u preliminarnoj fazi stekao približan uvid u ponašanje ovih nosača pod vanjskim opterećenjem.

- utvrđivanje mehaničkih karakteristika materijala ispitivanjem. U skladu sa važećim standardima, izmerene su veličine na osnovu kojih su sračunati parametri neophodni za definisanje karakteristika betona, drveta i čelika za prednaprezanje. Ovi podacima su kasnije upotpunjeni proračunski modeli nosača.

- ispitivanje uporednih i prednapregnutih greda opterećenih sa dve koncentrisane sile koje deluju u trećinama raspona (*four point bending test*). Tokom ispitivanja su mereni ugibi i dilatacije u sredini greda, kao i relativna pomeranja na njihovom kraju. Bitno je napomenuti da je ispitivanje izvršeno pri kratkotrajnom dejstvu opterećenja, a da efekti koji, svakako imaju značajan uticaj na ponašanje ovih nosača tokom eksploatacije, a odnose se na reologiju i mehano-sorpciju, u ovom ispitivanju nisu uzeti u obzir.

Numerička analiza metodom konačnih elemenata je urađena uz pomoć dva programa. Prvi je *ANSYS* i u njemu su korišteni nelinearni materijalni modeli, uz *SOLID* i kontaktne konačne elemente i proračun koji je uzeo u obzir efekte usled geometrijske nelinearnosti. Drugi program je *SAP2000* i u njemu su korišteni linearno-elastični materijalni modeli, uz proračun po teoriji I reda. Cilj izrade modela u programu *SAP2000* je predlog postupka za kontrolu nosivosti svih elemenata nosača i kontrolu upotrebljivosti nosača kao celine.

Na osnovu dobijenih eksperimentalnih i numeričkih rezultata, dolazi se do sledećih podataka:

- statističkom obradom rezultata (Poglavlje 5.4.2) dobijena je prosečna vrednost sile u presi pri lomu spregnutih nosača od 77.32 kN . Maksimalna izmerena sila je 90.18 kN , dok je minimalna bila 66.34 kN . Imajući u vidu sile loma kod svih nosača, koeficijent varijacije bio je 11.69% uz karakterističnu vrednost od 56.20 kN . Sa druge strane, kod ojačanih nosača (Poglavlje 5.4.4) prosečna sila bila je 132.05 kN , sa maksimalnom silom od 146.64 kN i minimalnom od 109.92 kN , pri čemu su koeficijent varijacije i karakteristična vrednost iznosili 11.36% i 97.0 kN respektivno. Upoređujući prosečne vrednosti dolazi se do podatka da je postignuto poboljšanje od 70.78% , dok to poboljšanje, upoređujući karakteristične vrednosti, iznosi 72.60% .

- prosečna vrednost izmerenih ugiba na spregnutim nosačima iznosila je 28.78 mm . Najveća izmerena vrednost bila je 32.38 mm , a najmanja 24.93 mm . Koeficijent varijacije za ugibe iznosio je 10.61% , a karakterističnu vrednost 21.66 mm . Istim postupkom dobijena je i prosečna vrednost ugiba kod prednapregnutih nosača i iznosila je 40.51 mm , pri čemu je koeficijent varijacije bio 20.72% , a karakteristična vrednost 20.91 mm . Ovde treba naglasiti da je relativno visok stepen varijacije, a samim tim i niska karakteristična vrednost ugiba kod prednapregnutih nosača posledica malo ranijeg otkaza nosača *PSG3* zbog greške u drvetu koja se nalazila u zategnutoj zoni drvenog dela nosača. Upoređujući dobijene srednje vrednosti ugiba može se videti da je razlika 40.76% , dok razlike kada su u pitanju karakteristične vrednosti skoro da i nema. Pored ugiba na nosačima su merena i relativna pomeranja između betonske ploče i drvene grede. Prosečna vrednost pomeranja kod spregnutih nosača iznosila je 2.43 mm , koeficijent varijacije je poprilično visok i iznosi 30.37% , a karakteristična vrednost je 0.71 mm . Kod ojačanih nosača, srednja vrednost je iznosila 4.70 mm , pri čemu je sračunat koeficijent varijacije od 32.59% i karakteristična vrednost 1.12 mm . Procentualno, ova razlika, kada su u pitanju srednje vrednosti iznosi 93.42% , dok je za karakteristične vrednosti tarazlika 57.75% . Ove vrednosti su bitne jer potvrđuju da je u spoju drveta i betona došlo do relativnog pomeranja i da se oba nosača mogu klasifikovati kao elastično spregnuta. Uočljiv je i visok koeficijent varijacije kod oba nosača. Razlog može biti različit intenzitet trenja na kontaktu ova dva materijala.

- prosečna sračunata vrednost krutosti na savijanje (elastična oblast) kod spregnutih nosača iznosi 1620.39 kNm^2 , pri čemu su koeficijent varijacije 2.97% a karakteristična vrednost 1507.96 kNm^2 . Kod prednapregnutih nosača prosečna krutost je bila 2015.13 kNm^2 , uz koeficijent varijacije 7.63% i karakterističnu vrednost od 1655.86 kNm^2 . Na osnovu ovih podataka može se zaključiti da je ostvareno poboljšanje performansi sa aspekta krutosti na savijanje 24.36% ako se uzme u obzir prosečna vrednost, dok je to poboljšanje 9.81% ako se uzme u obzir karakteristična vrednost. Analizom vrednosti koeficijenta varijacije može se zaključiti da su oba tipa greda pri nižim intenzitetima opterećenja, (do nekih 40.0%) pokazala približan kvalitet.

- prva pojava prslina kod spregnutih nosača primećena je pri intenzitetu sile u presi od $45.0\text{--}50.0\text{ kN}$, dok je kod prednapregnutih nosača prva pojava prslina zabeležena pri sili od oko 85.0 kN . Ovo je svakako još jedan parametar koji ide u prilog primene ovakvog načina prednaprezanja spregnutih nosača drvo beton, jer se u praksi često javljaju zahtevi koji traže ograničenje širine prslina.

- dijagrami na kojima se vidi odnos $F-u$ (sila ugib) u fazi opterećenja pokazuju skoro linearan odnos. Tokom rasterećenja taj odnos je nelinearan i kod spregnutih nosača, kao posledica razaranja jednog dela drvenog nosača, nakon rasterećenja izmerene su zaostale deformacije. Veličina zaostalih deformacija kod ojačanih nosača je manja.

- dijagrami izmerenih dilatacija, kada su u pitanju njihove veličine, međusobno se relativno dobro slažu. Kada je u pitanju karakter izmerenih dilatacija (pritisak ili zatezanje), u potpunosti su u skladu sa očekivanjima.

Proračun spregnutih nosača saglasno *Aneksu B, Evrokoda 5* (Poglavlje 6.1.2) pokazao je da odabrani tip nosača, zanemarujući čvrstoću na zatezanje donje zone betonskog dela nosača, najmanju nosivost ima po kriterijumu transferzalne sile. Dozvoljeno granično opterećenje za spregnuti nosač iznosi 9.47 kN/m . U malom broju nosača bila su primetna blaga oštećenja u zoni oslonaca. Uzrok tih oštećenja je transferzalna sila, koja je, u tom delu nosača, najveća.

Primenom metode konačnih elemenata modeliran je samo prednapregnuti nosač (Poglavlje 7.2). Rezultati dobijeni uz pomoć programa *ANSYS* se u prihvatljivoj meri slažu sa rezultatima dobijenim eksperimentom. Značajnija rezlika je primetna kod vrednosti dilatacija na šipci za prednaprezanje i kod vrednosti horizontalnih pomeranja. Dilatacije u zategnutoj zoni betonske ploče se razlikuju u znaku, ali apsolutna vrednost rezlike u dobijenim rezultatima nije velika. Vrednosti dilatacija su dobijene za intenzitet od 40.0% prosečne sile "loma". Pri tom intenzitetu, vanjsko opterećenje je na granici da savlada opterećenje usled vanjskog prednaprezanja. Iz tog razloga dilatacije u tom delu nosača variraju oko nule. Sa druge strane, rezultati dobijeni uz pomoć programa *SAP2000* se malo više razlikuju od onih prethodnih. Ta razlika je uočljiva pri višim nivoima opterećenja kod betonskog i drvenog dela nosača, dok su rezultati vezani za dilatacije u betonskoj šipci vrlo mali. Na osnovu rezultata dobijenih ovom metodom (Poglavlje 6.3.4), izvršena je kontrola nosivosti za svaki element nosača ponaosob (Poglavlje 6.3.5). Može se videti da, uz očekivanu nosivost na zatezanje donje zone betonskog dela preseka, ne zadovoljavaju još gornja zona betonske ploče (oko 65.0%), donja zona drvenog dela preseka (oko 27.0%) i nosivost spojnih sredstava. Ako se za prekoračenja u obe zone drvenog dela nosala može reći da su donekle očekivana, to se za pritisnutu zonu betonskog dela nosača nikako ne može reći, posebno ako se ima u vidu da i pri graničnim vrednostima opterećenja na nosačima nisu uočena nikakva oštećenja u toj zoni.

Većina postupaka koji su primenjeni prilikom utvrđivanja mehaničkih karakteristika materijala i ispitivanja nosača, kao i teorijske osnove za proračun spregnutih nosača drvo-beton, prisutni su u do sada sprovedenim istraživanjima. Novine, kroz čiju prizmu se može sagledati doprinos ovog istraživanja ukupnoj bazi znanja iz ove oblasti, ogleda se u sledećem:

- ispitan je i primenjen potpuno nov sistem za unos sile prednaprezanja. Već je apostrofirano da je ovaj deo nosača jako osetljiv, pa se njegovom rešavanju pristupilo veoma studiozno. Konačni oblik ovog dela konstrukcije rezultat je dugotrajnog razrađivanja varijantnih rešenja. Pre same izrade elementa, pristupilo se izradi numeričkog modela (*ANSYS*), kako bi se u toj fazi što bolje stekao uvid u njegovo ponašanje pod opterećenjem. Ispitivanje je pokazalo da je ovakav sistem u stanju odgovoriti postavljenim zahtevima i kao takav je primenljiv u praksi.

- primenom metode konačnih elemenata i komercijalnog softvera *SAP2000*, formiran je model kojim je moguće izvršiti kontrolu nosivosti svi elemenata nosača. Taj model je dovoljno kompleksan da obuhvati sve relevantne parametre koji definišu ponašanje ovakvog nosača, a dovoljno jednostavan da bi bio primenljivu u svakodnevnoj inženjerskoj praksi.

- ispitivanjem spregnutih i spregnuto-prednapregnutih nosača i upoređivanjem dobijenih rezultata, došlo se do kvantitativnih podataka o stepenu postignutog poboljšanja. Ti podatci su vezani za nosivost, deformabilnost i krutost. Osim kvantitativnih pokazatelja, koji su na strani ojačanih nosača, doprinos ovog istraživanja ogleda se i u tome što su uočeni i kvalitativni parametri koji favorizuju ojačani sistem u odnosu na samo spregnuti. Tu se pre svega misli na uslov koji je trebalo ispuniti da bi se stalo sa nanošenjem opterećenja. Kod spregnutih nosača, sa nanošenjem opterećenja se stalo u trenutku kada bi došlo do loma. Kako je već rečeno, taj lom bi se uvek desio po zategnutoj zoni drvenog nosača. U tom trenutku, prosečna vrednost ugiba bila je nešto manja od *29.0mm*. Lom u zategnutoj zoni drvenih elemenata je uvek krt i praćen je jakim praskom. Kod prednapregnutih nosača, ako se izuzme treći nosač, sa nanošenjem opterećenja bi se stalo u trenutku kada bi donja ivica drvenog dela nosača ostvarila kontakt sa čeličnim šipkama. U tom trenutku prosečna izmerena vrednost ugiba iznosila je više od *40.0mm*. Na osnovu toga se može zaključiti da se primenom sistema prednaprezanja formiraju nosači sa znatno većom duktilnošću, u odnosu na one koji su samo spregnuti. Posebna povoljnost se ogleda u tome što je nastupanje krtog loma, kao jedne vrlo negativne pojave u konstrukcijama, odloženo uz očekivanje njegove pojave, ali pri znatno većem intenzitetu opterećenja. Isto to se može reći i za prsline, koje su se kod ojačnih nosača javile kada je sila u presi bila veća za skoro *35.0kN* u odnosu na samo spregnute nosače.

Glavni nedostatak ovakvog jednog sistema ogleda se u osetljivosti sistema za unos sile prednaprezanja. Da bi svi prethodno pobrojani benefiti došli do izražaja, ovaj sistem mora biti pouzdan. Način na koji je izveden ovaj sistem na ispitanim modelima je takav da kombinuje pritisak po omotaču rupe drveta (veza čelične kutije sa drvenom gredom preko zavrtnejeva) i ekscentrični pritisak paralelno vlaknima (čelo kutije sa drvenom gredom). Ovaj način je pogodan ukoliko se nosač projektuje za novi objekat, pa se sistem može montirati u radionici, a zatim direktno ugraditi na projektovano mesto. Pored toga, ukoliko su elementi za unos sile prednaprezanja ispod drvene grede, oni smanjuju slobodnu visinu prostora, što u slučajevima kada je taj parametar ograničen, može biti problem. Ispitivanje je pokazalo da je kvalitet drvene građe jako bitan, jer svaka greška u drvetu, pogotovo u zonama najvećih naprezanja, znači i drastično smanjenje nosivosti.

Bez obzira na prethodno pobrojane nedostatke, na osnovu svega izloženog može se zaključiti da se performanse spregnutih nosača drvo-beton značajno poboljšavaju primenom ovakvog načina prednaprezanja. Ta poboljšanja se vide i u kvantitativnim i u kvalitativnim pokazateljima. Primena jednog ovakvog sistema je moguća kako za potrebe sanacije i ojačanja postojećih konstrukcija, tako i za projektovanje novih konstrukcija.

Ovim tipom konstrukcije se, na globalnom nivou, bavio veoma mali broj istraživača. Sve parametre koji su bitni za ponašanje jednog ovakvog kompleksnog sistema, nije moguće obuhvatiti samo jednim istraživanjem. Doprinos ove disertacije se ogleda u tome što su se, na osnovu rezultata dobijenih prilikom ispitivanja, otvorile nove teme koje bi mogle biti predmetom budućih istraživanja. Poseban akcenat može biti usmeren na:

- ispitivanje uticaja dugotrajnog opterećenja na ovakav tip nosača. Praksa je pokazala da je kod spregnutih nosača uticaj faktora koji se dovode u vezu sa reologijim i mehanosorpcijom značajan. Budući da je u kompletan sistem ubačen još jedan materijal, ta problematika će još dodatno dobiti na važnosti,

- procena osetljivosti parametara od kojih zavisi nosivost nosača (dimenzije poprečnih preseka, mehaničke i fizičke karakteristike materijala),

- potrebno je istražiti način na osnovu kojeg će biti moguće odrediti veličinu sile u šipci za prednaprezanje. Prilikom ispitivanja na ovim elementima su bile montirane merne trake, pa je u svakom trenutku, na osnovu veličine dilatacije, poprečnog preseka i modula elastičnosti bilo moguće odrediti silu. Ovo u realnim konstrukcijama sigurno nikad neće biti slučaj.

- u ovom istraživanju je primenjen jedan sistem za unos sile prednaprezanja. Potrebno je razraditi još neke mogućnosti za projektovanje tih sistema i međusobno ih uporediti.

- potrebno je istražiti i dati procenu gubitaka sile prednaprezanja. Ovim istraživanjem je uzeta u obzir sila u trenutku $t=0$, kada su ti gubici minimalni. Do gubitaka, koji dolaze kao posledica elastičnih deformacija, reologije, relaksacije napona, će zasigurno doći, pa je jako bitno da se odredi intenzitet sile na koju se pouzdano može računati u trenutku $t=\infty$.

- ovakav tip nosača je aplikativan i u mostogradnji. Iz tog razloga je potrebno ispitati ponašanje ovih nosača usled dinamičkih dejstava.

- unapređenje proračunskog modela koji bi bio u stanju da obuhvati sve ove parametre. U današnje vreme veliki je broj naprednih softvera (*SAP2000*, *Axis VM*, *Dlubal Rfem*, *SCIA Engineering*, *Tower...*) koji u svojim bibliotekama imaju dovoljan broj tipova konačnih elemenata kojima se uspešno može modelirati jedan ovakav nosač. Taj model treba biti taman toliko kompleksan da obuhvati sve relevantne parametre ovakvog jednog nosača, a opet ne toliko komplikovan da bi bio primenljiv u svakodnevnoj inženjerskoj praksi.

LITERATURA

Alendar, V. 2003. Prethodno napregnuti beton. Beograd : Građevinski fakultet u Beogradu, Institut za materijale i konstrukcije, Oktobar 2003.

Buđevac, D., i dr. 2009. Matalne konstrukcije. Beograd : Građevinska Knjiga, 2009.

Capozucca, Roberto. 1998. Bond stress system of composite concrete-timber beams. s.l. : Materials and Structures, 1998. T. 31, 9, str. 634-640.

Ceccotti, Ario. 2002. Composite concrete-timber structures. s.l. : Progress in Structural Engineering and Materials, July 2002. Vol. 4, pp. 264–275.

Ceccotti, Ario, Fragiaco, Massimo / Giordano, Saverio. 2006. Behaviour of a Timber-Concrete Composite Beam with Glued Connection at Strength Limit State. s.l. : University of Canterbury. Civil Engineering, 2006.

Ceccotti, Ario, Fragiaco, Massimo / Giordano, Saverio. 2006. Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection. s.l. : Materials and Structures, 2006. T. 40, 1, str. 15-25. DOI 10.1617/s11527-006-9094-z.

Clouston, Pegg, Bathon, Leander A. / Schreyer, Alexander. 2005. Shear and Bending Performance of a Novel Wood–Concrete Composite System. s.l. : Journal of Structural Engineering, ASCE, 2005. T. 131, 9, str. 1404-1412. 0733-9445/2005/9-1404–1412/\$25.00.

Crocetti, Roberto, Sartori, Tiziano / Tomasi, Roberto. 2015. Innovative Timber-Concrete Composite Structures with Prefabricated FRC Slabs. s.l. : Journal of Structural Engineering, ASCE, 2015. T. 141, 9, str. 04014224 1-10. ISSN 0733-9445/04014224(10)/\$25.00.

CSI, Computers and Structures INC. 2010. *CSI Analysis Reference Manual*. Berkeley, California, USA : CSI, Berkely, 2010. ISO# GEN062708M1, Rev.3.

Cvetković, Radovan. 2016. Mehaničko ponašanje spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton. s.l. : Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Doktorska disertacija, 2016.

Deam, Bruce L., Fragiaco, Massimo / Gross, Shane L. 2008. Experimental Behavior of Prestressed LVL-Concrete Composite Beams. s.l. : Journal of Structural Engineering, 2008. T. 134, 5, str. 801-809. 0733-9445/2008/5-801–809/\$25.00..

Dias, A.M.P.G. and Jorge, L.F.C. 2011. The effect of ductile connectors on the behaviour of timber–concrete composite beams. s.l. : Engineering Structures, 2011. Vol. 33, pp. 3033-3042.

Dias, A.M.P.G. 2005. Mechanical behaviour of timber-concrete joints (PhD Thesis). s.l. : Engenheiro Civil, Universidade de Coimbra, geboren te Sertã, Portugal, 2005.

- Dias, Alfredo M.P.G., i drugi. 2007.** A non-linear 3D FEM model to simulate timber-concrete joints. s.l. : Advances in Engineering Software, 2007. T. 38, str. 522-530.
- Evrokod 2, EN 1992-1-1:2004. 2006.** Proračun betonskih konstrukcija, Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrada. Beograd : Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2006. 86-7518.058-6.
- Evrokod 3, EN 1993-1-1:2005. 2006.** Proračun čeličnih konstrukcija, Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade. Beograd : Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2006.
- Evrokod, 4. 2004.** EN 1994-1-1:Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, Deo 1.1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada. Beograd : s.n., 2004.
- Evrokod, 5. 1996.** Proračun drvenih konstrukcija, Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada. Beograd : s.n., 1996.
- Fragiacomo, Massimo. 2005.** A finite element model for long term analysis of timber-concrete composite beams. s.l. : Structural Engineering Mechanics, 2005. T. 20, 2, str. 173-189.
- Fragiacomo, Massimo. 2012.** Experimental behaviour of a full-scale timber-concrete composite floor with mechanical connectors. s.l. : Materials and Structures, 2012. T. 45, 11, str. 1717-1735. 1359-5997.
- Fragiacomo, Massimo, Amadio, Claudio / Macorini, Lorenzo. 2007.** Short- and long-term performance of the “Tecnaria” stud connector for timber-concrete composite beams. s.l. : Material and Structures, 2007. T. 40, 10, str. 1013-1026.
- Frangi, Andrea / Fontana, Mario. 2003.** Elasto-Plastic Model for Timber-Concrete Composite Beams with Ductile Connection. s.l. : Structural Engineering International, 2003. T. 13, 1, str. 47-57.
- Gelfi, Piero, Giuriani, Ezio / Marini, Alessandra. 2002.** Stud Shear Connection Design for Composite Concrete Slab and Wood Beams. s.l. : Journal of Structural Engineering, 2002. T. 128, 12. 0733-9445/2002/12-1544-1550/\$8.00+\$50.
- Girhammar, Ulf Arne. 2009.** A simplified analysis method for composite beams with interlayer slip. s.l. : International Journal of Mechanical Sciences, 2009. T. 51, 7, str. 515-530.
- Godycki, T., Pawlica, J. and Kleszczewski, J. 1984.** Concrete decks with wooden joists / Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. s.l. : Bauingenieur, 1984. Vol. 59, 12, pp. 477-483.
- Gutkowski, Richard M., Balogh, Jenő / To, Lam Giang. 2010.** Finite-Element Modeling of Short-Term Field Response of Composite Wood-Concrete Floors/Decks.

s.l. : Journal of Structural Engineering, 2010. T. 138, 6, str. 707-714. 0733-9445/2010/6-707-714/\$25.00..

Gutkowski, Richard M., i drugi. 2004. Investigation of Notched Composite Wood–Concrete Connections. s.l. : Journal of Structural, ASCE, 2004. T. 130, 10, str. 1553-1561. 0733-9445/2004/10-1553-1561/\$18.00.

Gutkowski, Richard M., i drugi. 2008. Laboratory tests of composite wood-concrete beams. s.l. : Construction and Building Materials, 2008. T. 22, 6, str. 1059-1066.

ISO 1920-4. 2020. Testing of concrete - Part 4: Strength of hardened concrete. 2020.

ISO 2394:2012. 2012. General principles on reliability for structures. 2012.

Kazimierz, F. i Kazimierz, F. 2015. Examples of solutions for steel-concrete composite structures in bridge engineering. s.l. : Civil and Environmental Engineering Reports, 2015. str. 51-68.

Lukaszewska, E. 2009. Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors (PhD Thesis). Luleå : Department of Civil, Mining and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering, Universitetstryckeriet, 2009.

Lukaszewska, Elzbieta, Johnsson, Helena / Fragiaco, Massimo. 2008. Performance of connections for prefabricated timber–concrete composite floors. s.l. : Materials and Structures, 2008. T. 41, str. 1533-1540.

Lyu, Zhan, Málaga-Chuquitaype, Christian / Ruiz-Teran, Ana. 2019. Design of timber-concrete composite (TCC) bridges with under-deck stay cables. s.l. : Engineering Structures, 2019. T. 189, str. 589-604.

McCullough, C.B. 1934. Highway viaducts in Oregon of prefabricated timber. s.l. : Wood Preserving News, November 1934. Vol. X11, 11.

Mihajlović, V. 1989. Spregnute i prednapregnute konstrukcije - proračun napona i deformacija. Subotica : Naučna Knjiga, Beograd, 1989.

Möhler, Karl. 1956. Über das Tragverhalten von Biergerträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln. s.l., Germany : Habilitation, Technische Universität Karlsruhe, 1956.

Monteiro, S.R.d S. 2015. Load Distribution on Timber-Concrete Composite Floors. PhD Thesis s.l. : Faculty of Sciences and Technology of the University of Coimbra, 2015.

Mungwa, Martin S., i drugi. 1999. Experimental study of a composite wood-concrete beam with the the INSA-Hilti new flexible shear connector. s.l. : Elsevier Science Ltd, 1999. T. 13, str. 371-382.

Nawy, E.G. 2009. Prestressed Concrete, A Fundamental approach,. Fifth, Update ACI, AASHTO, IBC 2009 Code Versions s.l., USA : Prentice Hall, 2009.

Nawy, Edward G. 2009. *Prestressed Concrete - a fundamental approach, 5th edition.* s.l. : Prentice Hall, 2009. ISBN 0-13-608150-9.

Oregon State Highway Commission. 1932. Loading Tests on a New Composite-Type Short Span Highway Bridge. s.l. : Highway Department Technical Bulletin, 1932. Vol. 1.

Persaud, Richard / Symons, Digby. 2006. Design and testing of a composite timber and concrete floor system. s.l. : The Structural Engineer, 2006. T. 84, 4, str. 22-30.

Piazza, Maurizio / Ballerini, Marco. 2000. Experimental and numerical results on timber-concrete composite floors with different connection systems. s.l. : 6th World Conference on Timber Engineering WCTE 2000, Whistler Resort, British Columbia, Canada, 2000.

Poštulka, J. 1983. Strengthening of wooden ceiling constructions. s.l. : Reports of the Working Commissions, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), 1983. Vol. 46, pp. 441-447.

Pržulj, M. 1989. Spregnute konstrukcije, teoretske osnove, poračun i konstruisanje sprezanja čelika i betona kod nosača, ploča i stubova sa primjenom u mostogradnji i visokogradnji. Beograd : IRO "Građevinska knjiga", 1989.

Radosavljević, Ž. / Bajić, D. 1988. Armirani beton, Knjiga 3, Elementi armiranobetonskih konstrukcija. Beograd : IRO "Građevinska knjiga", 1988.

Shi, Benkai, i drugi. 2020. Experimental and theoretical investigation of prefabricated timber-concrete composite beams with and without prestress. s.l. : Engineering Structures, 2020. T. 204, str. Article 109901.

SRPS EN ISO 6892-1. 2017. Metalni materijali, Ispitivanje zatezanjem, Deo 1: Metoda (ispitivanja na sobnoj temperaturi). 2017.

SRPS EN, 1194. 2014. Drvene konstrukcije, Lepljeno lamelirano drvo, Klase čvrstoće i određivanje karakterističnih vrednosti. 2014.

SRPS EN, 408. 2014. Drvene konstrukcije - Konstrukcijsko drvo i lepljeno lamelirano drvo - Određivanje fizičkih i mehaničkih svojstava. 2014.

SRPS ISO 4012:2000. 2000. Beton - Određivanje čvrstoće epruveta pri pritisku. 2000.

SRPS ISO 4108:2000. 2000. Beton - Odeđivanje čvrstoće epruveta pri zatezanju cepanjem. 2000.

- SRPS ISO 6784:2000. 2000.** Beton - Određivanje statičkog modula elastičnosti pri pritisku. 2000.
- Steinberg, Eric, Selle, Ricky / Fast, Thorsten. 2003.** Connectors for Timber–Lightweight Concrete Composite Structures. s.l. : Journal of Structural Engineering (ASCE), 2003. T. 129, 11, str. 1538-1545. 733-9445/2003/11-1538–1545/\$18.00.
- Stevanović, Boško. 2004.** Eksperimentalna i teorijska analiza spregnutih nosača drvo-beton izvedenih mehaničkim spojnim sredstvima. s.l. : Materijali i konstrukcije, 2004. Tom. 1-2, str. 29-46.
- SWTrails PDX. 2016.** History of the Barbur Blvd bridges. [Na mreži] 27 Avgust 2016. [Citirano: 1 Juli 2019.] <https://swtrails.org/blog/2016/08/27/history-of-the-barbur-blvd-bridges/>.
- Tajnik, Matjaž, Dobrila, Peter / Premrov, Miroslav. 2007.** Analysis of composite T beam composed of timber, concrete and carbon strip. s.l. : WSEAS TRANSACTIONS on APPLIED and THEORETICAL MECHANICS, 2007. T. 2, 9, str. 177-186. 1991-8747.
- To, L.G. 2009.** 3D Finite Element Modeling of Time-Dependent Behavior of Wood-Concrete Composite Beams. PhD Thesis Fort Collins : Colorado State University, Department of Civil and Environmental Engineering, 2009.
- Toratti, Tomi. 1992.** Creep of timber beams in a variable environment. s.l. : Report No. 31. Laboratory of Structural Engineering and Building Physics, Helsinki University of Technology, Finland, 1992.
- Van der Linden, Mario. 1999.** Timber-concrete composite beams. s.l. : HERON, 1999. T. 44, 3, str. 215-239. 0046-7316.
- Van der Linden, Mario. 1999.** Timber-concrete composite floor systems. *Ph.D Thesis*. Delft, The Netherlands : Delft University Press, 1999.
- VSL INTERNATIONAL LTD. 1996.** Detailing For Post-Tensioned; General Principales, Local Zone Design, General Zone Design, Examples from Practise. Bern, Switzerland : VSL REPORT SERIES, 1996.
- Yeoh, David Eng Chuan, Fragiaco, Massimo / Deam, Bruce. 2011.** Experimental behaviour of LVL–concrete composite floor beams at strength limit state. s.l. : Engineering Structures, 2011. T. 33, 9, str. 2697-2707.
- Zhang, Chao. 2013.** Analysis of the Timber-Concrete Composite Systems with Ductile Connection. s.l. : University of Toronto, Department of Civil Engineering, Master Thesis, 2013.

LISTA SLIKA

Slika 2.1.1.1 Tip spregnutog nosača međuspratne konstrukcije patentiran u Kanadi 1922. god, mere su u [cm].	6
Slika 2.1.1.2 Najčešće primenjivani tipovi spregnutih nosača: a) sa AB pločom livenom na licu mesta, b1) sa montažnom AB pločom i poprečnom spojnicom, b1) sa montažnom AB pločom i podužnom spojnicom, c) prefabrikovana ploča kao oplata, a ostatak liveni beton, d) spregnuti nosač sa profilisanim limovima, e1) i e2) sprezanje sa pojasom rešetkastog nosača (Buđevac, i dr., 2009)	7
Slika 2.1.1.3 Moždanici u obliku čepa sa glavom	8
Slika 2.1.1.4 Fleksibilni i kruti moždanici	9
Slika 2.1.1.5 Prednapregnuti moždanici koji se koriste za sprezanje gotovih AB ploča	9
Slika 2.1.1.6 Most Talbrücke Reichenbach (Nemačka)	10
Slika 2.1.1.7 Most preko reke Vistula (Poljskoj)	10
Slika 2.1.1.8 Most na jezeru Gazivode (Srbija)	11
Slika 2.1.1.9 New Forth Bridge (Škotska, Velika Britanija)	11
Slika 2.1.2.1 The Newbury Street viaduct (SWTrails PDX, 2016)	12
Slika 2.1.2.2 Međuspratna konstrukcija ojačana sprežanjem (Poštulka, 1983), (mere su u mm)	13
Slika 2.1.2.3 Najčešće primenjivana spojna sredstva za sprežanje drveta i betona, (Ceccotti, 2002)	14
Slika 2.1.2.4 Postavka uzorka i opreme za “push out“ test	15
Slika 2.1.2.5 Šema nanošanja opterećenja i idealizovana kriva opterećenje-klizanje za određivanje modula pomerljivosti veze prema SRPS EN26891	16
Slika 2.1.2.6 Kriva Sila-Pomeranje u zavisnosti od tipa upotrebljenog moždanika (Dias, et al., 2011)	16
Slika 2.1.2.7 Ilonse Bridge (Francuska)	17
Slika 2.1.2.8 Passarelle de Preuilly (Okser, Francuska)	17
Slika 2.2.1.1 Prednaprežanje lučnih i grednih nosača iz više segmenata (patent P.H. Jackson)	18
Slika 2.2.1.2 Sistem za ukotvljavanje kablova za prednaprežanje	19
Slika 2.2.1.3 Radni dijagrami armaturnog čelika i čelika za prednaprežanje (VSL INTERNATIONAL LTD, 1996)	20
Slika 2.2.1.4 Klasifikacija sistema za prednaprežanje	21
Slika 2.2.1.5 Postupak prednaprežanja na stazi (Alendar, 2003)	21
Slika 2.2.1.6 Vanjsko prednaprežanje AB mosta	22
Slika 2.2.2.1 Dispozicija dvopojasnog nosača	22
Slika 2.2.2.2 a) Preraspodela presečnih sila u dvopojasnom nosaču sa dve vertikale, b) zamenjujući model grede na elastičnim osloncima	23

Slika 2.2.2.3 Angažovanje zatege u dvopojasnom nosaču a) i b) pasivno-bez prednaprezanja, c) i d) aktivno-sa prednaprežanjem	24
Slika 2.2.2.4 Dispozicija glavnog nosača hangara sa karakterističnim presecima i izgledom jednog razupirača [mm].....	24
Slika 2.2.2.5 Osnova sa karakterističnim presecima noseće konstrukcije Beogradske Arene; rasponi u [cm], visinske kote u [m].....	25
Slika 2.2.2.6 Izgled objekta po završetku montaže glavnih nosača	25
Slika 2.3.1.1 Moždanik INSA-HILTI (Mungwa, i drugi, 1999).....	26
Slika 2.3.1.2 Tipovi ispitanih spojnih sredstava (Van der Linden, 1999), mere su u [mm].....	27
Slika 2.3.1.3 Izgled tipskih moždanika korišćenih u ispitivanju (Steinberg, i drugi, 2003), mere su u [mm].....	28
Slika 2.3.1.4 Veza ostvorena tipskim spojnim sredstvom, a) šematski prikaz, b) Hilti moždanik, (Gutkowski, i drugi, 2004)	29
Slika 2.3.1.5 Mogućnost sprežanja drveta i betona čeličnim perforiranim pločama (Clouston, i drugi, 2005)	30
Slika 2.3.1.6 Lom spojnog sredstva u push-out testu (Clouston, i drugi, 2005)	30
Slika 2.3.1.7 Tipovi spojnih sredstava za prefabrikovane spregnute nosače drvo-beton (Lukaszewska, 2009).....	31
Slika 2.3.1.8 Postavka za dugotrajni test nosivosti tipskih moždanika tip "Tecnaria" mere su u [cm], (Fragiacomo, i drugi, 2007)	32
Slika 2.3.2.1 Tipovi ispitanih spregnutih nosača (Stevanović, 2004), mere su u [cm]	34
Slika 2.3.2.2 Ispitani uzorci, a) poprečni presek, b) postavka za three-point bending test (Persaud, i drugi, 2006)	34
Slika 2.3.2.3 Geometrija i poprečni presek nosača (Ceccotti, i drugi, 2006), mere su u [cm].	35
Slika 2.3.2.4 Prefabrikovani nosači tipa "M", a) aksonometrijski prikaz, b) poprečni presek ispitanih nosača (Yeoh, i drugi, 2011), mere su u [mm]	36
Slika 2.3.2.5 Tipovi spojnih sredstava korišteni za sprežanje ispitivanih greda (Yeoh, i drugi, 2011), mere su u [mm]	37
Slika 2.3.2.6 Ispitana međuspratna konstrukcija, a)rasponi i međusobni razmaci drvenih greda u osnovi, b) postavka za ispitivanje ploče bez podupirača, c) raspored SFS konektora (Fragiacomo, 2012), mere su u [mm].....	38
Slika 2.3.2.7 Primenjeni sistemi sprežanja i geometrija ispitivanih grednih nosača; a) i c) serija "A", b) i d) serija "B", (Cvetković, 2016)	40
Slika 2.3.3.1 Preraspodela normalnih napona na spregnutom nosaču dodatno ojačanom CRFP vlaknima, (Tajnik, i drugi, 2007)	41
Slika 2.3.3.2 Spregnute i prednapregnute grede a) sa pravolinijskom trasom kablova, b) sa poligonalnom trasom kablova, c) poprečni presek nosača sa jednim rebrom, d) poprečni presek nosača sa dva rebra, (Deam, i drugi, 2008), mere su u [mm]	42
Slika 2.3.3.3 Izgledi i poprečni preseci greda, a)spregnuta, b) spregnuta i prednapregnuta, (Lyu, i drugi, 2019)	43

Slika 2.3.3.4 Postavka za eksperiment a) neprednapregnuta i prednapregnuta greda, b) poprečni preseki ispitanih greda, c) nanaošnje i merenje sile prednapreznaja, (Shi, i drugi, 2020), mere su u [mm]	44
Slika 2.3.4.1 Virandelov model za spregnuti nosač, (Ceccotti, 2002)	45
Slika 2.3.4.2 Proračunski model spregnutog nosača drvo-beton uz pomoć LINK elemenata, (Zhang, 2013), mere su u [mm].....	46
Slika 2.3.4.3 MKE model, (Fragiacomo, 2005)	46
Slika 2.3.4.4 Parametri koji utiču na dugotrajno ponašanje spregnutih nosača drvo-beton, (To, 2009).....	47
Slika 2.3.4.5 3D MKE model napravljen uz pomoć LINK, FRAME i SHELL elemenata, (Crocetti, i drugi, 2015).....	47
Slika 2.3.4.6 Modeli korišteni u istraživanju, a) dimenzije stvarnog modela sa globalnim osama, b) MKE model, (Dias, i drugi, 2007), mere su u [mm].....	48
Slika 3.1.1.1 Deformacije u nosaču zavisno od stepena spreznaja	49
Slika 3.1.1.2 Površine potrebne za proračun stepena postignutog spreznaja	50
Slika 3.1.2.1 Preraspodela dilatacija, napona i momenta savijanja u nespregnutom nosaču ...	51
Slika 3.1.3.1 Preraspodela dilatacija, napona i presečnih sila u potpuno spregnutom nosaču .	52
Slika 3.1.4.1 Spoljašnje opterećenje i presečne sile na jednom spregnutom nosaču drvo-beton	54
Slika 3.1.4.2 Presečne sile na diferencijalno malom delu spregnutog nosača.....	55
Slika 3.1.4.3 Deformacije preseka usled dejstva momenta savijanja i normalne sile	56
Slika 3.1.5.1 Vrednosti modula pomerljivosti koji se koriste u proračunu	61
Slika 3.1.5.2 Gelfi-jev model za proračun krutosti moždanika, (Gelfi, i drugi, 2002).....	62
Slika 3.1.5.3 Geometrijske karakteristike i naponi u elastično spregnutom nosaču	62
Slika 3.1.5.4 Karakteristični oblici loma spojnog sredstva za vezu drvo-debela čelična ploča u jednosečnom spoju	64
Slika 3.1.6.1 Frozen shear metod, a) opterećenje u obliku sinusnog polutalasa i odgovarajuća transferzalna sila, b) izgled dijagrama sila-pomeranje nakon plastifikacije jednog spojnog sredstva, (Van der Linden, 1999)	65
Slika 3.1.6.2 Razlika između stvarnog ugiba i ugiba dobijenog Frozen shear postupkom, (Zhang, 2013).....	66
Slika 3.1.6.3 Razlika između stvarnog ugiba i ugiba dobijenog elasto-plastičnim postupkom, (Zhang, 2013)	66
Slika 4.1.1.1 Dimenzije uzoraka za određivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima, mere su u [cm].....	69
Slika 4.1.1.2 Postavka testa za određivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima	69
Slika 4.1.1.3 Lom uzoraka pri ispitivanju čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima.....	71
Slika 4.1.2.1 Uzorci za određivanje modula elastičnosti pri savijanju.....	73

Slika 4.1.2.2 Utvrđivanje modula elastičnosti drveta prisavijanju. a) i b) postavka eksperimenta (šematski i pri izvršenju), c) i d) položaj i tip ugibometra, mere su u [cm].....	74
Slika 4.1.2.3 Lom ispitanih uzoraka.....	74
Slika 4.1.2.4 Šematski prikaz načina određivanja modula elastičnosti pri savijanju.....	74
Slika 4.2.1.1 Uzorci korišteni za određivanje čvrstoće na zatezanje i modula elastičnosti.....	78
Slika 4.2.1.2 Uzorci od čelika u mašini za ispitivanje.....	78
Slika 4.2.1.3 Izgled uzoraka nakon završenog ispitivanja.....	79
Slika 4.3.1.1 Uzimanje uzoraka iz ispitanih greda kako bi se odredila čvrstoća betona na pritisak.....	81
Slika 4.3.1.2 Ispitivanje čvrstoće na pritisak kernova od betona (uzorak u mašini za ispitivanje kao i izgled uzoraka nakon ispitivanja).....	82
Slika 4.3.2.1 Ispitivanje čvrstoće na zatezanje cepanjem (uzorci pre i posle ispitivanja).....	83
Slika 4.3.3.1 Postavka eksperimenta za određivanje modula elastičnosti betonskih uzoraka.....	84
Slika 5.4.1.1 Postavka ispitivanja spregnutih nosača drvo-beton.....	91
Slika 5.4.1.2 Raspored mernih mesta na spregnutom nosaču.....	92
Slika 5.4.1.3 Postavka ispitivanja spregnuto-prednapregnutih nosača.....	93
Slika 5.4.1.4 Raspored mernih mesta na ojačanom nosaču.....	93
Slika 5.4.2.1 Izgled deformisanog nosača tokom ispitivanja.....	94
Slika 5.4.2.2 Lom u zategnutoj zoni drvenog dela spregnutog nosača.....	97
Slika 5.4.2.3 Čelične ploče u betonskom delu nosača.....	97
Slika 5.4.2.4 Prsline na spregnutim nosačima.....	98
Slika 5.4.2.5 Položaj uređaja za merenje relativnog klizanja između drvenog i betonskog dela nosača.....	101
Slika 5.4.2.6 Odizanje betonske ploče.....	104
Slika 5.4.3.1 Označavanje i raspored mernih traka na spregnutom nosaču.....	105
Slika 5.4.4.1 Izgled deformisanog spregnuto-prednapregnutog nosača.....	110
Slika 5.4.4.2 Kontakt donje ivice rebra sa čeličnim zategama.....	110
Slika 5.4.4.3 Lom grede PSG3.....	113
Slika 5.4.4.4 Pukotina u gornjoj zoni drvenog dela nosača.....	113
Slika 5.4.4.5 Veličine prsline u betonskom delu preseka pri različitim nivoima opterećenja.....	114
Slika 5.4.4.6 Lokalne deformacije na rebru nosača nastale kao posledica prednaprežanja.....	114
Slika 5.4.4.7 Položaj uređaja za merenje relativnog pomeranja kod prednapregnutih nosača.....	118
Slika 5.4.4.8 Odizanje betonske ploče u odnosu na drveni nosač.....	121
Slika 5.4.5.1 Označavanje i raspored mernih traka na prednapregnutom nosaču.....	122
Slika 6.1.2.1 Geometrija ispitanog spregnutog nosača sa dimenzijama poprečnog preseka (mere su u cm).....	131

Slika 6.2.1.1 Elastične i plastične dilatacije u radnom dijagramu.....	140
Slika 6.2.1.2 Odnos napon dilatacija na delu dijagrama iznad linearnog područja.....	140
Slika 6.2.1.3 Radni dijagram za moždanike i čeličnu papuču.....	141
Slika 6.2.1.4 Materijalni model čelika za unos sile prednaprezanja	141
Slika 6.2.1.5 Radni dijagram za drvo	142
Slika 6.2.2.1 Geometrija nosača za proračun metodom konačnih elemenata	143
Slika 6.2.2.2 Izgled modela nakon završenog prvog koraka pretprocesora	143
Slika 6.2.2.3 CONTA174 i TARGE170 konačni elementi (ANSYS Element Reference 1).....	144
Slika 6.2.2.4 SOLID186 konačni element (ANSYS Element Reference 2).....	145
Slika 6.2.2.5 Model nakon generisanja mreže konačnih elemenata.....	145
Slika 6.2.3.1 Vertikalno pomeranje nosača na kraju prvog koraka [mm].....	146
Slika 6.2.3.2 Normalni naponi u X pravcu na spregnutom nosaču na kraju prvog koraka [MPa].....	146
Slika 6.2.3.3 Dilatacije u X pravcu na spregnutom nosaču na kraju prvog koraka [mm/mm]	147
Slika 6.2.3.4 Normalni napon u X pravcu u šipci za prednaprezanje na kraju prvog koraka [MPa].....	147
Slika 6.2.3.5 Dilatacija u X pravcu u šipci za prednaprezanje na kraju prvog koraka [mm/mm]	147
Slika 6.2.3.6 Vertikalno pomeranje nosača na 40.0% opterećenja drugog koraka [mm]	147
Slika 6.2.3.7 Normalni naponi u X pravcu na spregnutom nosaču na 40.0% opterećenja drugog koraka [MPa].....	148
Slika 6.2.3.8 Dilatacije u X pravcu na spregnutom nosaču na 40.0% opterećenja drugog koraka [mm/mm].....	148
Slika 6.2.3.9 Normalni naponi u X pravcu u šipci za prednaprezanje na 40.0% opterećenja drugog koraka [MPa].....	148
Slika 6.2.3.10 Dilatacije u X pravcu u šipci za prednaprezanje na 40.0% opterećenja drugog koraka [mm/mm].....	148
Slika 6.2.3.11 Vertikalno pomeranje nosača na kraju drugog koraka [mm]	149
Slika 6.2.3.12 Ukupni normalni naponi u X pravcu na spregnutom nosaču na kraju drugog koraka [MPa].....	149
Slika 6.2.3.13 Ukupne dilatacije u X pravcu na spregnutom nosaču na kraju drugog koraka [mm/mm].....	149
Slika 6.2.3.14 Ukupni normalni napon u X pravcu u šipci za prednaprezanje na kraju drugog koraka [MPa].....	149
Slika 6.2.3.15 Ukupna dilatacija u X pravcu u šipci za prednaprezanje na kraju drugog koraka [mm/mm].....	150
Slika 6.2.3.16 Horizontalna pomeranja na krajevima drvene i betonske grede na 40.0% opterećenja drugog koraka [mm/mm]	150

Slika 6.2.3.17 Horizontalna pomeranja na krajevima drvene i betonske grede na kraju drugog koraka [mm/mm].....	150
Slika 6.2.3.18 Ekvivalentni (von-Mises) naponi u moždanicima na kraju drugog koraka [MPa]	150
Slika 6.3.2.1 Stvarna geometrija nosača sa geometrijom numeričkog modela (mere su u cm)	152
Slika 6.3.3.1 Proračunski model sa zadatim dodatnim opterećenjem	154
Slika 6.3.4.1 Normalni naponi na gornjoj ivici betonske ploče	155
Slika 6.3.4.2 Normalni naponi na donjoj ivici betonske ploče.....	155
Slika 6.3.4.3 Momenat savijanja u drvenog gredi spregnutog nosača	155
Slika 6.3.4.4 Transferzalna sila u drvenog gredi spregnutog nosača	156
Slika 6.3.4.5 Normalna sila u drvenoj gredi i šipci za prednaprezanje	156
Slika 6.3.4.6 Transferzalna sila u moždanicima.....	156
Slika 6.3.4.7 Ugib nosača.....	157
Slika 5.2.1 Osnovni nosač korišten u ispitivanju, a) izgled, b) poprečni presek, mere su u [cm]	86
Slika 5.2.2 Moždanici upotrebljeni za sprezanje, a) krajnja polja, b) srednje polje.....	87
Slika 5.2.3 Priprema nosača za betoniranje, a) drveni nosači sa oplatom na privremenim osloncima i bušenje rupa u drvenom nosaču za ugradnju moždanika, b) nosači spremni za betoniranje.....	87
Slika 5.2.4 Nosači nakon demontaže oplata.....	88
Slika 5.3.1 Varijanta sistema za prednaprezanje sa dveparalelne poligonala šipke	88
Slika 5.3.2 Varijanta sa pravolinijskim šipkama i čeličnom pločom unutar drvene grede	89
Slika 5.3.3 Varijanta sa pravolinijskim šipkama i čeličnom kutijom na kraju drvenog nosača	89
Slika 5.3.4 Numerički model primenjenog sistema prednaprezanja	90
Slika 5.3.5 Naprezanja u drvenom delu nosača na mestu unosa sile prednaprezanja	91

LISTA TEBELA

Tabela 4.1.1.1 Dimenzije poprečnog preseka ispitanih uzoraka	70
Tabela 4.1.1.2 Rezultati ispitivanja čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima	72
Tabela 4.1.2.1 Modul elastičnosti na savijanje drvenih greda dobijeni ispitivanjem.....	76
Tabela 4.1.2.2 Karakteristična vrednost modula elastičnosti ispitanih uzoraka pri savijanju..	76
Tabela 4.1.3.1 Karakteristična vrednost čvrstoće na savijanje ispitanih uzoraka	77
Tabela 4.2.1.1 Rezultati ispitivanja čeličnih uzoraka.....	80
Tabela 4.3.1.1 Rezultati ispitivanja betonskih kernova.....	82
Tabela 4.3.2.1 Rezultati ispitivanja čvrstoće na zatezanje betona	83
Tabela 4.3.3.1 Modul elastičnosti betona.....	85
Tabela 5.4.1.1 Oznake mernih mesta i tip upotrebljenog instrumenta za ispitivanje spregnutih nosača	92
Tabela 5.4.1.2 Oznake mernih mesta i tip upotrebljenog instrumenta za ispitivanje spregnuto-prednapregnutih nosača.....	94
Tabela 5.4.2.1 Vrednosti sila i ugiba pri intenzitetu od 10.0% i 40.0% od maksimalne sile i krutost nosača	100
Tabela 5.4.2.2 Statistička obrada rezultata dobijenih ispitivanjem spregnutih nosača	104
Tabela 5.4.4.1 Vrednosti sila i ugiba pri intenzitetu od 10.0% i 40.0% od maksimalne sile i krutost nosača	117
Tabela 5.4.4.2 Statistička obrada rezultata dobijenih ispitivanjem prednapregnutih nosača .	121
Tabela 6.1.1.1 Mehaničke karakteristike drvenog dela nosača dobijene ispitivanjem i statističkom obradom	128
Tabela 6.1.1.2 Mehaničke karakteristike betonskog dela nosača dobijene ispitivanjem i statističkom obradom	130
Tabela 6.1.2.1 Dozvoljeno korisno opterećenje grede sa i bez parcijalnog koeficijenta sigurnosti	136
Tabela 6.3.4.1 Vrednosti normalnih napona u ivičnim vlaknima betonske ploče.....	157
Tabela 6.3.4.2 Vrednosti presečnih sila u drvenoj gredi i čeličnoj šipci.....	157
Tabela 6.3.4.3 Vrednost poprečne sile u moždanicima.....	158
Tabela 6.3.4.4 Vrednosti ugiba u nosaču	158
Tabela 7.2.1 Izmerene i sračunate vrednosti ugiba i relativnog pomeranja	163
Tabela 7.2.2 Izmerene i sračunate vrednosti dilatacija i napona u betonskom delu poprečnog preseka.....	163
Tabela 7.2.3 Izmerene i sračunate vrednosti dilatacija i napona u drvenom delu poprečnog preseka.....	164
Tabela 7.2.4 Izmerene i sračunate vrednosti dilatacija i napona u čeličnoj šipci.....	164

LISTA DIJAGRAMA

Dijagram 4.1.1.1 Odnos sila-izduženje na ispitanim uzorcima.....	71
Dijagram 4.1.2.1 Odnos sila-ugib na ispitanim uzorcima	75
Dijagram 4.2.1.1 Odnos sila - izduženje na ispitanim uzorcima.....	79
Dijagram 5.4.2.1 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču SG1.....	95
Dijagram 5.4.2.2 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču SG2.....	95
Dijagram 5.4.2.3 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču SG3.....	96
Dijagram 5.4.2.4 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču SG4.....	96
Dijagram 5.4.2.5 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču SG5.....	96
Dijagram 5.4.2.6 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost sile pri lomu.....	98
Dijagram 5.4.2.7 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost ugiba neposredno pre loma.....	99
Dijagram 5.4.2.8 Proračunate vrednosti maksimalnih momaneta savijanja.....	99
Dijagram 5.4.2.9 Sračunate krutosti spregnutih nosača	101
Dijagram 5.4.2.10 Odnos sila-pomeranje na spregnutom nosaču SG1	102
Dijagram 5.4.2.11 Odnos sila-pomeranje na spregnutom nosaču SG2	102
Dijagram 5.4.2.12 Odnos sila-pomeranje na spregnutom nosaču SG3	102
Dijagram 5.4.2.13 Odnos sila-pomeranje na spregnutom nosaču SG4.....	103
Dijagram 5.4.2.14 Odnos sila-pomeranje na spregnutom nosaču SG4.....	103
Dijagram 5.4.2.15 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost horizontalnog pomeranja na nosačima	103
Dijagram 5.4.3.1 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG1-levo.....	106
Dijagram 5.4.3.2 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG1-desno	106
Dijagram 5.4.3.3 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG2-levo.....	106
Dijagram 5.4.3.4 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG2-desno	107
Dijagram 5.4.3.5 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG3-levo.....	107
Dijagram 5.4.3.6 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG3-desno	107
Dijagram 5.4.3.7 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG4-levo.....	108
Dijagram 5.4.3.8 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG4-desno	108
Dijagram 5.4.3.9 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG5-levo.....	108
Dijagram 5.4.3.10 Dijagram $F-\epsilon$ za nosač SG5-desno	109
Dijagram 5.4.4.1 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču PSG1	111
Dijagram 5.4.4.2 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču PSG2	111
Dijagram 5.4.4.3 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču PSG3	111
Dijagram 5.4.4.4 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču PSG4	112
Dijagram 5.4.4.5 Odnos sila-ugib na spregnutom nosaču PSG5	112

Dijagram 5.4.4.6 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost sile u presi.....	115
Dijagram 5.4.4.7 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost ugiba pri lomu	116
Dijagram 5.4.4.8 Proračunate vrednosti maksimalnih momaneta savijanja.....	116
Dijagram 5.4.4.9 Sračunate krutosti spregnuto-prednapregnutih nosača.....	117
Dijagram 5.4.4.10 Odnos sila-pomeranje na prednapregnutom nosaču PSG1	118
Dijagram 5.4.4.11 Odnos sila-pomeranje na prednapregnutom nosaču PSG2	119
Dijagram 5.4.4.12 Odnos sila-pomeranje na prednapregnutom nosaču PSG3	119
Dijagram 5.4.4.13 Odnos sila-pomeranje na prednapregnutom nosaču PSG4	119
Dijagram 5.4.4.14 Odnos sila-pomeranje na prednapregnutom nosaču PSG5	120
Dijagram 5.4.4.15 Maksimalna (izmerena) i srednja (proračunata) vrednost horizontalnog pomeranja na nosačima	120
Dijagram 5.4.5.1 Dijagram F-ε za nosač PSG1-levo	123
Dijagram 5.4.5.2 Dijagram F-ε za nosač PSG1-desno	123
Dijagram 5.4.5.3 Dijagram F-ε za nosač PSG2-levo	123
Dijagram 5.4.5.4 Dijagram F-ε za nosač PSG2-desno	124
Dijagram 5.4.5.5 Dijagram F-ε za nosač PSG3-levo	124
Dijagram 5.4.5.6 Dijagram F-ε za nosač PSG3-desno	124
Dijagram 5.4.5.7 Dijagram F-ε za nosač PSG4-levo	125
Dijagram 5.4.5.8 Dijagram F-ε za nosač PSG4-desno	125
Dijagram 5.4.5.9 Dijagram F-ε za nosač PSG5-levo	125
Dijagram 5.4.5.10 Dijagram F-ε za nosač PSG5-desno	126
Dijagram 6.1.2.1 Dozvoljeno jednakopodeljeno opterećenje na spregnutom nosaču.....	137
Dijagram 6.2.1.1 Radni dijagram betona za nelinearni proračun (Evrokod 2 - Slika 3.2).....	139
Dijagram 6.2.1.2 Sračunate vrednosti dijagrama σ - ϵ za beton C25/30	139
Dijagram 7.1.1 Srednje vrednosti izmerene sile loma kod spregnutog i prednapregnutog nosača	160
Dijagram 7.1.2 Srednje vrednosti ugiba kod spregnutog i prednapregnutog nosača	160
Dijagram 7.1.3 Sračunate vrednosti krutosti na savijanje spregnutog i prednapregnutog nosača	161

BIOGRAFIJA

Emir Maslak je rođen 15. marta 1979. godine u Sjenici. U rodnom gradu završava osnovnu školu i gimnaziju, da bi školske 1997/1998. godine upisao Građevinsko-arhitektonski fakultet u Prištini. Studije na odseku građevinarstvo, konstruktivnog smera, završava odbranom diplomskog rada na temu “Predlog sanacije drumskog mosta preko reke Ibar u Zvečanu“ iz oblasti čeličnih konstrukcija, 5. decembra 2005. godine u Kosovskoj Mitrovici sa ocenom 10.

Nakon završenih studija, u avgustu mesecu 2006. godine, zasniva prvi radni odnos u firmi “GTUP Prenča DOO“, gde biva angažovan na poslovima vezanim za izvođenje grubih građevinskih radova za različite tipove objekata i na izradi projektne dokumentacije objekata niskogradnje i visokogradnje. Među poslovima iz tog perioda mogu se izdvojiti dva objekta: sanacija Doma kulture u Sjenici i izrada ekološke brane sa slapištem na reci Grabovici u okolini Sjenice.

Početak školske 2008/2009. godine zasniva radni odnos na Državnom Univerzitetu u Novom Pazaru. Prve dve godine angažovanja, kao saradnik u Centru za naučno-istraživački rad, a zatim u dva navrata biva izabran kao asistent na Departmanu Tehničko-tehnoloških nauka, Studijski program – Građevinarstvo. U tom periodu radi kao asistent na predmetima vezanim za čelične, drvene konstrukcije i dinamiku konstrukcija i zemljotresno inženjerstvo.

Angažman na Univerzitetu, sa jednom godinom pauze, traje sve do 2018. godine. Nakon toga, u jesen 2019. godine odlazi u Nemačku. Narednih godinu dana radi u firmi “FD+V Bau und Bauberatung GmbH“ u Neu Isenburg. U toj firmi je angažovan na poslovima izrade građevinskih knjiga izvedenih radova (poslovni objekat CyrusOne u Sossenheimu i stambeni objekat u Bockenheimu, Frankfurt am Main) i projektne dokumentacije za fazu konstrukcije (multifunkcionalni objekat, 10000.0m², Paderborn) građevinskih objekata.

Po povratku iz Nemačke, kratko biva zapošljen u firmi “Formel“ na poslovima izrade projektne dokumentacije za fazu konstrukcije objekata visokogradnje.

Paralelno sa angažovanjem na DUNP-u, školske 2008/2009. godine upisuje i doktorske studije na Građevinsko-arhitektonskom Fakultetu u Nišu. Tokom studija polaže svih 11 planom i programom predviđenih ispita sa prosečnom ocenom 9.55. Na taj način stiče pravo za prijavu teme doktorske disertacije, što i čini 2017. godine.

Član je Inženjerske komore Srbije. Od stranih jezika dobro govori, čita i piše engleski, a zadovoljavajuće se snalazi sa nemačkim.

U ovom trenutku, vlasnik je Biroa za projektovanje "Maslak".

Oženjen je i ima dva sina i ćerku.



Универзитет у Нишу
Грађевинско-архитектонски факултет

ИЗЈАВА О АУТОРСТВУ

Изјављујем да је докторска дисертација, под насловом

**ЕФЕКТИ ПОЈАЧАЊА ПРЕДНАПРЕЗАЊЕМ СПРЕГНУТИХ
НОСАЧА ТИПА ДРВО-БЕТОН**

која је одбрањена на Грађевинско-архитектонском факултету Универзитета у

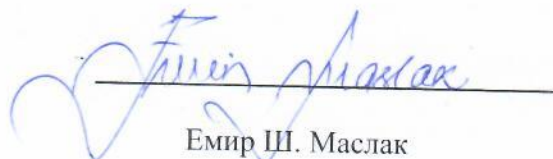
Нишу:

- резултат сопственог истраживачког рада;
- да ову дисертацију, ни у целини, нити у деловима, нисам пријављивао на другим факултетима, нити универзитетима;
- да нисам повредио ауторска права, нити злоупотребио интелектуалну својину других лица.

Дозвољавам да се објаве моји лични подаци, који су у вези са ауторством и добијањем академског звања доктора наука, као што су име и презиме, година и место рођења и датум одбране рада, и то у каталогу Библиотеке, Дигиталном репозиторијуму Универзитета у Нишу, као и у публикацијама Универзитета у Нишу.

У Нишу, 21.06.2023.

Потпис аутора дисертације:


Емир Ш. Маслак



Универзитет у Нишу
Грађевинско-архитектонски факултет

**ИЗЈАВА О ИСТОВЕТНОСТИ ШТАМПАНОГ И ЕЛЕКТРОНСКОГ ОБЛИКА
ДОКТОРСКЕ ДИСЕРТАЦИЈЕ**

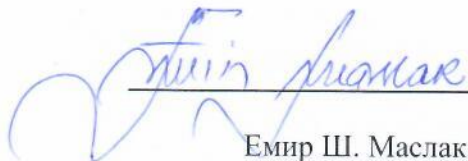
Наслов дисертације:

**ЕФЕКТИ ПОЈАЧАЊА ПРЕДНАПРЕЗАЊЕМ СПРЕГНУТИХ
НОСАЧА ТИПА ДРВО-БЕТОН**

Изјављујем да је штампани облик моје докторске дисертације, који сам предао за уношење у Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу, истоветан електронском облику.

У Нишу, 21.06.2023.

Потпис аутора дисертације:


Емир Ш. Маслак



Универзитет у Нишу
Грађевинско-архитектонски факултет

ИЗЈАВА О КОРИШЋЕЊУ

Овлашћујем Универзитетску библиотеку „Никола Тесла“ да, у Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу, унесе моју докторску дисертацију, под насловом:

**ЕФЕКТИ ПОЈАЧАЊА ПРЕДНАПРЕЗАЊЕМ СПРЕГНУТИХ
НОСАЧА ТИПА ДРВО-БЕТОН**

Дисертацију са свим прилозима предао сам у електронском облику, погодном за трајно архивирање.

Моју докторску дисертацију, унету у Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу, могу користити сви који поштују одредбе садржане у одабраном типу лиценце Креативне заједнице (Creative Commons), за коју сам се одлучио/ла.

1. Ауторство (CCBY)
2. Ауторство – некомерцијално (CCBY-NC)
3. Ауторство – некомерцијално – без прераде (CCBY-NC-ND)
4. Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима (CCBY-NC-SA)
5. Ауторство – без прераде (CCBY-ND)
6. Ауторство – делити под истим условима (CCBY-SA)

У Нишу, 21.06.2023.

Потпис аутора дисертације:


Емир Ш. Маслак