

**Građevinski fakultet
Univerziteta u Beogradu**

Mr Boško D. Stevanović, dipl. Inž. građ.

**PONAŠANJE SPREGNUTIH NOSAČA
TIPA DRVO-BETON IZVEDENIH
MEHANIČKIM SPOJNIM SREDSTVIMA
PRI EKSPLOATACIONOM I
GRANIČNOM OPTEREĆENJU**

Doktorska disertacija

Beograd, 2003. godine

PA 18746

UNIVERZITET U BEOGRADU
GRAĐEVINSKI FAKULTET
18746

GRAĐEVINSKI FAKULTET
UNIVERZITETA U BEOGRADU

Mr Boško D. Stevanović, dipl.inž.grad.

**PONAŠANJE SPREGNUTIH NOSAČA
TIPA DRVO-BETON IZVEDENIH
MEHANIČKIM SPOJNIM SREDSTVIMA
PRI EKSPLOATACIONOM I
GRANIČNOM OPTEREĆENJU**

Doktorska disertacija



Beograd, 2003. godine

ISPITIVANJE SPREGNUTIH NOSAČA TIPIA DRVO-BETON IZVEDENIH MEHANIČKIM SPOJNIM SREDSTVIMA PRI EKSPLOATACIONOM I GRANICNOM OPTERECENJU

Rezime

U okviru ove disertacije prikazani su principi i eksperimentalni rezultati u vezi sa spregnutim nosačima od drveta i betona. U prvom delu su izloženi osnovni principi i metodologija povezivanja i ispitivanja:

- opisivanje faktora koji utiču na karakteristike spojeva ugrađenih u spregnute nosače od drveta i betona (drvo, beton, sredstva za spojevanje);
- određivanje načina dimenzionisanja spojeva drveta i betona na različite opterećenja, uključujući opterećenje;
- opisivanje principa nosača drvo-beton izvedenih različitim vrstama spojeva i sredstava za spojevanje.

Ovi ispitivanja su se prvenstveno odvijala na spregnutim nosačima pri granicnom opterećenju, odnosno utvrđivanju granice nosivosti i deformacionog stanja za različite vrste spojeva i načina spojevanja. U ovom delu su prikazani osnovni principi i metodologija ispitivanja, uključujući opisivanje sistema za opterećenje, uključujući opisivanje sistema za opterećenje i opisivanje sistema za opterećenje. Takođe su prikazani osnovni principi i metodologija ispitivanja, uključujući opisivanje sistema za opterećenje, uključujući opisivanje sistema za opterećenje.

Prikazano je i eksperimentalno određivanje modula elastičnosti i počinjanje opterećenja i daljeg modela za određivanje ispitivanja.

Mentor

Prof. dr Mihailo Muravljov, dip.inž.grad.
(redovni profesor Građevinskog fakulteta
Univerziteta u Beogradu)

Prikazan je pregled drvenih i betonskih nosača, kao i principa ispitivanja i drugih objekata.

Rad rezultira preporukama za usavršavanje vrste i načina spojevanja drvenih i spregnutih konstrukcija, a posebno vrste i načina spojevanja i načina spojevanja i načina spojevanja.

KLJUČNE REČI: drvo, beton, spojevanje, opterećenje, nosač, sredstvo za spojevanje, moduli elastičnosti.

PONAŠANJE SPREGNUTIH NOSAČA TIPRA DRVO-BETON IZVEDENIH MEHANIČKIM SPOJNIM SREDSTVIMA PRI EKSPLOATAACIONOM I GRANIČNOM OPTEREĆENJU

Rezime

U okviru ove disertacije prikazana su teorijska i eksperimentalna istraživanja u oblasti spregnutih nosača od drveta i betona. Eksperimentalnim istraživanjima obuhvaćene su tri međusobno povezane grupe ispitivanja:

- ispitivanje fizičkih i mehaničkih karakteristika materijala ugrađenih u spregnute nosače drvo-beton (drvo, beton, sredstva za sprezanje);
- određivanje modula pomerljivosti između drveta i betona za različite tipove veza, odnosno sprezanja;
- ispitivanje spregnutih nosača drvo-beton izvedenih različitim tipovima mehaničkih spojnih sredstava.

Cilj ispitivanja bio je praćenje ponašanja spregnutih nosača pri eksploataacionom i graničnom opterećenju, odnosno, utvrđivanje njihovog naponskog i deformacijskog stanja za različite faze opterećenja sve do loma. U tu svrhu ispitano je osam spregnutih nosača sistema proste grede, raspona 4,0 m, sa armiranobetonskom pločom ($b/d=60/7$ cm) i gredom od lepljenog lameliranog drveta ($b/h=10/20$ cm). Međusobna veza betonske ploče i drvene grede ostvarena je mehaničkim spojnim sredstvima (ekserima E50/150 i zavrtanjima $\phi 10/150$) sa četiri načina (tipa) veze drvo-beton. Ispitivanje je izvršeno u posebnom čeličnom ramu, opterećenje je nanošeno hidrauličkom presom, a deformacije su merene ugibomerima i mernim trakama.

Prikazano je i eksperimentalno određivanje modula pomerljivosti za primenjene tipove veza i dat predlog modela za njegovo ispitivanje.

Pored eksperimentalnog istraživanja data je i analitička metoda proračuna po teoriji elastičnog sprezanja, kao i numerička analiza nosača primenom metode konačnih elemenata i poređenje dobijenih rezultata.

Prikazan je pregled dosadašnjih teorijsko-eksperimentalnih istraživanja u oblasti sprezanja drveta i betona, kao i primena spregnutih nosača u konstrukcijama mostova, stambenih i drugih objekata.

Rad rezultira preporukama za osavremenjavanje važeće tehničke regulative iz oblasti drvenih i spregnutih konstrukcija, a saglasno izrazitoj aktuelnosti i stručnoj opravdanosti tematike, prezentirani su i mogući pravci za dalji naučno-istraživački rad u ovoj oblasti.

Ključne reči: drvo, beton, ekser, zavrtanj, veza, spregnuti nosač, sredstva za sprezanje, modul pomerljivosti.

BEHAVIOUR OF TIMBER-CONCRETE COMPOSITE BEAMS WITH MECHANICAL FASTENERS UNDER SERVICE AND ULTIMATE LOAD

Abstract

The dissertation presents theoretical and experimental research of composite wood and concrete beams. Experimental study comprise three inter-related groups of investigation:

- physical and mechanical characteristics of built-in materials in composite wood-concrete beams (wood, concrete, fasteners for composite action);
- estimation of slip modulus between wood and concrete for different types of connectors in composite action;
- experimental testing of composite wood-concrete beams with different types of connections.

The goal of the study was the investigation of the behaviour of composite beams under service and ultimate load, with evaluation of stresses and deformations for different phases under the load up to the complete failure. Therefore, eight simple-supported composite beams, with the span of 4.0 m with reinforced concrete slab ($b/d = 60/7$ cm) and glulam beam ($b/h = 10/20$ cm) were tested. The composite action was achieved with mechanical fasteners (nails E50/150 and bolts $\phi 10/150$), with four different types of a wood-concrete connection. Testing was performed in a separate steel frame, loading was accomplished with a hydraulic press, while deformations were measured with dial-gauges and strain-gauges.

Also, experimental evaluation of slip modulus was performed for all types of connections, resulting in a proposal of a model for its experimental determination.

Beside the experimental results presented, analytical method for design according to the elastic theory is given, as well as numerical analysis of a composite beam with the use of Finite Element Analysis, together with the comparison of the results. Literature review covers up-to-date theoretical and experimental research studies as well as applications of composite beams in bridges, residential and other structures.

Research study results in recommendations for innovation of current standards for wooden and composite structures. In accordance with distinct relevance of the topic and huge potential for the structural application, possible avenues for further research studies for composite wood-concrete beams are given.

Key words: wood, concrete, nail, bolt, connection, composite beam, shear connectors, slip modulus

SADRŽAJ

1. UVOD	1
1.1. Opšte	1
1.2. Predmet i cilj istraživanja	2
2. PREGLED DOSADAŠNJIH ISTRAŽIVANJA U OBLASTI SPREZANJA DRVETA I BETONA	4
3. PROGRAM SOPSTVENIH EKSPERIMENTALNIH ISTRAŽIVANJA	32
3.1. Predmet i cilj ispitivanja	32
3.2. Ispitivanje fizičkih i mehaničkih karakteristika materijala ugrađenih u spregnute nosače	32
3.2.1. Ispitivanje lepljenog lameliranog drveta	33
3.2.1.1. Određivanje modula elastičnosti pri statičkom savijanju	33
3.2.1.2. Određivanje čvrstoće na pritisak paralelno vlaknima	34
3.2.1.3. Određivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima	36
3.2.1.4. Određivanje čvrstoće na smicanje paralelno vlaknima	38
3.2.1.5. Određivanje statičke čvrstoće na savijanje	39
3.2.1.6. Određivanje čvrstoće na pritisak upravno na vlakna	39
3.2.1.7. Određivanje čvrstoće na zatezanje upravno na vlakna	41
3.2.1.8. Određivanje zapreminske mase	43
3.2.1.9. Određivanje vlažnosti uzoraka	44
3.2.2. Ispitivanje betona	44
3.2.3. Ispitivanje sredstava za sprezanje	46
3.3. Određivanje modula pomerljivosti veze drvo-beton za različita spojna sredstva	47
3.3.1. Predlog modela za određivanje modula pomerljivosti	47
3.3.2. Ispitivanje modela	51
3.4. Ispitivanje spregnutih nosača drvo-beton	52
3.4.1. Geometrija i izrada spregnutih nosača	52
3.4.2. Ispitivanje spregnutih nosača	58
4. PRIKAZ I INTERPRETACIJA REZULTATA SOPSTVENIH EKSPERIMENTALNIH ISTRAŽIVANJA	64
4.1. Rezultati ispitivanja modula pomerljivosti	64
4.2. Rezultati ispitivanja spregnutih nosača drvo-beton	75
4.2.1. Deformacije ispitivanih spregnutih nosača	75
4.2.2. Naponi ispitivanih spregnutih nosača	92

5. ANALITIČKA METODA PRORAČUNA SPREGNUTIH NOSAČA	108
5.1. Teorija elastičnog sprezanja	108
5.2. Proračun ispitivanih spregnutih nosača i uporedna analiza sa eksperimentalnim rezultatima	116
6. NUMERIČKA ANALIZA	124
6.1. Numeričko modeliranje ispitivanih nosača	124
6.2. Rezultati numeričke analize i njihova komparacija sa eksperimentalnim i analitičkim rezultatima	128
7. ZAKLJUČCI I PREPORUKE	139
8. LITERATURA	143

POPIS SLIKA

<i>Slika 2.1 - Poprečni presek ispitivanog spregnutog mosta sa predanpregnutim drvenim nosačima [84]</i>	5
<i>Slika 2.2 - Dilatacije u sredini raspona jedne od ispitanih greda - opterećenje od $0,5P_{lom}$ (a), i opterećenje neposredno pred lom (b) [114]</i>	7
<i>Slika 2.3 - Sprezanje armirano-betonske ploče i drvene grede ekserima i zasecima u drvenoj gredi (a) i samo ekserima (b) [51]</i>	7
<i>Slika 2.4 - Jedan od ispitivanih nosača drvo-beton spojen pomoću eksera [51]</i>	8
<i>Slika 2.5 - Karakteristične dilatacije po visini preseka u sredini raspona za grupu nosača A (a), i za grupu nosača B (b)[51]</i>	8
<i>Slika 2.6 - Poprečni preseci spregnutog zidnog elementa iznad zemlje (a), u zemlji (b), i shematski prikaz preseka zida (c) [48]</i>	9
<i>Slika 2.7 - Ispitivani uzorci napravljeni u fabrici (a) i napravljeni u laboratoriji (b) [48]</i>	10
<i>Slika 2.8 - Ispitivani spregnuti nosači drvo-beton sa profilisanim čeličnim limom, jednostrukim (a) i dvostrukim rebrima (b) [70]</i>	11
<i>Slika 2.9 - Konfiguracija pri ispitivanju nosivosti moždanika i pomeranja u vezi [167]</i>	12
<i>Slika 2.10 - Karakteristični dijagram sila - pomeranje (F-δ) za vezu trnovima (uzorak br. 8 iz Tabele 2.1) [167]</i>	13
<i>Slika 2.11 - Dispozicija ispitivanja zalepljenih spregnutih nosača [100]</i>	14
<i>Slika 2.12 - Veza između drveta i betona predložena od strane Werner-a [162]</i>	15
<i>Slika 2.13 - Karakterističan dijagram P-δ za ispitivanu vezu drvo-beton predloženu od strane Werner-a [162]</i>	15
<i>Slika 2.14 - Dijagrami P-δ za različite tipove moždanika [46]</i>	16
<i>Slika 2.15 - Ispitivanje na smicanje - oblik i dimenzije uzorka (a), dijagram P-δ za jednu grupu uzoraka (b) [157]</i>	18
<i>Slika 2.16 - Geometrijske karakteristike ispitivanih greda [157]</i>	18
<i>Slika 2.17 - Spojna sredstva za sprezanje drveta i betona [64]</i>	20
<i>Slika 2.18 - Spojna sredstva za sprezanje drveta i betona [64]</i>	21
<i>Slika 2.19 - Detalj ispitivanih nosača i spojnih sredstava [15]</i>	25
<i>Slika 2.20 - Spregnuti drumski most. Podužni i poprečni presek (a) i detalj sprezanja (b) . .</i>	26
<i>Slika 2.21 - Kontinualna veza između drveta i betona [6]</i>	27
<i>Slika 2.22 - Spregnuta ploča drvo-beton [83]</i>	27
<i>Slika 2.23 - Ispitivani spregnuti nosači. Spojna sredstva: trnovi (a) i čelični lim (b)[124] . . .</i>	29
<i>Slika 3.1 - Instrumentarijum za ispitivanje</i>	33
<i>Slika 3.2 - Dijagrami sila- pomeranje za određivanje modula elastičnosti pri statičkom savijanju</i>	35
<i>Slika 3.3 - Dijagrami sila - pomeranje za određivanje čvrstoće na pritisak paralelno vlaknima</i>	37
<i>Slika 3.4 - Epruveta za vreme ispitivanja na zatezanje paralelno vlaknima</i>	38
<i>Slika 3.5 - Izgled epruvete posle ispitivanja</i>	38
<i>Slika 3.6 - Dijagrami sila - pomeranje za određivanje čvrstoće na smicanje paralelno vlaknima</i>	40

<i>Slika 3.7 - Dijagrami sila - pomeranje za određivanje čvrstoće na pritisak upravno na vlakna</i>	42
<i>Slika 3.8 - Izgled uzorka za vreme (a) i nakon ispitivanja (b)</i>	43
<i>Slika 3.9 - Ispitivanje spojnih sredstava. Izgled pre (a), za vreme (b) i posle ispitivanja (c)</i>	47
<i>Slika 3.10 - Oblik i dimenzije modela za određivanje modula pomerljivosti</i>	48
<i>Slika 3.11 - Izgled drvenog dela modela sa ugrađenim spojnim sredstvima - "pravi" ekseri (a), "kosi" ekseri (b), "pravi" zavrtnjevi (c) i "kosi" zavrtnjevi (d)</i>	49
<i>Slika 3.12 - Izgled modela nakon skidanja oplata</i>	50
<i>Slika 3.13 - Modeli za ispitivanje modula pomerljivosti, za "shear-test"(a) i za "push-out-test"(b)</i>	50
<i>Slika 3.14 - Ispitivanje modela za određivanje modula pomerljivosti veze drvo-beton</i>	51
<i>Slika 3.15 - Položaj induktivnih ugibomera na modelu</i>	52
<i>Slika 3.16 - Geometrija spregnutih nosača</i>	55
<i>Slika 3.17 - Detalj ugrađenih eksera Tip EP (a) i Tip EK (b)</i>	56
<i>Slika 3.18 - Detalj ugrađenih zavrtnjeva Tip ZP (a) i Tip ZK (b)</i>	56
<i>Slika 3.19 - Nosači tipa ZP i ZK neposredno pre betoniranja</i>	57
<i>Slika 3.20 - Betoniranje nosača (a) i izgled neposredno nakon betoniranja (b)</i>	57
<i>Slika 3.21 - "Negovanje" nosača</i>	58
<i>Slika 3.22 - Dispozicija nosača i opterećenja</i>	58
<i>Slika 3.23 - Srednji deo nosača sa položajem elemenata za nanošenje opterećenja</i>	59
<i>Slika 3.24 - Oslonački delovi nosača. Pokretan (a) i nepokretan oslonac (b)</i>	59
<i>Slika 3.25 - Dispozicija nosača sa rasporedom mernih mesta</i>	61
<i>Slika 3.26 - Nosač u ramu za ispitivanje (a) i izgled mernih traka i ugibomera u sredini nosača (b)</i>	62
<i>Slika 3.27 - Izgled nosača pre početka ispitivanja</i>	63
<i>Slika 4.1 - Određivanje modula pomerljivosti C</i>	64
<i>Slika 4.2 - Eksperimentalno određeni dijagrami $F-\delta$ za modele tipa EP ("pravi" ekseri)</i>	67
<i>Slika 4.3 - Eksperimentalno određeni dijagrami $F-\delta$ za modele tipa EK ("kosi" ekseri)</i>	68
<i>Slika 4.4 - Eksperimentalno određeni dijagrami $F-\delta$ za modele tipa ZP ("pravi" zavrtnjevi)</i>	69
<i>Slika 4.5 - Eksperimentalno određeni dijagrami $F-\delta$ za modele tipa ZK ("kosi" zavrtnjevi)</i>	70
<i>Slika 4.6 - Izgled uzorka - Tip EP nakon ispitivanja (a). Drveni (b) i betonski (c) deo uzorka, sa deformisanim spojnim sredstvima - ekserima</i>	72
<i>Slika 4.7 - Izgled uzorka - Tip EK nakon ispitivanja (a). Drveni (b) i betonski (c) deo uzorka, sa deformisanim spojnim sredstvima - ekserima</i>	73
<i>Slika 4.8 - Izgled drvenog dela uzorka Tipa ZP sa deformisanim spojnim sredstvima (a) i izgled deformisanog zavrtnja (b)</i>	73
<i>Slika 4.9 - Izgled uzorka - Tip ZK, nakon ispitivanja (a). Drveni (b) i betonski (c) deo uzorka sa deformisanim spojnim sredstvima - zavrtnjevima</i>	74
<i>Slika 4.10 - Eksperimentalno dobijeni dijagrami ugiba U i pomeranja $X1 - X6$ za nosače EP1 i EP2</i>	88
<i>Slika 4.11 - Eksperimentalno dobijeni dijagrami ugiba U i pomeranja $X1 - X6$ za nosače EK1 i EK2</i>	89
<i>Slika 4.12 - Eksperimentalno dobijeni dijagrami ugiba U i pomeranja $X1 - X6$ za nosače ZP1 i ZP2</i>	90
<i>Slika 4.13 - Eksperimentalno dobijeni dijagrami ugiba U i pomeranja $X1 - X6$ za nosače ZK1 i ZK2</i>	91

<i>Slika 4.14 - Dijagrami napona u MPa po fazama opterećenja za presek na polovini raspona za nosače EP1 i EP2</i>	103
<i>Slika 4.15 - Dijagrami napona u MPa po fazama opterećenja za presek na polovini raspona za nosače EK1 i EK2</i>	104
<i>Slika 4.16 - Dijagrami napona u MPa po fazama opterećenja za presek na polovini raspona za nosače ZP1 i ZP2</i>	105
<i>Slika 4.17 - Dijagrami napona u MPa po fazama opterećenja za presek na polovini raspona za nosače ZK1 i ZK2</i>	106
<i>Slika 4.18 - Lom spregnutog nosača EK2</i>	107
<i>Slika 4.19 - Lom spregnutog nosača ZP2</i>	107
<i>Slika 4.20 - Detalj loma nosača ZP2</i>	107
<i>Slika 4.21 - Prsline na donjoj strani betonske ploče</i>	107
<i>Slika 5.1 - Spregnuti nosač drvo-beton - opterećenje (a) i presečne sile (b)</i>	109
<i>Slika 5.2 - Presečne sile na diferencijalnom elementu</i>	110
<i>Slika 5.3 - Raspored dilatacija u preseku</i>	111
<i>Slika 5.4 - Geometrijske karakteristike i naponi u elastično spregnutom nosaču</i>	115
<i>Slika 5.5 - Geometrijske karakteristike spregnutog nosača</i>	116
<i>Slika 5.6 - Smicanje u drvetu pri lomu nosača (a) i detalj smicanja (b)</i>	122
<i>Slika 6.1 - Trodimenzionalni model polovine nosača korišćen za numeričku analizu.</i>	124
<i>Slika 6.2 - Podužni presek numeričkog modela polovine nosača u ravni spojnih sredstava sa prikazom elemenata za sprezanje (Nlink elemenata)</i>	125
<i>Slika 6.3 - Uslovi oslanjanja nosača - presek u zoni oslanjanja</i>	126
<i>Slika 6.4 - Granični uslovi u osi simetrije</i>	126
<i>Slika 6.5 - Deo modela u zoni nanošenja opterećenja</i>	127
<i>Slika 6.6 - Deformisani oblik nosača EP za nivo opterećenja $F = 6.0 \text{ kN}$</i>	128
<i>Slika 6.7 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač EP i nivo opterećenja $F = 3.6 \text{ kN}$</i>	129
<i>Slika 6.8 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač EP i nivo opterećenja $F = 6.0 \text{ kN}$</i>	129
<i>Slika 6.9 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač EP i nivo opterećenja $F = 30.0 \text{ kN}$</i>	130
<i>Slika 6.10 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač EP i nivo opterećenja $F = 48.0 \text{ kN}$</i>	130
<i>Slika 6.11 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač ZK i nivo opterećenja $F = 3.6 \text{ kN}$</i>	131
<i>Slika 6.12 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač ZK i nivo opterećenja $F = 6.0 \text{ kN}$</i>	131
<i>Slika 6.13 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač ZK i nivo opterećenja $F = 30.0 \text{ kN}$</i>	132
<i>Slika 6.14 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač ZK i nivo opterećenja $F = 48.0 \text{ kN}$</i>	132
<i>Slika 6.15 - Smičući naponi [MPa] za nosač ZK i nivo opterećenja $F = 48.0 \text{ kN}$</i>	133
<i>Slika 6.16 - Dijagram promene sila u moždanicima duž nosača ZK za nivo opterećenja $P=48.0 \text{ kN}$</i>	133
<hr/>	
<i>Slika 6.17 - Komparacija merenih, numerički i analitički dobijenih vrednosti ugiba spregnutih nosača</i>	135
<i>Slika 6.18 - Komparativne vrednosti napona u MPa za karakteristične nivoe opterećenja za nosače EP i EK</i>	136
<i>Slika 6.19 - Komparativne vrednosti napona u MPa za karakteristične nivoe opterećenja za nosače ZP i ZK</i>	137

POPIS TABELA

<i>Tabela 2.1 - Prikaz rezultata ispitivanja jedne serije uzoraka opterećenih na smicanje [167]</i>	13
<i>Tabela 2.2 - Ugib spregnutog nosača sistema proste grede za različite slučajeve opterećenja [50]</i>	23
<i>Tabela 3.1 - Modul elastičnosti drveta pri statičkom opterećenju - E_m</i>	34
<i>Tabela 3.2 - Čvrstoća na pritisak paralelno vlaknima - $\sigma_{c\parallel}$</i>	34
<i>Tabela 3.3 - Čvrstoća na zatezanje paralelno vlaknima - $\sigma_{t\parallel}$</i>	36
<i>Tabela 3.4 - Čvrstoća na smicanje paralelno vlaknima - τ_{\parallel}</i>	39
<i>Tabela 3.5 - Statička čvrstoća na savijanje - σ_m</i>	39
<i>Tabela 3.6 - Čvrstoća na pritisak upravno na vlakna - $\sigma_{c\perp}$</i>	41
<i>Tabela 3.7 - Čvrstoća na zatezanje upravno na vlakna - $\sigma_{t\perp}$</i>	41
<i>Tabela 3.8 - Zapreminska masa drveta - ρ</i>	44
<i>Tabela 3.9 - Čvrstoće na pritisak - σ_c za prvu grupu probnih tela</i>	45
<i>Tabela 3.10 - Moduli elastičnosti - E_c za prvu grupu probnih tela</i>	45
<i>Tabela 3.11 - Čvrstoća na pritisak σ_c za drugu grupu probnih tela</i>	45
<i>Tabela 3.12 - Moduli elastičnosti - E_c za drugu grupu probnih tela</i>	46
<i>Tabela 3.13 - Čvrstoće na zatezanje eksera i zavrtnjeva - f_u</i>	46
<i>Tabela 4.1 - Moduli pomerljivosti za ispitane modele sračunate na osnovu F-δ dijagrama</i>	71
<i>Tabela 4.2 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač EP1</i>	78
<i>Tabela 4.3 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač EP2</i>	79
<i>Tabela 4.4 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač EK1</i>	80
<i>Tabela 4.5 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač EK2</i>	81
<i>Tabela 4.6 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač ZP1</i>	82
<i>Tabela 4.7 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač ZP2</i>	83
<i>Tabela 4.8 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač ZK1</i>	84
<i>Tabela 4.9 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač ZK2</i>	85
<i>Tabela 4.10 - Vrednosti deformacija za eksploataciono opterećenje ($F = 3,6 \text{ kN}$)</i>	86
<i>Tabela 4.11 - Vrednosti graničnog opterećenja (sile loma) i deformacija neposredno^{*)} pre graničnog opterećenja</i>	87
<i>Tabela 4.12 - Eksperimentalno dobijene vrednosti sila za dopušteni ugib od 20 mm</i>	87
<i>Tabela 4.13 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač EP1</i>	95
<i>Tabela 4.14 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač EP2</i>	96
<i>Tabela 4.15 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač EK1</i>	97
<i>Tabela 4.16 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač EK2</i>	98
<i>Tabela 4.17 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač ZP1</i>	99
<i>Tabela 4.18 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač ZP2</i>	100
<i>Tabela 4.19 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač ZK1</i>	101
<i>Tabela 4.20 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač ZK2</i>	102

<i>Tabela 5.1 - Normalne i smičuće sile za karakteristične slučajeve opterećenja</i>	114
<i>Tabela 5.2 - Računske i merene vrednosti napona i ugiba za nosač tipa EP</i>	118
<i>Tabela 5.3 - Računske i merene vrednosti napona i ugiba za nosač tipa EK</i>	119
<i>Tabela 5.4 - Računske i merene vrednosti napona i ugiba za nosač tipa ZP</i>	119
<i>Tabela 5.5 - Računske i merene vrednosti napona i ugiba za nosač tipa ZK</i>	120
<i>Tabela 5.6 - Maksimalne sile u spojnom sredstvu i naponi smicanja pri lomu nosača [65]</i>	121
<i>Tabela 6.1 - Karakteristike materijala korišćene u numeričkoj analizi</i>	127
<i>Tabela 6.2 - Računske (MKE) i merene vrednosti napona i ugiba za nosače tipa EP, EK, ZP i ZK</i>	134

1. UVOD

1.1. Opšte

Svakodnevne potrebe savremenog građevinarstva postavljaju pred konstruktore i arhitekte sve složenije zahteve, kako u primeni novih materijala, tako i u optimalnom korišćenju tradicionalnih građevinskih materijala, uz primenu novih tehnologija u procesu proizvodnje i tehničkih inovacija u procesu izgradnje, uz ostvarivanje optimalnih zahteva u pogledu estetike i racionalnosti.

Neosporne estetske, konstruktivne, građevinsko-fizičke, a time i ekonomske prednosti savremenih drvenih konstrukcija dolaze do punog izražaja ako se izvrši pravilan izbor oblika konstrukcije, konstruktivnog sistema, metoda projektovanja i načina izgradnje. Za ostvarivanje ovih zahteva neophodno je: što bolje poznavanje i znalačko korišćenje svojstava drveta, primena savremenih tehnologija u izradi drvenih konstrukcija, težnja ka industrijskom načinu izgradnje, dalje osavremenjavanje metoda proračuna kroz intenziviranje naučno istraživačkog rada na upoznavanju fizičkih i mehaničkih karakteristika drveta i sl.

Primeniti pravi materijal na pravom mestu u konstrukciji, na mestu koje mu po njegovim fizičko-mehaničkim karakteristikama najviše odgovara, jedan je od osnovnih zahteva optimalnog projektovanja savremenih građevinskih konstrukcija. Rezultat ovakvih i sličnih razmišljanja je pojava različitih vrsta spregnutih nosača, među kojima nesumnjivo najveću primenu imaju spregnuti nosači čelik-beton.

Dinamički razvoj teorijsko-eksperimentalnih istraživanja "klasično" spregnutih konstrukcija (čelični nosač i betonska ploča) 30-tih i 40-tih godina ovog veka izazvao je intenzivnu i uspešnu primenu ovih, u suštini vrlo racionalnih konstrukcija, s obzirom da se sprežanjem ova dva materijala može postići visok stepen iskorišćenja nosivosti betona na pritisak i čelika na zatezanje. Uporedo sa razvojem istraživanja i primene "klasično" spregnutih konstrukcija čelik-beton javljaju se i drugi oblici sprežanja različitih materijala i konstruktivnih elemenata, među kojima spadaju i spregnute konstrukcije drvo-beton. Drvo kao i čelik ima relativno veliku čvrstoću na zatezanje, pa je upravo ova činjenica dovela do ideje da se ono spregne sa betonom. Rezultat ove ideje su spregnuti nosači od drveta i betona, koji se uspešno primenjuju u konstrukcijama mostova (najviše u Americi i zemljama Pacifika), stambenih zgrada, industrijskih, sportskih i drugih objekata. Pored ovoga sprežanje drveta i betona koristi se pri rekonstrukciji i sanaciji starih međuspratnih drvenih konstrukcija.

Prednosti spregnutih međuspratnih konstrukcija drvo-beton u visokogradnji u odnosu na klasične drvene međuspratne konstrukcije su: veća krutost, veća vatrootpornost, smanjenje vibracija, bolja termička i akustička svojstva. U odnosu na masivnu betonsku ploču, kao međuspratnu konstrukciju ili spregnutu ploču čelik-beton ove konstrukcije imaju znatno manju sopstvenu težinu, a ako su vidljive u prostoru drvene grede daju mnogo bolji arhitektonski izgled i utisak u odnosu na "hladni" čelik. Takođe, ovakve međuspratne konstrukcije su i ekonomski opravdane jer je njihova cena, kao i cena ostalih radova u okviru međuspratne konstrukcije znatno niže nego kod drugih "klasičnih" konstrukcija.

Opravdanost sprezanja drveta i betona pokazana je i dokazana kroz izvedene objekte: mostove, stambene i industrijske zgrade i dr. U domaćoj građevinskoj praksi poznata je primena sprezanja drveta i betona pri sanaciji i rekonstrukciji postojećih drvenih međuspratnih konstrukcija, čime se njihova nosivost povećava oko dva puta a krutost tri do četiri puta. Takođe povećava se i ukupna stabilnost i seizmička otpornost celog objekta jer se na ovaj način dobija kruta međuspratna konstrukcija.

Dosadašnja relativno mala, kako teorijska, tako i eksperimentalna istraživanja u oblasti sprezanja drveta i betona nisu dala sve odgovore na mnogobrojna pitanja koja ova problematika postavlja, a među kojima se naročito ističu:

- metoda sprezanja betonske ploče sa drvenim nosačem koja obuhvata izbor načina sprezanja i proračun veze,
- analiza naponskog i deformacijskog stanja,
- izvođenje konstrukcija ove vrste.

Gore navedena činjenica ima za negativnu posledicu nepostojanje odgovarajuće tehničke regulative koja se odnosi na spregnute konstrukcije drvo-beton, što otežava projektovanje i primenu ovih konstrukcija.

Važeći propisi iz oblasti drvenih i spregnutih konstrukcija, sticajem različitih okolnosti, poslednjih petnaestak godina nisu usaglašavani sa savremenim međunarodnim saznanjima i regulativom. Međutim, imajući u vidu napore koji se čine u domaćoj stručnoj javnosti na uvođenju Evrokodova u našu tehničku regulativu, ostaje nada da će se u skorije vreme, u sklopu globalnog projekta usaglašavanja domaće sa međunarodnom regulativom, naći način da se i spregnute konstrukcije drvo-beton makar pomenu u ovim propisima.

1.2. Predmet i cilj istraživanja

Iz svega napred navedenog rezultira da je aktuelnost, stručna i istraživačka opravdanost izučavanja ponašanja spregnutih konstrukcija drvo-beton nesumnjiva i nesporna.

Kada se analiziraju prethodno izneti stavovi o spregnutim konstrukcijama drvo-beton, kao i o trenutnom stanju naučno-stručnih saznanja i regulative u ovoj oblasti, kao zaključak se nameće neophodnost daljih teorijskih i eksperimentalnih istraživanja ovih spregnutih konstrukcija. Ovo posebno važi za našu zemlju, obzirom na nedostatak adekvatnog istraživačkog rada i odgovarajuće tehničke regulative. U tom kontekstu treba shvatiti i ovaj rad koji prvenstveno ima za cilj da otvori, ili bar odškrine, vrata široj primeni spregnutih konstrukcija drvo-beton u našoj zemlji. Pored ovog, generalnog cilja, poseban cilj je da se eksperimentalno, analitički i numerički utvrde osnovna pravila i zakonitosti u ponašanju spregnutih nosača drvo-beton spojenih mehaničkim spojnim sredstvima. U tu svrhu izvršena je eksperimentalna i teorijska analiza spregnutih nosača sistema proste grede, sastavljenih od betonske ploče i lepljenog lameliranog drvenog nosača, a koji su međusobno spojenih mehaničkim spojnim sredstvima - ekserima i zavrtnjevima. Posebna pažnja posvećena je interaktivnom dejstvu između drvenog nosača i betonske ploče preko sredstva za sprezanje, za koje su izvedena i eksperimentalna istraživanja na posebno konstruisanim modelima.

Dobijeni rezultati i podaci iz ovog rada treba da posluže inženjerskoj, stručnoj i istraživačkoj javnosti kao osnova za dalji rad i analize u ovoj, nesumnjivo interesantnoj i korisnoj oblasti, ali isto tako i kao osnova za proračun ovakvih spregnutih nosača i stvaranje uslova za dopunu sadašnje tehničke regulative iz oblasti drvenih i spregnutih konstrukcija.

2. PREGLED DOSADAŠNJIH ISTRAŽIVANJA U OBLASTI SPREZANJA DRVETA I BETONA

Početak istraživanja i praktične primene spregnutih elemenata konstrukcija vezan je, ako se kao vrsta sprezanja izuzumu klasično armirani i prethodno napregnuti elementi, za sprezanje čeličnih nosača-greda i armirano betonskih ploča. Sprovedenim eksperimentalnim ispitivanjima 1921. godine u Americi, započinju neprekidna istraživanja na ovim problemima sprezanja čelika i betona, a kasnije su značajno proširena i na druge oblike sprezanja (drvo-čelik, drvo-beton).

Sprezanje drvenih nosača i betonske ploče u elementima mostova i međuspratnim konstrukcijama u zgradarstvu značajnije se upotrebljava zadnjih pedesetak godina. Mogućnost primene ovih elemenata prvi put je predložena 1933. godine od strane Baldock-a, McCullough-a i Seiler-a a pominje se u radovima Pincus-a [114, 115]. Međutim, jedan poseban vid sprezanja drveta sa drugim materijalima, a to je - armiranje i prednaprezanje drvenih nosača - pojavio se mnogo ranije.

Prvi štampani radovi o armiranju drveta pojavili su se još 1907. godine u vidu patenata, ali do današnjih dana armiranje nije ušlo u širu komercijalnu upotrebu kod drvenih konstrukcija.

Detaljnijom teorijskom i eksperimentalnom analizom lepljenih lameliranih drvenih greda armiranih različitim vrstama armature bavili su se šezdesetih godina u Sovjetskom Savezu Kuliš, Šišov, Sorokin, a u Americi Sandberg, Hurst, Kruger, Lantos i drugi.

Da bi se premostili veći rasponi sa drvenim nosačima došlo se na ideju da se ovi nosači prednapregnu. Kao i kod betona, cilj prednaprezanja je da u nosač unese i održi napon suprotan od onog koji će biti u eksploataciji. Razlika između drveta i betona, sa aspekta prednaprezanja, je u tome što drvo poseduje visoku čvrstoću na zatezanje, pa sila prednaprezanja nije u toj meri ograničena kao što je to slučaj kod betona koji ima relativno nisku čvrstoću na zatezanje.

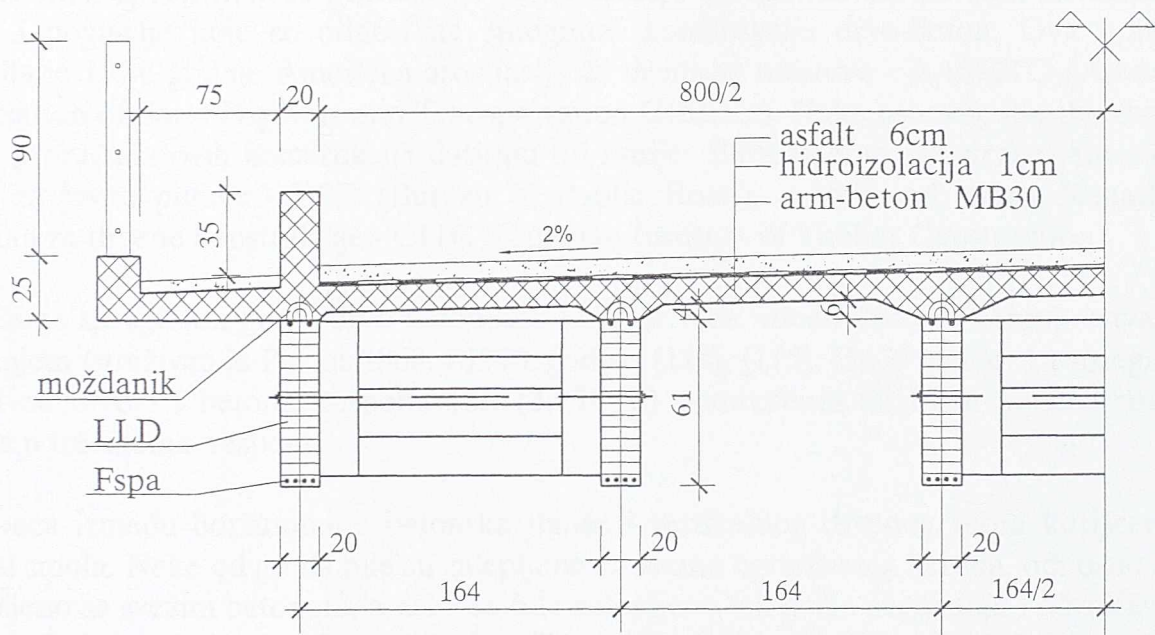
Američki istraživač Bohannon (1962 [17]), ostvario je prednaprezanje u lepljenim lameliranim drvenim gredama uz pomoć snopova čelične armature postavljenih u podužne otvore izbušene u drvetu. Čelična armatura nije bila povezana sa drvetom, a reaktivna sila prenosila se preko ankernih ploča na čelo greda.

U daljim istraživanjima vršenim u oblasti prednaprezanja u lepljenim lameliranim konstrukcijama, išlo se u pravcu pronalaženja vrste materijala za izradu armature za prednaprezanje.

Stakloplastična armatura - SPA (stekloplastikova armatura, glass fiber reinforced plastic), čija je tehnologija izrade i upotrebe razvijena u Minsku [84], pored dobrih elastomehaničkih karakteristika koje treba da ima žica za prednaprezanje, poseduje i druge povoljne osobine kao što je otpornost na koroziju, kiseline, baze, soli i gasove. To je, u

stvari, armatura napravljena od orjentisanih staklenih vlakana objedinjenih epoksi-fenolnim vezivom.

U okviru istraživanja izvršenih u Sovjetskom Savezu od strane Katedre za "Mostove i tunele" Habarovskog politehničkog instituta od 1969. do 1975. godine, ispitivani su spregnuti mostovi kod kojih je armirano-betonska ploča bila spregnuta sa nosačima od lepljenog lameliranog drveta, koji su pri tome bili prednapregnuti stakloplastičnom armaturom. Jedan od takvih mostova, čiji je poprečni presek prikazan na slici 2.1 imao je širinu $8+2 \times 0,75$ m i raspon od 9 metara. Drveni nosači izrađeni su od jelovine i prednapregnuti sa četiri kabla stakloplastične armature. Svaki kabl imao je četiri žice od 4 mm.



Slika 2.1 - Poprečni presek ispitivanog spregnutog mosta sa prednapregnutim drvenim nosačima [84]

Sprezanje drveta i betona izvršeno je pomoću petlji prečnika $\phi 14$ mm na međusobnom rastojanju od 30 cm. Petlje su bile zavarene za podužnu armaturu koja je epoksidnim lepkom bila zalepljena za drveni nosač. Most je bio opterećen u sredini raspona guseničarom težine 360 kN.

Detaljan prikaz mosta i rezultati ispitivanja dati su u literaturi [84].

Pored ovakvih mostova, ispitano je i sedam mostova sličnog oblika kod kojih drveni nosači nisu bili prednapregnuti već samo spregnuti sa betonskom pločom. Ovi mostovi imali su širinu od $7+2 \times 0,75$ m, sa šest glavnih nosača od kojih su po dva bila međusobno spojena.

Armirano-betonska ploča, od običnog ili keramzit betona, imala je debljinu od 10 do 12 cm, a međusobni razmak lepljenih lameliranih drvenih nosača bio je od 140 do 180 cm. Drveni nosači bili su izrađeni od ariša i jele. Mostovi su opterećivani sa po dva odnosno četiri vozila težine od 110 do 140 kN u raznim položajima.

Ispitivanja su pokazala dobro slaganje merenih i računskih vrednosti napona i ugiba iako su za većinu mostova računске vrednosti bile nešto manje od izmerenih. Ubrzo nakon ispitivanja usledila je i praktična primena ovakvih mostova.

Godine 1971. tim istraživača sa državnog univerziteta u Koloradu (USA) započeo je jednu opsežnu studiju da bi razvio racionalnu analizu i način projektovanja drvenih međuspratnih konstrukcija sa drvenim tavanjačama [159]. Cilj ovih istraživanja bio je da se razvije matematički model sistema drvenih međuspratnih konstrukcija koji će na osnovu svojstva osnovnog materijala (drveta) i veza između elemenata, predvideti ponašanje svake tavanice pri eksploatacionom i graničnom opterećenju. Uporedo sa ovim istraživanjima odvijala su se i istraživanja spregnutih tavanica i mostova od drveta i betona, što je rezultiralo time da u osnovnim uputstvima za proračun i konstruisanje spregnutih mostovskih konstrukcija izađe i poglavlje koje se odnosi na spregnute konstrukcije drvo-beton. Ova uputstva objavila je 1974. godine Američka asocijacija za drumske mostove - AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Neke osnovne karakteristike i način proračuna ovih konstrukcija datiraju od ranije: 1969. godine, od strane Američkog biroa za javne puteve - BPR (Bureau of Public Road), a 1970. od strane Kanadskog instituta za drvene konstrukcije - CITC (Canadian Institute of Timber Construction).

Ponašanje spregnutih greda drvo-beton kod kojih je veza između drveta i betona ostvarena lepljenjem istraživao je Pincus 1969. i 1970. godine [114], [115]. On je ispitao 14 spregnutih greda od drveta i betona, raspona 12ft (3,658 m) opterećenih do loma koncentrisanim silama u trećinama raspona.

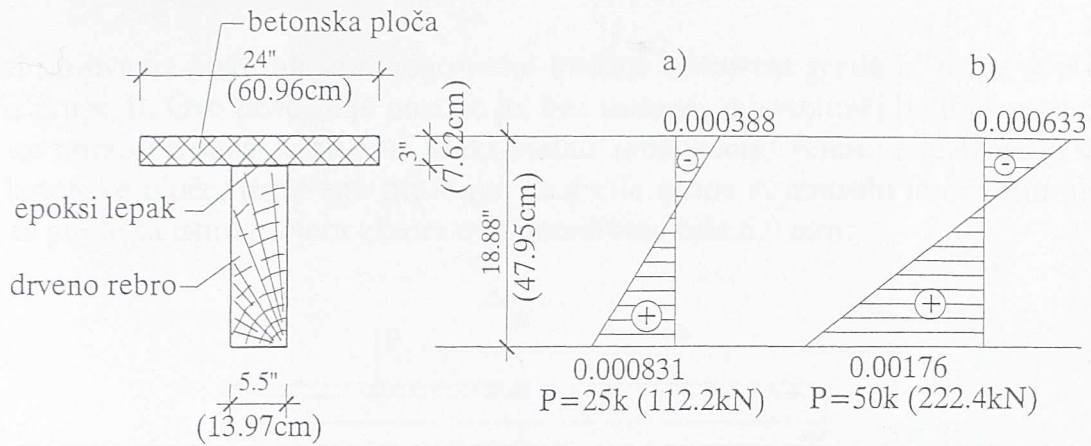
Kao veza između horizontalne betonske flanše i vertikalnog drvenog rebra korišćena je epoksi smola. Neke od greda bile su zalepljene za vreme ugrađivanja betona, odnosno drvo je lepljeno sa svežim betonom, a neke su bile zalepljene tek posle negovanja i očvršćavanja betona. Debljina betonske flanše bila je 2,5in (6,35cm) i 3in (7,62 cm), dok je njena širina varirala od 6in (15,24 cm) do 24in (60,96cm). Debljina drvenog rebra varirala je od 1,5in (3,81 cm) do 5,5in (13,97cm), a visina od 5,75in (14,6 cm) do 18,88in (47,95 cm). Debljina epoksi lepka bila je od 1/8in (0,32 cm) do 1/4in (0,64 cm).

Ovo istraživanje bilo je izvršeno u cilju određivanja svrsishodnosti korišćenja epoksi lepka kao sredstva za sprezanje drveta i betona i opravdanosti pretpostavke o homogenom preseku, koja se čini pri proračunu ovakvih nosača.

Rezultati ispitivanja pokazali su da se drveno rebro i betonska ploča ponašaju kao jedinstveni presek sve do loma. Položaj neutralne ose ostao je praktično nepromenjen tokom opterećivanja. Raspodela dilatacija u svim gredama slična je onoj prikazanoj na slici 2.2, a neutrlana osa ostala je praktično u istom položaju za sve ispitane grede.

Ova ispitivanja su takođe pokazala da postoji nekoliko figura loma u zavisnosti od dimenzija grede i karakteristika materijala:

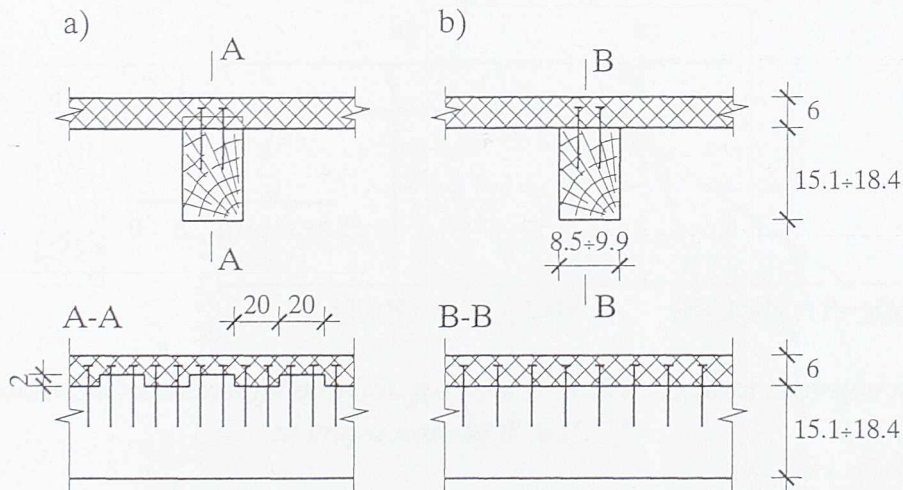
- lom usled smicanja betona na spoju rebra i flanše, koji je funkcija ukupne širine rebra, veličine transverzalne sile u preseku, geometrijskih karakteristika greda i čvrstoće betona. Ovo je bio i najčešći uzorak loma;
- lom usled smicanja drvenog rebra u blizini neutralne ose;
- lom drvenog rebra usled prekoračenja čvrstoće drveta na zatezanje pri savijanju;
- lom betonske ploče pri pritisku usled savijanja.



Slika 2.2 - Dilatacije u sredini raspona jedne od ispitanih greda - opterećenje od $0,5P_{loma}$ (a), i opterećenje neposredno pred lom (b) [114]

Ova ispitivanja pokazala su se korisnim i svrsishodnim za pokazivanje uticaja nekih od parametara koji su proveravani.

U cilju određivanja nosivosti i krutosti nosača drvo-beton spregnutih pomoću eksera i mogućnosti njihove upotrebe za sanaciju starih drvenih tavanica Godycki, Pawlica i Kleszezewski [51] su 1984. godine izvršili ispitivanje 14 spregnutih nosača podeljenih u dve grupe, A i B. Grupa A obuhvatila je spregnute nosače kod kojih je armirano-betonska ploča sa drvenim gredama spojena ekserima i zasecima u drvenoj gredi (slika 2.3a), a u grupi B veza je ostvarivana samo ekserima (slika 2.3b).



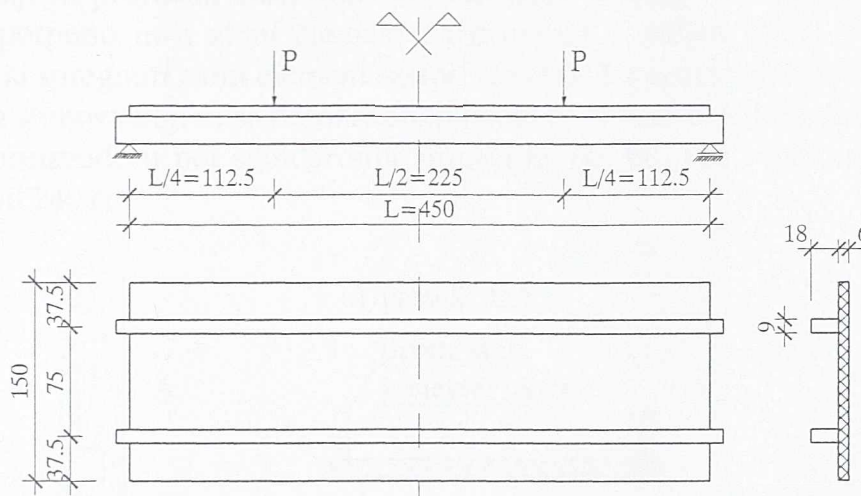
Slika 2.3 - Sprezanje armirano-betonske ploče i drvene grede ekserima i zasecima u drvenoj gredi (a) i samo ekserima (b) [51]

Zaseci su bili dubine 2 cm, dok su njihove dužine i rastojanja bili po 20 cm. Upotrebljene su dve dimenzije eksera E45 i E55 dok je njihov broj u gredama varirao od 0,2 do 0,8 kom./cm. Širina drvenih greda varirala je od 8,5 do 9,9 cm, a visina od 15,1 do 18,4 cm. Debljina armirano-betonske ploče bila je 6 cm. Nosači su opterećivani do loma koncentrisanim silama u četvrtinama raspona pomoću hidrauličkih presa. Jedan od ispitivanih nosača prikazan je na slici 2.4.

Da bi se utvrdio procenat povećanja nosivosti i krutosti, drvene grede istih dimenzija, ali bez betonske ploče bile su ispitivane na isti način.

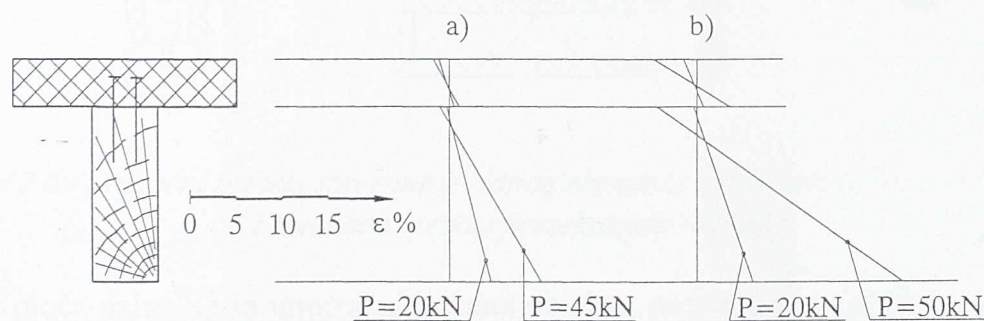


Rezultati ispitivanja pokazali su mnogo veću krutost i nosivost greda iz grupe A u odnosu na one iz grupe B. Ovo povećanje nastalo je, bez sumnje, zahvaljujući boljoj sprezi drveta i betona uz pomoć zaseka u drvetu. Maksimalno međusobno pomeranje između drvenih greda i betonske ploče, izmereno pri lomu, za grede grupe A iznosilo je 0,7 mm, dok je u grupi B za grede sa istim brojem eksera ovo pomeranje bilo 6,0 mm.



Slika 2.4 - Jedan od ispitivanih nosača drvo-beton spojen pomoću eksera [51]

Karakteristični dijagram dilatacija po visini nosača, za grupu A i B, u sredini raspona gde je moment savijanja bio konstantan prikazan je na slici 2.5.



Slika 2.5 - Karakteristične dilatacije po visini preseka u sredini raspona za grupu nosača A (a), i za grupu nosača B (b)[51]

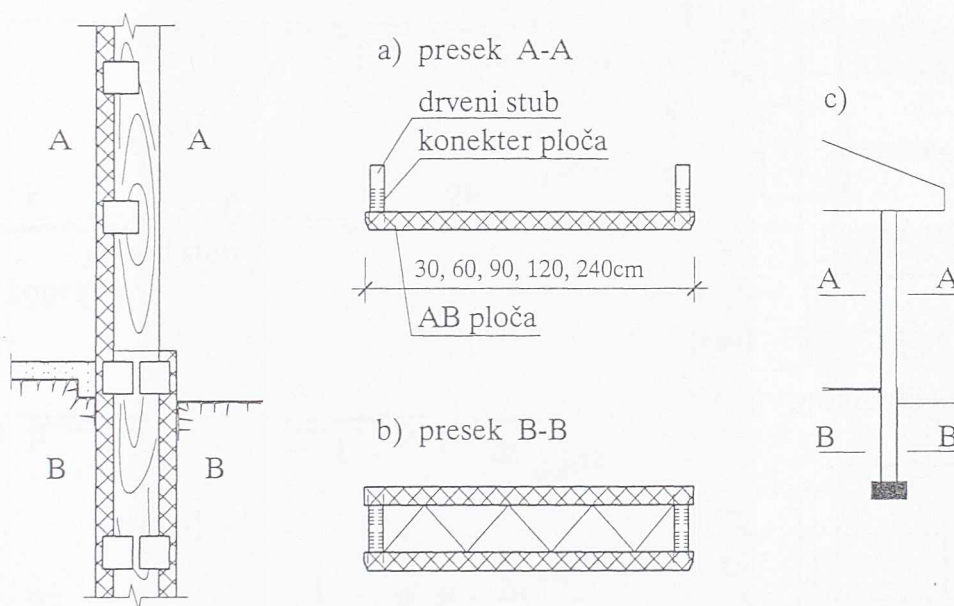
Upoređivanjem sile loma pokazalo se da je nosivost spregnutih nosača iz grupe A bila približno 36% veća od onih iz grupe B. Lom nosača nastajao je u većini slučajeva po drvetu usled dostizanja čvrstoće drveta na zatezanje. Pokazalo se da je srednja vrednost nosivosti spregnutih nosača bila 2,5 puta veća od one koja je izmerena za drvenu gredu bez sadejstvujuće betonske ploče.

Rezultate eksperimenata kao i odgovarajući, doduše uprošćen, ali za praksu sasvim zadovoljavajući proračun dat u ovom radu, autori su iskoristili da bi izvršili sanaciju oko 1000 m² starih drvenih tavanica u Lođu (Poljska). Sanacija je izvršena tako što su u postojeće drvene grede zabijani ekseri i preko njih urađena armirano-betonska ploča.

Prilikom ovih radova ispostavilo se da je većina starih drvenih greda mogla da se iskoristi (oko 80%), što je troškove i obim rada smanjilo za oko 50%.

Ovim načinom spreznjanja izvršena je sanacija i nadogradnja nekoliko objekata i u našoj zemlji [137], [142], [145].

Konekter ploče kao spojno sredstvo u spregnutim konstrukcijama drvo-beton ispitivao je 1984. godine u Švedskoj Girhammar [48], [49]. Ispitivanje je bazirano na zidnim elementima, čiji je proračun zasnovan na elastičnim vezama. Girhammar je, praktično, razvio jedan potpuno novi zidni element za primenu u industrijskim i poljoprivrednim objektima. Ovaj spregnuti zidni element sastoji se od tanke armirano-betonske ploče sa dva ili više drvenih stubova koji su sa betonskom pločom povezani konekter pločama (slika 2.6). Elementi se proizvode u pet standardnih širina (30, 60, 90, 120 i 240 cm), a najčešće se koristi širina od 240 cm.



Slika 2.6 - Poprečni preseki spregnutog zidnog elementa iznad zemlje (a), u zemlji (b), i shematski prikaz preseka zida (c) [48]

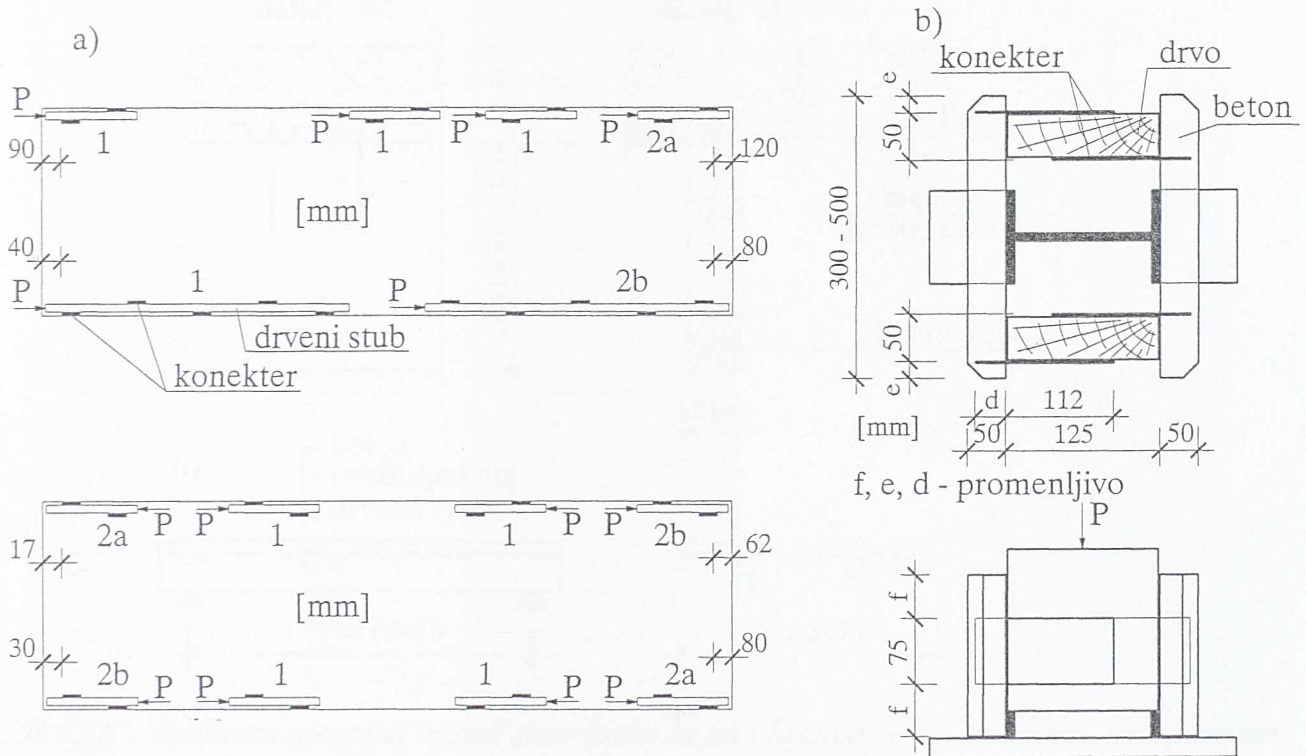
Betonska ploča nalazi se sa unutrašnje strane objekta, otporna je na udarce i može se lako održavati, odnosno čistiti, što je naročito pogodno za poljoprivredne objekte. Pored ovoga betonska ploča povećava protivpožarnu otpornost elemenata. Drveni stubovi predstavljaju oslonce za spoljašnju zidnu oblogu i smanjuju rizik od termičkih mostova. Za zidne elemente koji su u zemlji i koji su praktično sastavni deo temelja, betonska ploča se nalazi sa obe strane drvenih stubova (slika 2.6b).

Girhammar je, pored ostalog, razvio i uprošćen analitički postupak proračuna napona i deformacija za ovakve elemente uz sledeće pretpostavke:

- aksijalne sile pritiska i zatezanja deluju u težištu betonske ploče odnosno drvenih stubova,
- prsline u betonskoj ploči javljaju se u oba slučaja naprezanja,
- betonska ploča je relativno tanka i nema krutosti na savijanje ($E_b J_b = 0$),
- napon pritiska raspodeljuje se po čitavom poprečnom preseku betonske ploče, a napon zatezanja skoncentrisan je u armaturi,
- između betonske ploče i drvenih stubova postoji klizanje proporcionalno modulu pomerljivosti.

Da bi se ovakvi zidni elementi mogli primenjivati u praksi Girhammar je izvršio opsežna eksperimentalna ispitivanja, pre svega, da bi odredio modul pomerljivosti kao i kapacitet nosivosti elemenata od drveta i betona spojenih konekter pločama.

Izvršena su ispitivanja dve grupe uzoraka: uzorci napravljeni u fabrici i uzorci napravljeni u laboratoriji. U fabrički napravljenim zidnim elementima drveni stubovi bili su isečeni na delove tako da je svaki imao između dva i pet konektera, slika 2.7a), ostavljeno je mesto da se aplicira sila, a variran je razmak između konekter ploča i kraja betonske ploče.



Slika 2.7 - Ispitivani uzorci napravljeni u fabrici (a) i napravljeni u laboratoriji (b) [48]

U uzorcima napravljenim u laboratoriji, slika 2.7b), kvalitet armirano-betonske ploče, drvenih stubova i konekter ploča bio je isti kao i kod uzoraka napravljenih u fabrici, dok je variran način armiranja betonske ploče neposredno oko konektera kao i rastojanje konektera, od ivice betonske ploče kao i dužina sidrenja konekter ploča. Jedna serija bila je urađena i sa konekter pločama koje su u betonu povijene pod uglom od 45° .

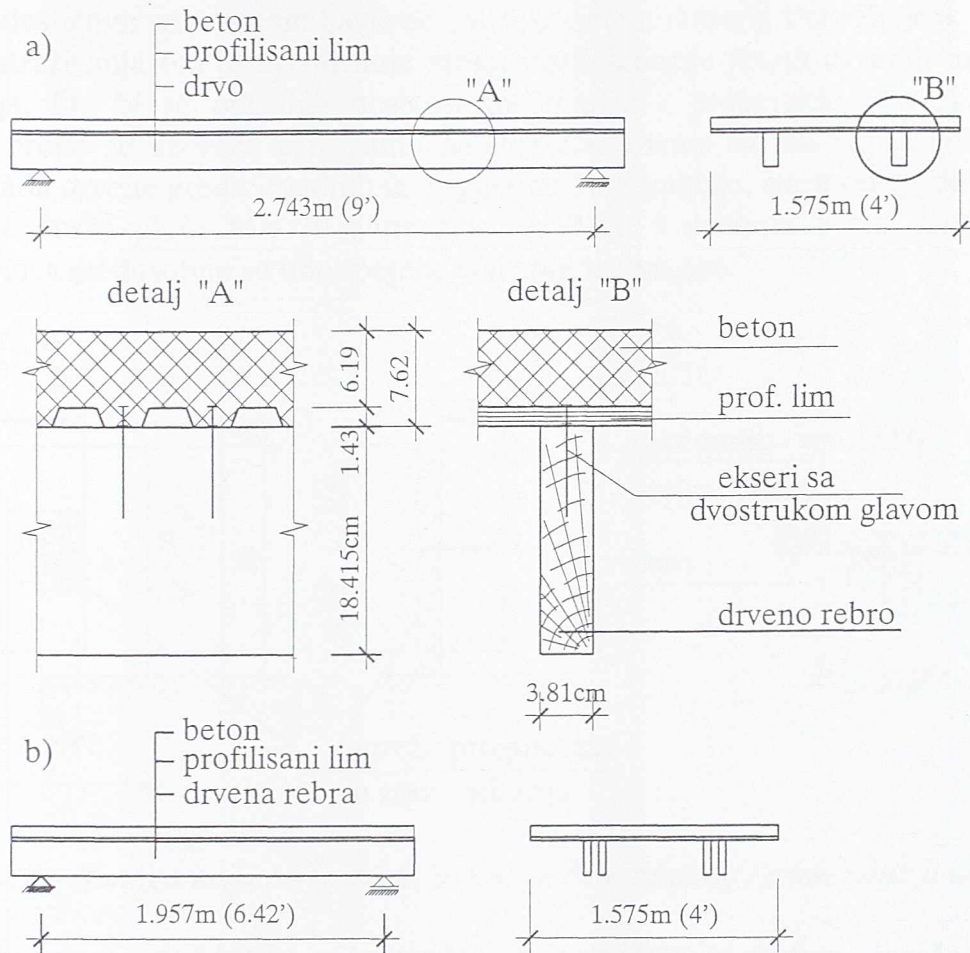
Rezultati ispitivanja pokazali su dve vrste loma:

- lom usled smicanja konekter ploče i
- lom usled prskanja betonske ploče.

Takođe je uočeno da je postavljanje armature duž ivice betonske ploče, sa spoljne strane konektera, mnogo efikasnije i praktičnije za povećanje kapaciteta nosivosti, nego povećanje rastojanja od ivice betonske ploče.

Istraživanja međuspratnih spregnutih nosača od drveta i betona izrađenog preko profilisanih čeličnih limova sa ekserima kao sredstvima za sprezanje obavljena u Americi 1990. godine od strane Hurst-a [70], poslužila su kao osnova za izgradnju trospratnih

stambenih zgrada sa međuspratnim spregnutim nosačima. Hurst je ispitivao nosače sistema proste i kontinualne grede sa dva polja, sa jednostrukim (slika 2.8a) i dvostrukim drvenim rebrima, slika 2.8b.



Slika 2.8 - Ispitivani spregnuti nosači drvo-beton sa profilisanim čeličnim limom, jednostrukim (a) i dvostrukim rebrima (b) [70]

Drvena rebra bila su dimenzija 3,81x18,415 cm izrađena od borovine. Preko ovih rebara postavljen je profilisani lim sa talasima dubine 1,43 cm na razmaku od 6,35 cm. Ovaj lim je sa drvenim rebrima bio spojen pomoću eksera sa dve glave. Preko ovako postavljenih limova urađena je betonska ploča debljine 7,62 cm. Nosači su opterećivani jednakopodeljenim opterećenjem u inkrementima od po 1,211 kN/m².

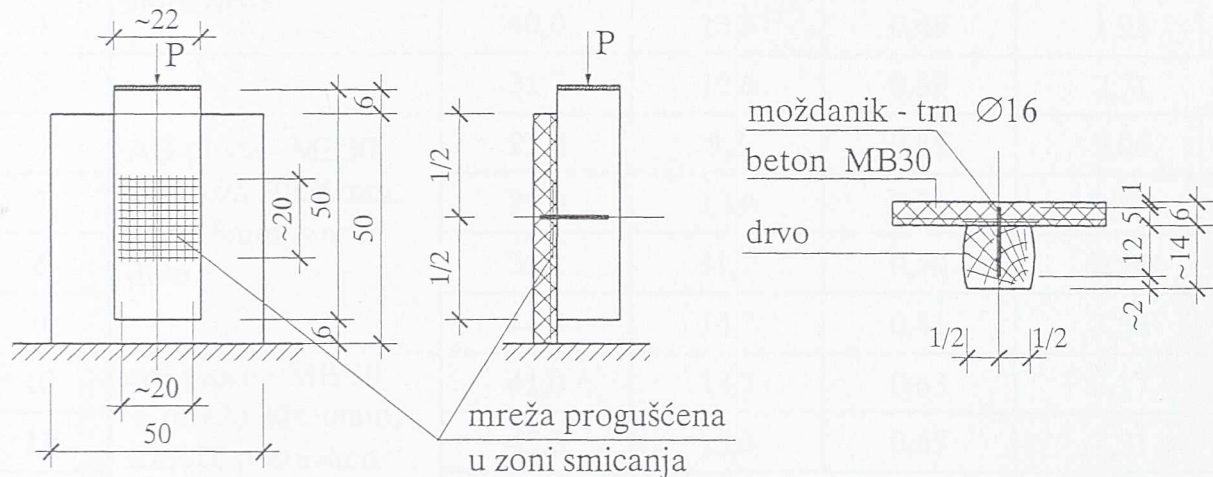
Ispitivanja su pokazala da kontinualni spregnuti nosači ovog tipa imaju 5,5 puta veću nosivost i skoro 15,5 puta veću krutost u odnosu na nosače sistema proste grede koji su napravljeni samo od drveta. Sa ovakvim spregnutim međuspratnim konstrukcijama urađeno je više naselja u Americi.

Modularne kuće po sličnom principu sa međuspratnim spregnutim konstrukcijama od drveta i betona su 1992. godine izgrađene i u Nemačkoj [95]. Firma Otto Baukmeier pod rukovodstvom profesora Kessel-a napravila je i ispitala međuspratnu konstrukciju koja se sastojala od duplih drvenih nosača i armirano betonske ploče. Nosači su bili dimenzija 4x18 cm na međusobnom rastojanju od 4 cm, koso nazubljeni sa gornje strane. Razmak zubaca duž nosača bio je 40 cm. Raspon nosača bio je 5,6 m, a njihov međusobni razmak 60 cm. Preko ovako formiranih nosača urađena je armirano-betonska ploča. Radi lakšeg



transporta i montaže celokupna konstrukcija kuće (podna konstrukcija i zidovi) urađena je iz delova (modula) dimenzija 240x560 cm, koji su kasnije spajani na licu mesta.

Istraživanjima teorijskog i eksperimentalnog karaktera spregnutih tavanica od drveta i betona sa elastičnim sprežanjem bavio se 1988. godine u Austriji Petr Zajicek [167], [168]. Cilj ovih istraživanja bio je utvrđivanje mogućnosti sanacije starih drvenih međuspratnih konstrukcija. Da bi se odredila nosivost moždanika i pomeranje u vezi izvršeno je ispitivanje preko 30 uzoraka prikazanih na slici 2.9. Uzorci su bili napravljeni od 50 cm dugih komada drvene grede izvađenih iz originalne konstrukcije, stare od 20 do 80 godina, i armirano-betonske ploče MB 30 dimenzija 50x50 cm i debljine 5 cm. Drvena greda i betonska ploča međusobno su bile spojene čeličnim trnom $\phi 16$.



Slika 2.9 - Konfiguracija pri ispitivanju nosivosti moždanika i pomeranja u vezi [167]

U zoni ankerovanja moždanika, u betonsku ploču ubačena je dodatna mrežasta armatura $\phi 3$ sa okcima 30x30 mm, da bi se umanjilo prskanje betona.

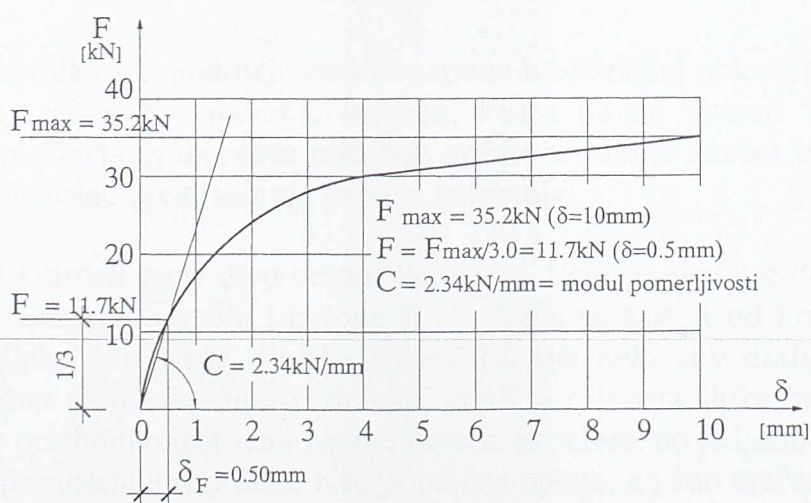
Ova konfiguracija za ispitivanje, a kasnije i za upotrebu u praksi za sanaciju drvenih međuspratnih konstrukcija, usvojena je posle niza varijacija sredstava za sprežanje (zavrtnjevi M16, šipke rebrastog čelika $\phi 12$ mm i dr.), kao i variranja kvaliteta betona i ojačanja u zoni ankerovanja moždanika.

Uzorci su ispitivani do loma. Analizirajući rezultate ispitivanja i dijagrame sila-pomeranje za ovako usvojenu konfiguraciju Zajicek je usvojio odnos sile loma i računске sile ($F_{max}/F_1=3,0$), uz uslov da istovremeno pomeranje u vezi mora biti manje od 1/3 maksimalnog pomeranja. Iz karakterističnog dijagrama sila-pomeranje dobijenog na osnovu ispitivanja, slika 2.10, vidi se da je ovaj uslov uvek bio ispunjen.

U Tabeli 2.1 dat je prikaz rezultata ispitivanja jedne serije uzoraka opterećenih na smicanje. Kao što se iz ove tabele vidi računска nosivost trna $\phi 16$ varira od 9,3 do 15,0 kN, što nije veliko rasipanje obzirom na kvalitet i starost upotrebljenog drveta. Odgovarajuća pomeranja za ove sile su od 0,36 do 0,65 mm. Ove vrednosti se poklapaju sa ispitivanjima štapastih moždanika koje je vršio Möhler 1986. godine na Univerzitetu Karlsruhe u Nemačkoj [96].

Tabela 2.1 - Prikaz rezultata ispitivanja jedne serije uzoraka opterećenih na smicanje [167]

Broj uzorka	Opis uzorka	Sila loma F_{max} [kN]	Računska sila $F_1 = F_{max}/3$ [kN]	Pomeranje δ_1 [mm]	Modul pomerljivosti C [kN/mm]
1	AB-ploča -MB30 + mreža 30x30mm, trn $\phi 16$, veoma staro drvo	34,8	11,6	0,36	3,22
2		37,8	12,6	0,41	3,07
3		38,4	12,8	0,40	3,22
4		40,0	13,3	0,68	1,93
5	AB-ploča - MB30 + mreža 30x30mm, trn $\phi 16$ mm, staro drvo	31,7	10,6	0,39	2,71
6		27,9	9,3	0,45	2,06
7		39,0	13,0	0,51	2,55
8		35,2	11,7	0,50	2,34
9		44,3	14,7	0,41	3,58
10	AB ploča - MB 30 + mreža 30x30mm, trn $\phi 16$ postavljen u izbušenu rupu $\phi 18$ i zaliven epoksi smolom	41,0	13,7	0,63	2,17
11		45,0	15,0	0,65	2,31
12		37,8	12,6	0,60	2,10
13		33,9	11,3	0,40	2,82
	Srednje vrednosti	37,5	12,5	0,50	2,62

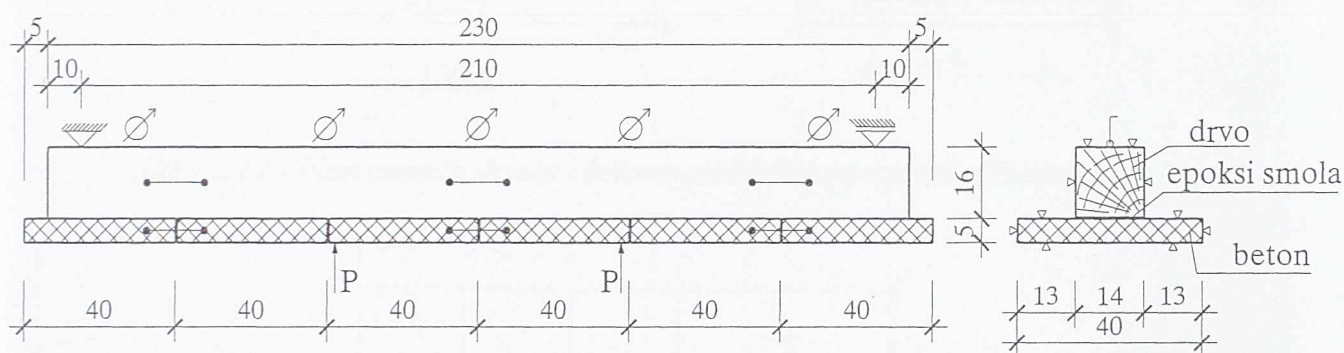
Slika 2.10 - Karakteristični dijagram sila - pomeranje (F - δ) za vezu trnovima (uzorak br. 8 iz Tabele 2.1) [167]

Računska nosivost gore opisanog spregnutog preseka, sa usvojenim modulom pomerljivosti dobijenim pri ovim ispitivanjima je za 35% manja od nosivosti kruto spregnutog preseka (bez pomeranja u spoju drvo-beton).

U našoj zemlji se mali broj istraživača bavio problematikom spregnutih konstrukcija drvo-beton. Teorijsko eksperimentalna istraživanja koja su izvršena 1988. godine na Građevinskom fakultetu u Beogradu [100], [101], [102] odnosila su se na problematiku spregnutih nosača od drveta i betona, gde je kao sredstvo za sprezanje korišćenja masa na bazi epoksi smole. Istraživanja su izvršena u cilju određivanja nosivosti ovakvih nosača kao i opravdanosti pretpostavki teorije krutog sprezanja koja se primenjuje pri njihovom proračunu.

Eksperimentalna ispitivanja izvršena su na spregnutim nosačima čija je dispozicija prilikom ispitivanja, položaj mernih mesta i dimenzije preseka prikazana na slici 2.11.

Nosači su bili dužine 230 cm dobijeni lepljenjem drvene grede 14/16 cm od četinarara II klase vlačnosti 18% i betonskih ploča kvadratnog oblika veličine 40x40x5cm, od betona MB 20.



Slika 2.11 - Dispozicija ispitivanja zalepljenih spregnutih nosača [100]

Nosači su opterećivani koncentrisanim silama u trećinama raspona do loma u nekoliko koraka, pri čemu su u svakom koraku mereni ugibi i lokalne deformacije.

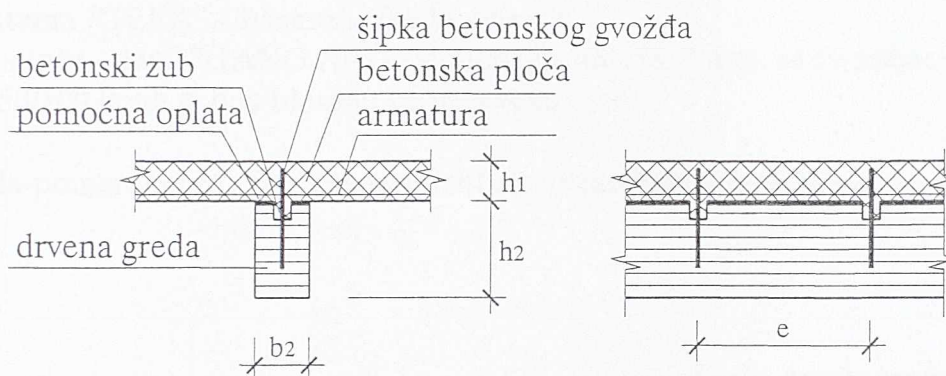
Ispitivanja su pokazala da u području radnih napona u elastičnoj oblasti ($P \sim P_{\max}/3$) postoji dobra saglasnost računskih i merenih veličina, kao i da ne postoji "proklizavanje" u zalepljenom spoju. Obzirom da ploče nisu bile armirane lom je nastao po betonu, u zoni oko sredine nosača, usled prekoračenja napona zatezanja.

U cilju povećanja krutosti spoja drvo-beton Werner je, 1992. godine predložilo i patentirao jedan novi način sprezanja drveta i betona [162]. Veza se sastoji od kružnog betonskog zuba i rebraste šipke betonskog gvožđa, slika 2.12. Betonski zub nastaje ugrađivanjem betona u cilindrično oglodanu rupu u drvenoj gređi, a rebrasta šipka betonskog gvožđa, koja se utiskuje u prethodno izbušenu rupu u drvetu, istovremeno je i armatura za betonski zub, a može i da prenosi silu smicanja. Kao pomoćna oplata, a i kao ojačanje za pritisak po omotaču rupe iznad drvene grede postavljena je tanka šper-ploča.

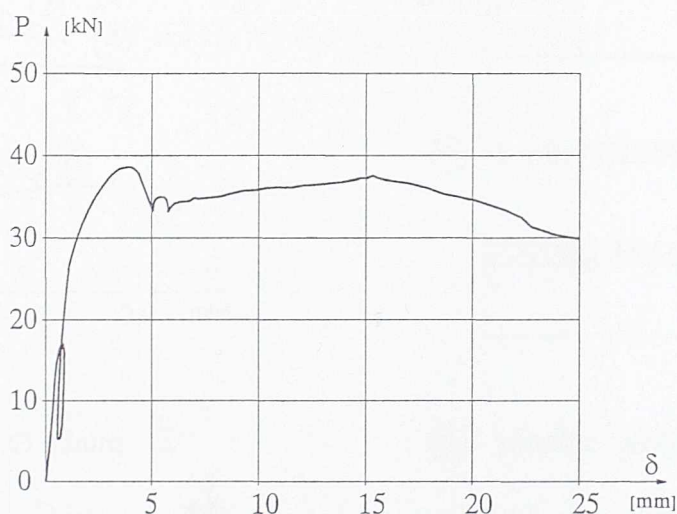
Ovakav način sprezanja može se koristiti kod izrade armirano-betonske ploče na licu mesta, ali i kod upotrebe prefabrikovanih betonskih elemenata. Nosivost i krutost ovakve veze određena je na osnovu eksperimenata. Ispitivana je serija uzoraka sa i bez šper-ploče kao pomoćne oplata. Utvrđeno je da lom nastaje usled dostizanja granične čvrstoće na pritisak po omotaču rupe, pri čemu se rebrasta šipka betonskog gvožđa savija, betonski zub se lomi i šipka se utiskuje u drvo. Na slici 2.13 dat je tipičan dijagram sila-pomeranja za

jednu ovakvu vezu. Vidi se da sa povećanjem opterećenja, "rad" veze, odnosno dijagram $P-\delta$ nije linearan, zbog toga je Werner predložio da se za dokaz nosivosti i upotrebljivosti koriste dva različita modula pomerljivosti, $C_\sigma = 0,6 P_{\max} / \delta_{0,6}$, za napone i $C_\delta = 0,4 P_{\max} / \delta_{0,4}$, za ugibe.

Ovaj koncept o različitim modulima pomerljivosti za proračun napona i ugiba usvojen je i u Evrokodu 5.



Slika 2.12 - Veza između drveta i betona predložena od strane Werner-a [162]



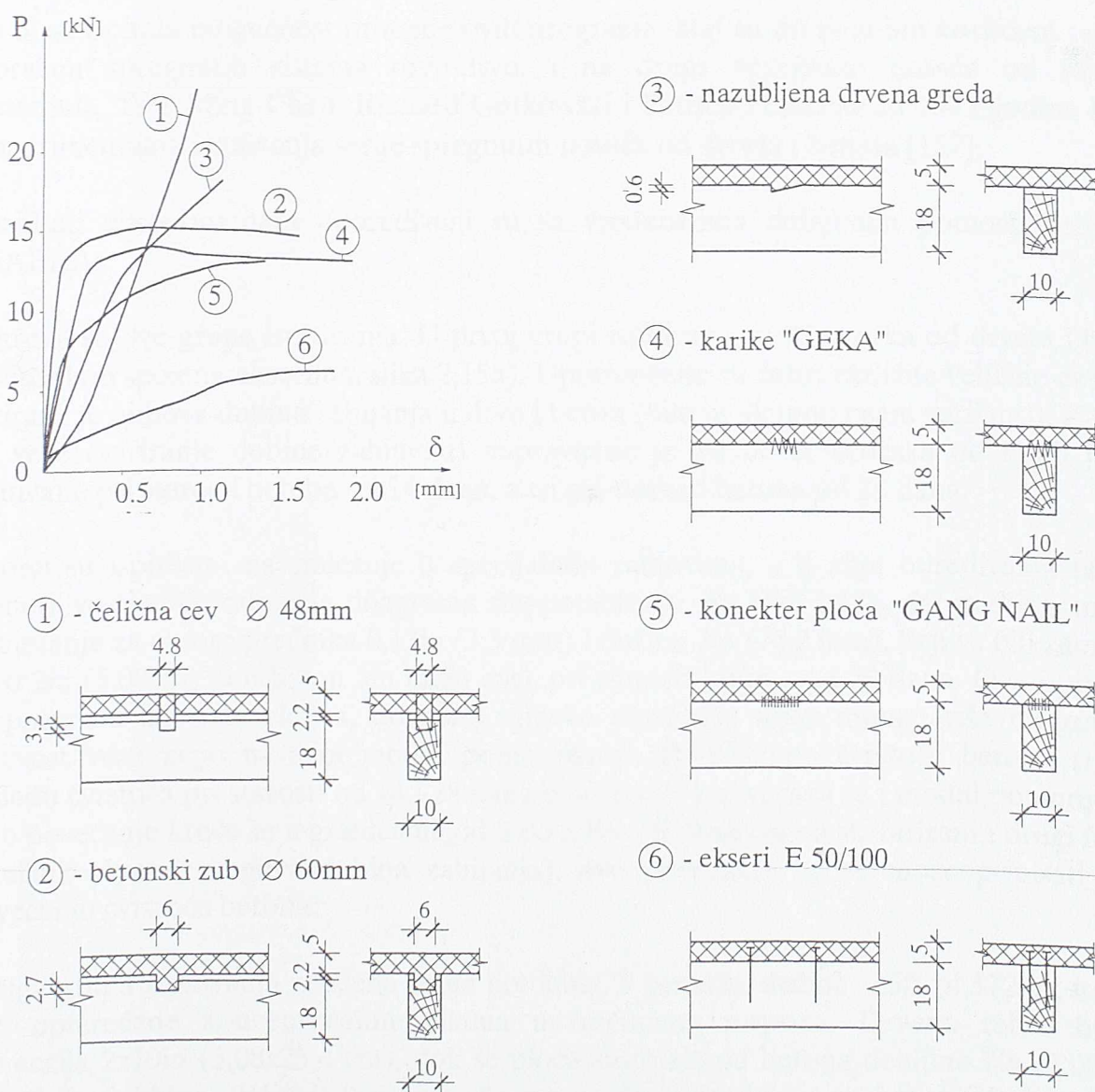
Slika 2.13 - Karakterističan dijagram $P-\delta$ za ispitivanu vezu drvo-beton predloženu od strane Werner-a [162]

Ispitivanje ponašanja pojedinih tipova spojnih sredstava, kao moždanika za vezu drvo-beton vršeno je 1993. godine u Italiji, od strane ispitivača Ronce i Gelfija [46].

Oni su ispitivali krutost, odnosno deformabilnost moždanika koji se mogu primjenjivati za sprezanje drveta i betona, a koji se inače koriste kao spojna sredstva u drvenim konstrukcijama. Ispitivanja su vršena u specijalno napravljenim ramovima na uzorcima od jelovog drveta preseka 10/18 cm koji su sa armirano-betonskom pločom, debljine 5 cm od betona MB 30, bili spojeni različitim vrstama moždanika. Opterećenje je nanošeno pomoću hidrauličke prese brzinom od 250 N/min i mereno je pomeranje na spoju drvo-beton. Uzorci nisu ispitivani do loma već su rasterećivani pri određenoj deformaciji (maksimalna deformacija bila je 8 mm) i tako deformisani raseceni da bi se moglo analizirati njihovo unutrašnje deformisano stanje. Izvršeno je ispitivanje pomeranja na spoju drvo-beton sa sledećim spojnim sredstvima:

- čelična cev $\phi 48$ mm sa debljinom zida od 2 mm koja je bila postavljena u kružnu rupu u drvetu dubine 32 mm. Ova cev prolazila je kroz celu debljinu betonske ploče, a između betonske ploče i drvene grede bio je postavljen podmetač od drveta debljine 22 mm;
- betonski kružni zub $\phi 60$ mm u drvenoj gredi dobijen izradom betonske ploče preko drvene grede u koju je prethodno izbušena rupa $\phi 60$ mm, dubine 27 mm. I u ovom slučaju između grede i ploče postojao je podmetač od drveta debljine 22 mm;
- koso nazubljena drvena greda sa najvećom dubinom zasecanja od 6 cm;
- karike sistema "GEKA" - dvostrane, sa 14 zubaca;
- konekter ploče - dupli "GANG NAIL" dimenzija 100x58x2 mm, sa 18 zubaca od 20 mm;
- ekseri E 50/100 kojih je bilo ukupno četiri u vezi.

Dijagram sila-pomeranje za sva u eksperimentu upotrebljena spojna sredstva dat je na slici 2.14.



Slika 2.14 - Dijagrami P- δ za različite tipove moždanika [46]

Očigledno je sa dijagrama na slici 2.14 da za ovakvu konfiguraciju pri ispitivanju moždanici u obliku betonskog zuba i konekter ploče "GANG NAIL" imaju dosta veću početnu krutost u odnosu na ostale moždanike, ali im je granica elastičnosti daleko ispod granice

elastičnosti za čelične cevaste moždanike. Treba takođe uočiti i veliku pomerljivost veze ostvarene ekserima.

Sa razvojem računara i novih numeričkih metoda (kao što je metod konačnih elemenata) razvijaju se i odgovarajući programi za analizu i proračun konstrukcija.

Sedamdesetih godina istraživački tim na Državnom univerzitetu u Koloradu u Americi (Colorado State University) razvio je kompjuterske programe FEAFLO (Finite Element Analysis of FLOrs) i FEABEA (Finite Element Analysis of BEAms) za analizu i proračun drvenih međuspratnih sistema. Ovi programi baziraju se na metodi konačnih elemenata i matematičkim modelima spregnutih drvenih konstrukcija.

Proračunom se mogu obuhvatiti različite karakteristike materijala, delimično sprezanje između elemenata, rad međuspratne konstrukcije u dva pravca i drugo.

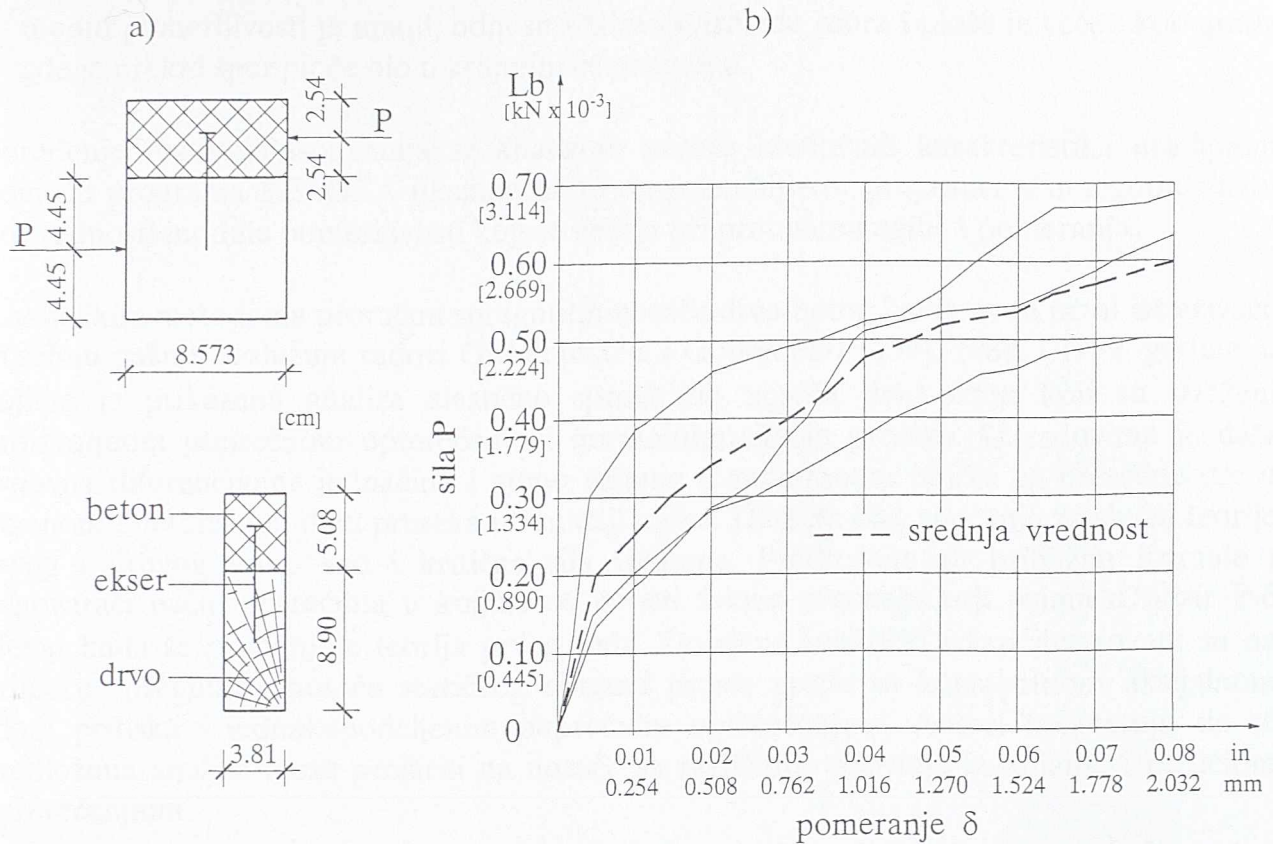
Da bi se ispitala mogućnost primene ovih programa, koji su do tada bili korišćeni samo za proračun spregnutih sistema drvo-drvo, i na druge spregnute nosače od različitih materijala, Tser-Ming Chen, Richard Gutkowski i Patrick Pellicane su 1992 godine izvršili eksperimentalna ispitivanja serije spregnutih nosača od drveta i betona [157].

Rezultati eksperimenata upoređivani su sa vrednostima dobijenim pomoću programa FEABEA.

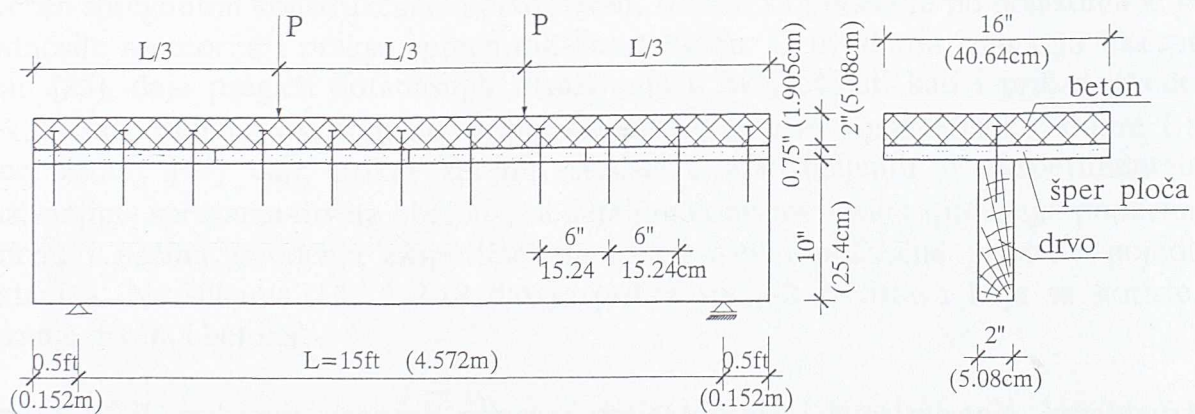
Izvršene su dve grupe ispitivanja. U prvoj grupi ispitivana su 72 uzorka od drveta i betona međusobno spojena ekserima, slika 2.15a). Upotrebljene su četiri različite veličine eksera, a varirana je njihova dubina zabijanja u drvo i beton (bilo je ukupno osam varijanti). Za svaki tip veze (variranje dubine zabijanja) napravljeno je po devet uzoraka od kojih je šest ispitivano pri starosti betona od 14 dana, a tri pri starosti betona od 28 dana.

Uzorci su ispitivani na smicanje u specijalnim ramovima, a u cilju određivanja modula pomerljivosti veze, odnosno dijagrama sila-pomeranje. Na slici 2.15b, dat je dijagram sila-pomeranje za eksere prečnika 0,13in (3,3 mm) i dužine 3in (76,2 mm), koji su bili zabijeni u drvo 2in (5,08cm), a u beton 1in (2,54 cm), pri starosti betona od 28 dana. Ova ispitivanja su pokazala da vrste eksera, odnosno njihove dimenzije utiču mnogo više na graničnu nosivost veze nego na sam modul pomerljivosti. Povećanjem čvrstoće betona (razlika između čvrstoća pri starosti od 14 i 28 dana bila je 12%) povećava se i modul pomerljivosti. Ovo povećanje kreće se u granicama od 3 do 50%, ali obzirom da su varirani i drugi faktori (prečnik eksera, njegova dubina zabijanja), ovo povećanje se ne može pripisati samo povećanju čvrstoće betona.

Druga grupa ispitivanja izvršena je na gredama T preseka dužine 15ft (4,572m), koje su bile opterećene koncentrisanim silama u trećinama raspona. Drveno rebro bilo je dimenzija 2x10in (5,08x25,4 cm), dok se ploča sastojala od betona debljine 2in (5,08cm) i šperploče debljine 3/4in (1,905 cm). Za sve grede upotrebljeni su isti ekseri, kao spojna sredstva rebra i ploče, jedino je variran razmak eksera (dve grede imale su razmak eksera 2in (5,08cm), a dve 6in (15,24 cm)). Zbog ograničenih dužina šper-ploče ona je bila prekinuta ili u sredini raspona ili u krajnjim četvrtinama, slika 2.16.



Slika 2.15 - Ispitivanje na smicanje - oblik i dimenzije uzorka (a), dijagram $P-\delta$ za jednu grupu uzoraka (b) [157]



Slika 2.16 - Geometrijske karakteristike ispitivanih greda [157]

Opterećenje je nanošeno u koracima od po 100 lb (0,448 kN) do veličine od 500 lb (2,224 kN). Grede su zatim rasterećivane i ponovo opterećivane do loma. Na svim nivoima opterećenja meren je ugib i klizanje između slojeva.

Rezultati ispitivanja pokazali su sledeće:

- smanjenje razmaka eksera sa 6 in na 2 in (sa 15,24 cm na 5,08 cm) smanjuje ugib u sredini nosača za oko 74%, dok se modul pomerljivosti povećava tri puta, odnosno u istom odnosu kao i razmak eksera;
- prekid šper ploče u sredini raspona grede povećava ugib, u odnosu na grede kod kojih je ovaj prekid bio u krajnjim četvrtinama, samo pri nižim nivoima opterećenja - do 250 lb (1,112 kN). Napominje se da je lom greda nastao pri nivou opterećenja od oko 10 000 lb (44,48 kN);

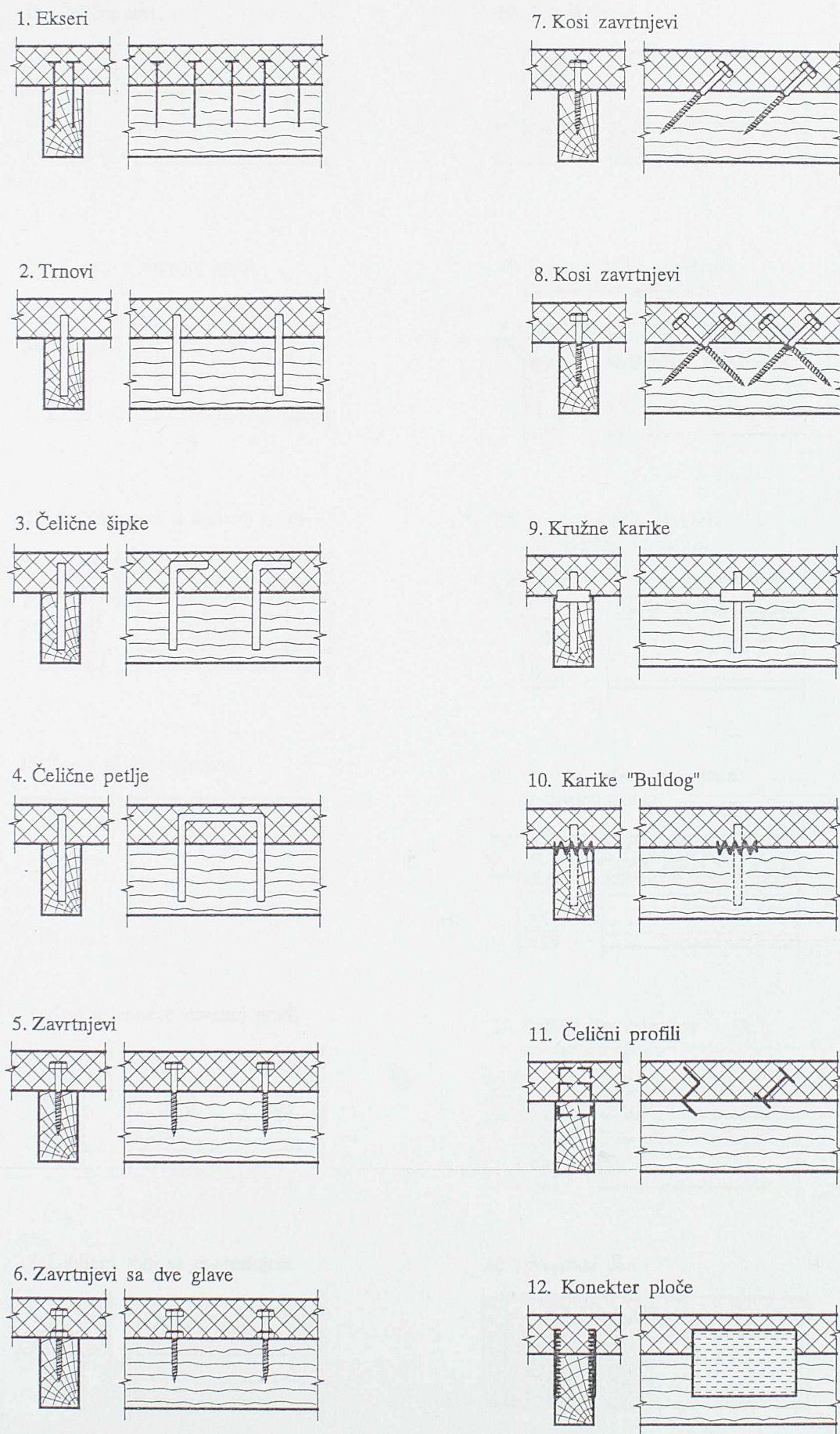
- modul pomerljivosti je manji, odnosno klizanje između rebra i ploče je veće, kod greda gdje je prekid šper ploče bio u krajnjim četvrtinama.

Poređenje rezultata ispitivanja sa analizom nosača identičnih karakteristika urađenom pomoću programa FEABEA ukazuje na to da primenljivost programa u mnogome zavisi od vrednosti modula pomerljivosti koji se usvaja pri proračunu ugiba i pomeranja.

Analitičkim metodama proračun spregnutih nosača drvo-beton bavili su se razni istraživači. Posebnu pažnju zaslužuju radovi Girhammar-a i Gopua [47] i [59], 1988. i 1991. godine, u kojima je prikazana analiza elastično spregnutih nosača drvo-beton koji su izloženi proizvoljnom poprečnom opterećenju i normalnim silama pritiska. U radovima je data osnovna diferencijalna jednačina i njeno rešenje u zatvorenom obliku za presečne sile u drvenom i betonskom delu preseka u funkciji ugiba. Date su sile smicanja za slučaj teorije prvog i drugog reda, kao i kritična sila izvijanja. Predložene su približne formule i odgovarajući način proračuna u kojima se koristi faktor uvećanja koji uzima u obzir P- δ efekat kada se primenjuje teorija prvog reda. Dobijeni analitički izrazi ilustrovani su na primeru spregnutog nosača statičkog sistema proste grede sa konstantnom aksijalnom silom pritiska i jednakopodeljenim poprečnim opterećenjem. Autori konstatuju da se predložena analiza može proširiti na nosače sa različitim uslovima oslanjanja i različitim opterećenjima.

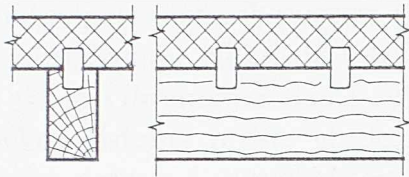
Očigledna aktuelnost problematike sprezanja drveta i betona navela je istraživače da organizuju poseban simpozijum posvećen ovoj oblasti. Simpozijum je održan juna 1992. godine u Italiji, u organizaciji RILEM-a i predstavljao je prvi naučno-stručni skup koji je posvećen spregnutim konstrukcijama drvo-beton. Radovi su podeljeni po oblastima koje su se odnosile na teoriju i praksu spregnutih konstrukcija. U uvodnom izlaganju Ceccotti i Covan [25], daju pregled dotadašnjih istraživanja u ovoj oblasti kao i prikaz izvedenih objekata sa posebnim osvrtom na spojna sredstva - njihove karakteristike, dobre i loše strane. Hoefl [64] daje prikaz spojnih sredstava upotrebljenih u eksperimentalnim istraživanjima sprezanja drveta i betona, sa detaljnim opisom načina sprezanja, podacima o vremenu i načinu izvođenja eksperimenata kao i mestu praktične primene pojedinih moždanika. Na slikama 2.17 i 2.18 dat je prikaz spojnih sredstava koja se koriste za sprezanje drveta i betona.

Ostrund [108], prikazuje osnovne principe projektovanja i konstruisanja, karakteristike materijala, veza i krutosti spregnutog poprečnog preseka. U radu, on konstatuje da je čvrstoća betona na pritisak vrlo retko odlučujuća za nosivost preseka i da primena teorije plastičnosti pri proračunu nije opravdana. Takođe navodi da su od najvećeg značaja za proračun spregnutih konstruktivnih elemenata sledeće karakteristike materijala: čvrstoće drveta, betona i čelika od koga su izrađena spojna sredstva, vrednosti modula elastičnosti za drvo i beton, granična nosivost spojnih sredstava, modul pomerljivosti veze i vrednosti skupljanja i tečenja za drvo i beton.

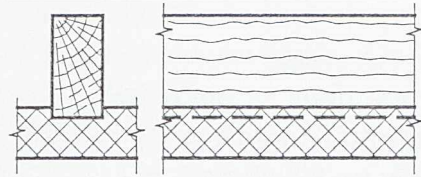


Slika 2.17 - Spojna sredstva za sprezanje drveta i betona [64]

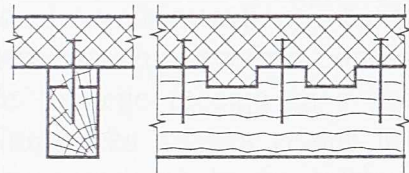
13. Čelične cevi



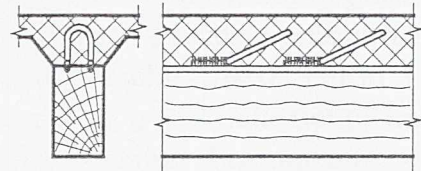
19. Lepljeni spoj



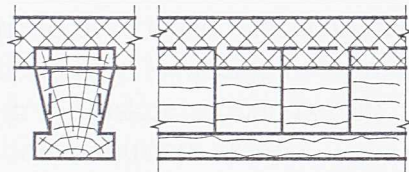
14. Zarezi u drvenoj gredi



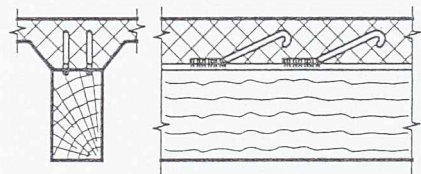
20. Čelične petlje zavarene za podužnu armaturu za podužnu armaturu



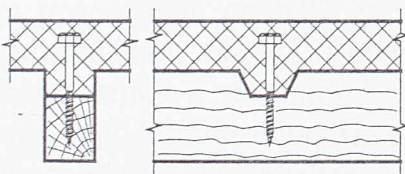
15. Bočni zarez u drvenoj gredi



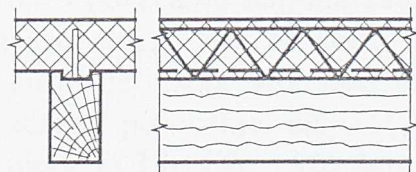
21. Čelične petlje zavarene za podužnu armaturu



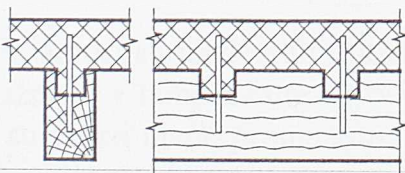
16. Zarez sa zavrtnjem



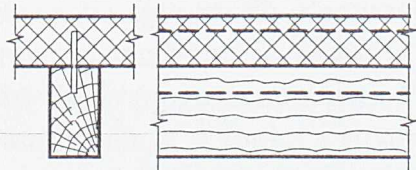
22. Čelična rešetka zalepljena za drvenu gredu



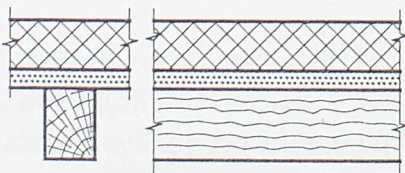
17. Kružne rupe u drvenoj gredi



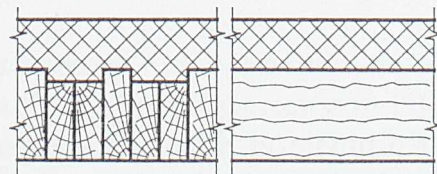
23. Čelični lim zalepljen za drvenu gredu



18. Lepljeni spoj sa međuslojem



24. Spregnuta ploča



Slika 2.18 - Spojna sredstva za sprezanje drveta i betona [64]

Girhammar [50], u svom radu na Simpozijumu, daje analitičke metode proračuna za kontinualne spregnute grede i stubove po teoriji prvog i drugog reda, kao i teorijske proračune vibracija spregnutih nosača. U radu se daju i aproksimativne metode proračuna bazirane na određivanju efektivne (stvarne ili fiktivne) krutosti na savijanje. Ovde treba napomenuti da je Girhammar dao i rešenje diferencijalne jednačine za ugib spregnutog nosača statičkog sistema proste grede za različite slučajeve opterećenja. Diferencijalna jednačina ugiba data je i u ovoj disertaciji u Poglavlju 5.1, a u Tabeli 2.2 su prikazana rešenja za različite slučajeve opterećenja.

Capretti i Ceccotti [24], analiziraju uticaj tečenja betona i drveta na spregnute konstrukcije. Ovaj uticaj se u pojednostavljenoj metodi uzima preko redukovanih modula elastičnosti i klizanja. Autori istražuju stvarno ponašanje spregnutog nosača tokom vremena uzimajući odgovarajuće funkcije tečenja za svaku komponentu u preseku (drvo, beton i spojno sredstvo). Numerička analiza vršena je pomoću računara, a u viskoelastičnoj analizi za svaku komponentu preseka uzeta je različita funkcija tečenja. Posmatrane su četiri kombinacije funkcija tečenja za drvo i beton, zadržavajući elastičnu vezu i konstantne klimatske uslove:

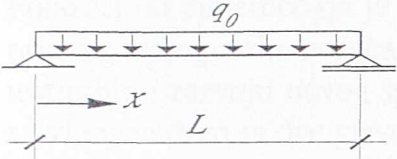
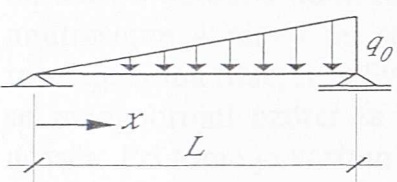
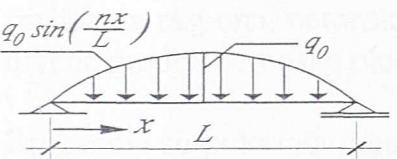
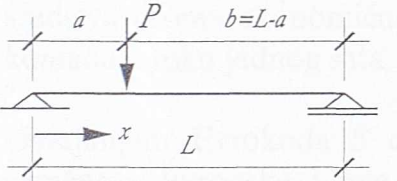
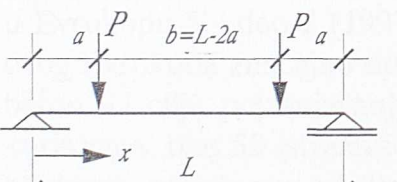
- a) viskoelastično drvo i viskoelastičan beton;
- b) viskoelastično drvo i starenje betona;
- c) elastično drvo i viskoelastičan beton;
- d) elastično drvo i starenje betona.

Za ove kombinacije analizirani su ugibi, klizanje, unutrašnje sile u betonu i drvetu i maksimalni naponi. Konstatovano je da deformacije pokazuju povećanje kroz vreme, sa maksimalnim povećanjem od 62% za kombinaciju a). U pogledu napona postoji jasna relaksacija maksimalnog napona u betonu usled tečenja i povećanje napona zatezanja u drvetu. Mala je razlika u rezultatima između betona koji stari i koji ne stari. Za dalju analizu usvojena je kombinacija b), ali je umesto elastične uzeta viskoelastična veza (Kelvin-Voigt model). Ova analiza pokazala je značajno povećanje ugiba (20-30%), naponska preraspodela između drveta i betona je smanjena za 10-15%, a konstatovano da opterećenje po spojnim sredstvima i naponi zatezanja u drvetu manje zavise od tečenja u vezi.

U istom radu autori su analizirali i uticaj promene dimenzija spregnutih elemenata usled promene vlažnosti i temperature. Promena temperature posmatrana je samo u betonu, obzirom da su efekti njene promene na drvo mali, tako da se mogu zanemariti. Promena vlažnosti posmatrana je za oba materijala. Konstatovano je da je u toploj i suvoj okolini sprezanje veće, sa manjim ugibima i naponima, ali je i opterećenje po spojnem sredstvu veće. U hladnoj i vlažnoj sredini efekat sprezanja se smanjuje, što uzrokuje povećanje ugiba i napona u pojedinim elementima.

Problemima ponašanja spregnutih konstrukcija u zavisnosti od vremena (skupljanje i tečenje) i uslova okoline (vlažnost i temperatura) bavili su i Navi i Martensson [105]. Oni opisuju ponašanje svakog od elemenata (drvo, beton) pod dejstvom pomenutih uticaja i ukazuju na to da se posebna pažnja mora posvetiti izradi spregnutih nosača i održavanju u toku eksploatacije kako bi se nepovoljni uticaji vlažnosti i temperature smanjili na najmanju moguću meru.

Tabela 2.2 - Ugib spregnutog nosača sistema proste grede za različite slučajeve opterećenja [50]

Slučaj opterećenja	ugib w
	$w = \frac{q_0 L^4}{EI_\infty} \left\{ \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1 \right) \left[\frac{1}{2\alpha^2 L^2} \left[\frac{x}{L} - \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right] + \frac{1}{\alpha^4 L^4} \cdot \left[\frac{\cosh(\alpha x - \alpha L/2) - 1}{\cosh(\alpha L/2)} - 1 \right] \right] + \frac{1}{24} \left[\frac{x}{L} - 2 \left(\frac{x}{L} \right)^3 + \left(\frac{x}{L} \right)^4 \right] \right\}$
	$w = \frac{q_0 L^4}{EI_\infty} \left\{ \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1 \right) \left[\frac{1}{6\alpha^2 L^2} \left[\frac{x}{L} - \left(\frac{x}{L} \right)^3 \right] + \frac{1}{\alpha^4 L^4} \left[\frac{\sinh(\alpha x)}{\sinh(\alpha L/2)} - \frac{x}{L} \right] \right] + \frac{1}{360} \left[7 \frac{x}{L} - 10 \left(\frac{x}{L} \right)^3 + 3 \left(\frac{x}{L} \right)^4 \right] \right\}$
	$w = \frac{q_0 L^4}{\pi^4 EI_\infty} \frac{\pi^2 EI_\infty + \alpha^2 L^2}{\pi^2 + \alpha^2 L^2} \sin\left(\pi \frac{x}{L}\right)$
	<p>za $0 < x < a$ $w = \frac{PL^3}{EI_\infty} \left\{ \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1 \right) \left[\frac{bx}{\alpha^2 L^2} - \frac{1}{\alpha^3 L^3} \frac{\sinh(\alpha b)}{\sinh(\alpha L)} \sinh(\alpha x) \right] + \frac{b}{6L} \left[2 \frac{a}{L} - \left(\frac{a}{L} \right)^2 - \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right] \frac{x}{L} \right\}$</p> <p>za $a < x < L$ $w = \frac{PL^3}{EI_\infty} \left\{ \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1 \right) \left[\frac{a}{\alpha^2 L^3} \left(1 - \frac{x}{L} \right) - \frac{1}{\alpha^3 L^3} \frac{\sinh(\alpha a)}{\sinh(\alpha x)} \sinh(\alpha L - \alpha x) \right] + \frac{a}{6L} \left[\left(\frac{x}{L} \right)^3 - 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 + \left(2 + \frac{a^2}{L^2} \right) - \left(\frac{a}{L} \right)^2 \right] \right\}$</p>
	<p>za $0 < x < a$ $w = \frac{PL^3}{EI_\infty} \left\{ \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1 \right) \left[\frac{1}{\alpha^2 L^2} \frac{x}{L} - \frac{1}{\alpha^3 L^3} \frac{\cosh(\alpha a - \alpha L/2)}{\cosh(\alpha L/2)} \sinh(\alpha x) \right] + \frac{x}{2L} \left[\frac{a}{L} - \left(\frac{a}{L} \right)^2 - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right] \right\}$</p> <p>za $0 < x < a+b$ $w = \frac{PL^3}{EI_\infty} \left\{ \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1 \right) \left[\frac{1}{\alpha^2 L^3} - \frac{1}{\alpha^3 L^3} \frac{\sinh(\alpha a)}{\cosh(\alpha L/2)} \sinh\left(\alpha x - \frac{\alpha L}{2}\right) \right] + \frac{a}{2L} \left[\frac{x}{L} - \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right] \right\}$</p>

Prikazani radovi na Simpozijumu o spregnutim konstrukcijama drvo-beton, održanom u Italiji praktično predstavljaju sublimaciju — dotadašnjih — teorijsko-eksperimentalnih istraživanja u ovoj oblasti, kao i prikaz stanja u oblasti izvođenja spregnutih konstrukcija.

Prikazana je i raznolikost i raznovrsnost sredstava (moždanika) koji se mogu koristiti za sprezanje drveta i betona.

Na Simpozijumu su date smernice i preporuke za dalji rad u oblasti praktične primene spregnutih konstrukcija, kao i uputstva i pravci budućih teorijsko-eksperimentalnih istraživanja. Poseban naglasak dat je važnosti istraživanja u oblasti veze između drveta i betona, koja ima presudnu ulogu u analizi naponsko-deformacijskog stanja spregnutih nosača. Ukazano je na potrebu ispitivanja nosača pri kratkotrajnom i dugotrajnom opterećenju, kako bi se utvrdio uticaj skupljanja i tečenja, promene vlažnosti i temperature

i dr. Takođe je apostrofirano da su, pored mehaničkih karakteristika spregnutih konstruktivnih elemenata, bitne i fizičke karakteristike, uključujući akustiku i otpornost na požar.

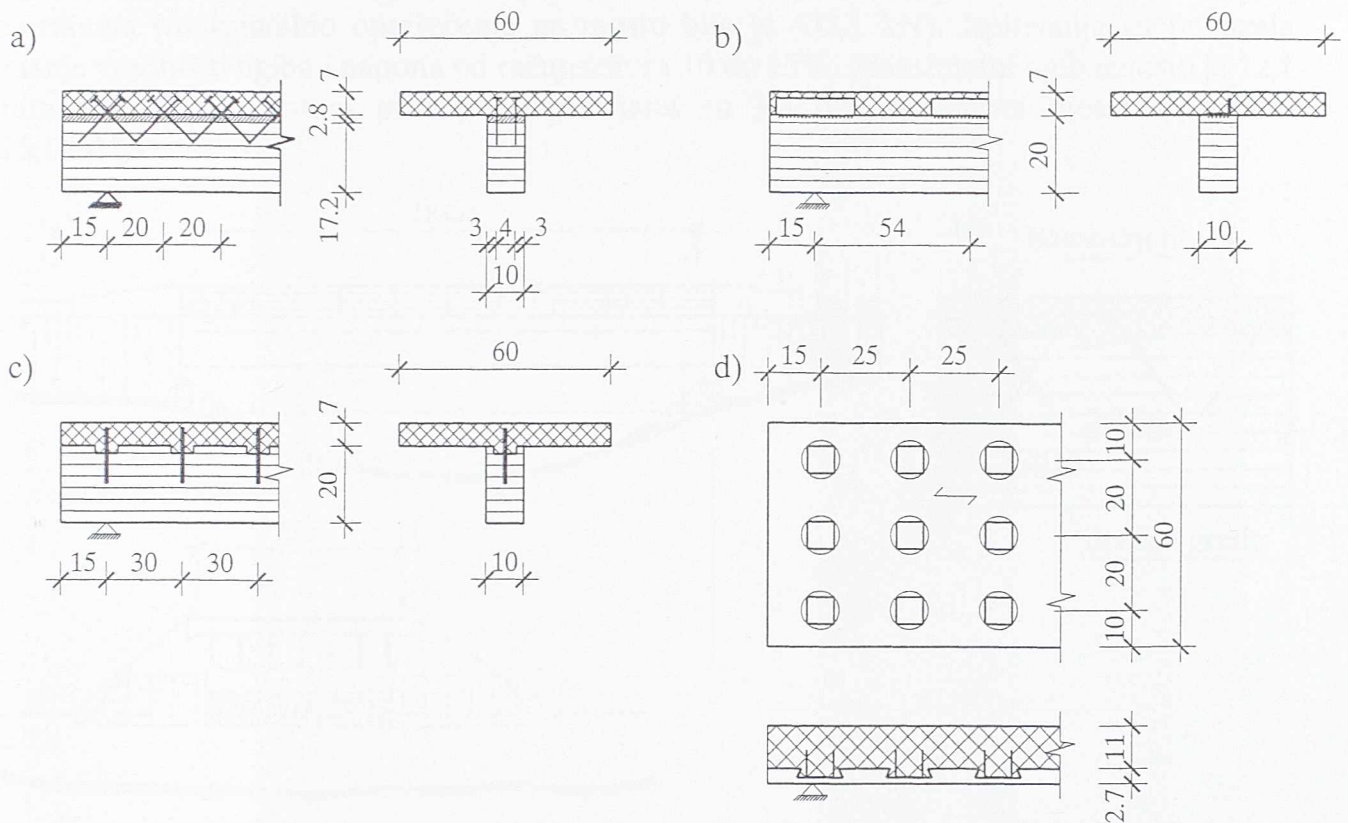
Polazeći od činjenice da je efikasna veza između drveta i betona najvažnija u proračunu i primeni spregnutih nosača Meierhofer [93], 1992. godine objavljuje rad o istraživanju, testiranju i razvoju novog spojnog sredstva pod radnim nazivom RF 2000. To je praktično zavrtnanj za drvo sa dve glave. Gornji deo zavrtnja je gladak, dužine 50 mm, prečnika 6 mm i on ulazi u beton, a donji deo je sa navojem, dužine 100 mm spoljnim prečnikom 7,5 mm, unutrašnjim 4 mm i on se uvrće u drvo. Ovo spojno sredstvo, kao patentni proizvod izrađuje firma Stadler iz Švajcarske. Da bi se utvrdilo ponašanje ovog moždanika izrađeni su mnogobrojni uzorci za ispitivanje na smicanje, kao i za ispitivanje celih spregnutih nosača. Pri tome je variran položaj spojnog sredstva u vezi, vlažnost drveta, kratkotrajno i dugotrajno opterećenje. Raspon nosača sistema proste grede bio je 3,85 m, opterećenje - u trećinama raspona, betonska ploča - $b/d=75/8$ cm, drvena greda - $b/h=12/18$ cm, a između drvene grede i betonske ploče bila je oplata debljine 2 cm.

Ispitivanja su pokazala mnogo bolje ponašanje zavrtnjeva postavljenih pod uglom od 45° u odnosu na podužnu osu nosača nego pod pravim uglom, kao i nepovoljan uticaj početne veće vlažnosti na dugotrajna opterećenja. Takođe je konstatovano da su ova spojna sredstva veoma ekonomična po pitanju montaže jer jedan čovek može postaviti oko 500 komada u toku jednog sata.

Usvajanjem Evrokoda 5 od strane evropskog komiteta za standardizaciju (CEN), u zemljama Evropske Unije napušta se koncept proračuna drvenih konstrukcija prema dopuštenim naponima i usvaja koncept proračuna prema graničnim stanjima nosivosti i upotrebljivosti. Iako se spregnute konstrukcije od drveta i betona delimično pominju samo u Evrokodu 5 - deo 2 (1997.), koji se odnosi na drvene mostove, nesumnjivo je usvajanje ovog Evrokoda značajno doprinelo razvoju istraživanja i primene spregnutih sistema drvo-beton. U cilju pojašnjavanja Evrokoda 5 i njegovog lakšeg i jednostavnijeg prihvatanja i korišćenja, oko 50 istraživača iz evropskih zemalja su 1995. godine, u okviru programa za edukaciju podržanog od strane Komisije Evropske Unije, objavili tri knjige: STEP 1, STEP 2 i STEP 3 (STEP - *Structural Timber Education Programme*). U ovim knjigama su, na preko 1200 strana, prikazani radovi koji praktično pokrivaju celu oblast drvenih konstrukcija. Između ostalih objavljena su i dva rada iz spregnutih konstrukcija drvo-beton (Ceccotti [26] i Blaß et al. [15]). Ceccotti u svom radu daje glavne karakteristike spregnutih nosača drvo-beton u pogledu nosivosti i deformacija, seizmičkih zahteva i zaštite od buke i požara, ukazujući na veliku prednost sprezanja drveta i betona kod rekonstrukcija i sanacija starih zidanih zgrada sa drvenim međuspratnim konstrukcijama. Pored toga, u radu je data tabela najčešće korišćenih sredstava za sprezanje i preporuke za određivanje modula pomerljivosti spojnih sredstava prema standardu EN 26891. Takođe, dat je i primer proračuna spregnutog nosača raspona 4,0 m, sa betonskom pločom ($b/d=50/4$ cm) i drvenom gredom ($b/h=15/20$ cm) koje su međusobno spojene čeličnim trnovima $\phi 10$ mm, na razmaku od 12 cm.

Blaß et al. u svom radu daju prikaz rezultata opsežnih eksperimentalnih ispitivanja spregnutih nosača, kao i određivanje modula pomerljivosti za različita spojna sredstva. U ispitivanjima su korišćena četiri tipa spojnih sredstava: zavrtnjevi (slika 2.19a), konekter

ploče (slika 2.19b), žljebovi u drvetu sa čeličnim trnovima (slika 2.19c) i betonski ispusti sa armaturom, za nosače u obliku ploče (slika 2.19d).



Slika 2.19 - Detalj ispitivanih nosača i spojnih sredstava [15]

Ispitano je ukupno 224 uzorka na smicanje, za određivanje modula pomerljivosti i 40 spregnutih nosača (za svaki tip spreznjanja po 10 nosača). Nosači su bili sistema proste grede raspona 4,5 m, odnosno 5,4 m, opterećeni koncentrisanim silama u trećinama raspona.

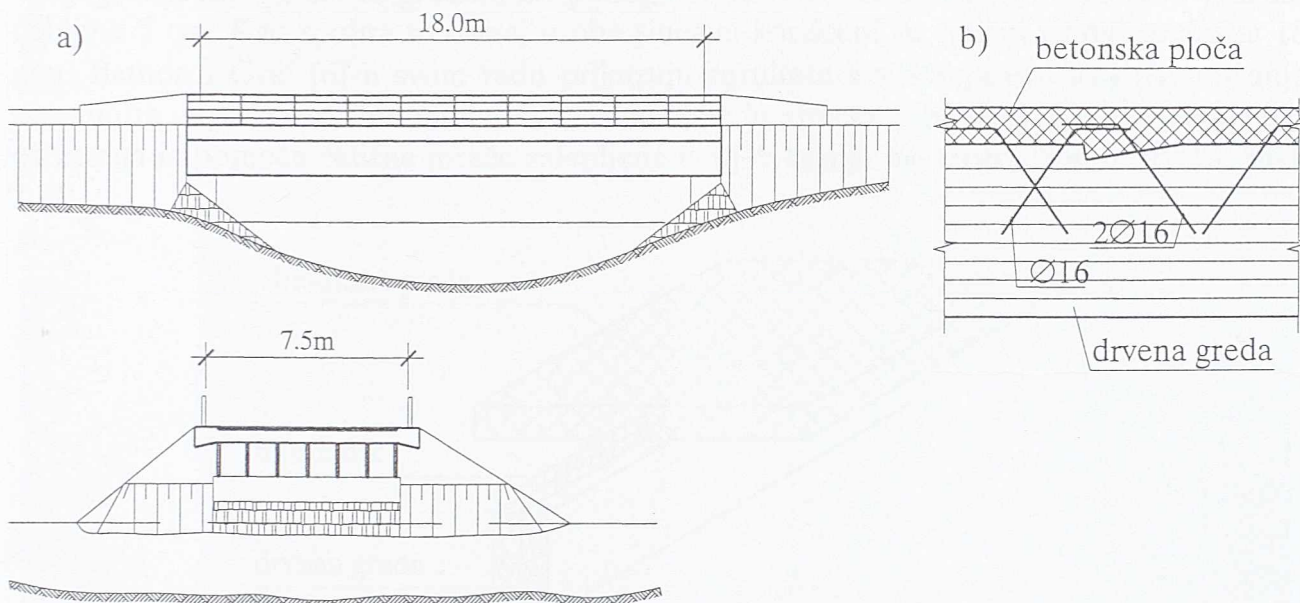
Autori u radu daju tabelarni pregled eksperimentalno dobijenih vrednosti modula pomerljivosti, sila loma nosača, ugiba i karakterističnih deformacija.

Isti autori u svojim radovima [13] i [14], daju analitičke postupke proračuna spregnutih nosača prema Evrokodu 5 i koristeći eksperimentalno dobijene vrednosti modula pomerljivosti sračunavaju normalne napone u drvetu i betonu, smičuće napone u drvetu, ugibe i maksimalne sile u spojnom sredstvu. Ove (sračunate) vrednosti oni upoređuju sa dopuštenim vrednostima prema Evrokodu 5 i DIN-u 1052 i konstatuju da se koeficijent sigurnosti za maksimalne napone pritiska u betonu i zatezanja u drvetu "kreću" od 1,11 za nosače spojene zavrtnjevima do 3,0 za nosače u obliku ploče, dok je koeficijent sigurnosti za maksimalne sile u spojnom sredstvu obrnut (3,0 za nosače spojene zavrtnjima, a 0,69 za nosače u obliku ploče).

Zanimljivo je i ispitivanje spregnutog drumskog mosta koje su 1997. godine u Finskoj obavili Jutila et al. [75].

Most je bio sistema proste grede raspona 18,0 m, širine 7,5 m, sa betonskom pločom debljine 15 cm i glavnim nosačima o lepljenog lameliranog drveta dimenzija $b/h = 19/135$ cm

na međusobnom razmaku od 1,11 m (slika 2.20a). Kao sredstvo za sprezanje drvenih nosača i betonske ploče korišćeni su zaseci u drvenoj gredi i armatura $\phi 16$ u obliku ankera zabijenih pod uglom od 45° u prethodno izbušene rupe u drvetu u koje je postavljena epoksi smola (slika 2.20b). Most je ispitivan pod opterećenjem u skladu sa finskim normama (maksimalno opterećenje na mostu bilo je 633,1 kN). Ispitivanja su pokazala manje vrednosti ugiba i napona od računskih za 10 do 15%. Maksimalni ugib iznosio je 12,1 mm (1/1500). Po istom principu napravljena su još dva spregnuta mosta u okolini Helsinkija.



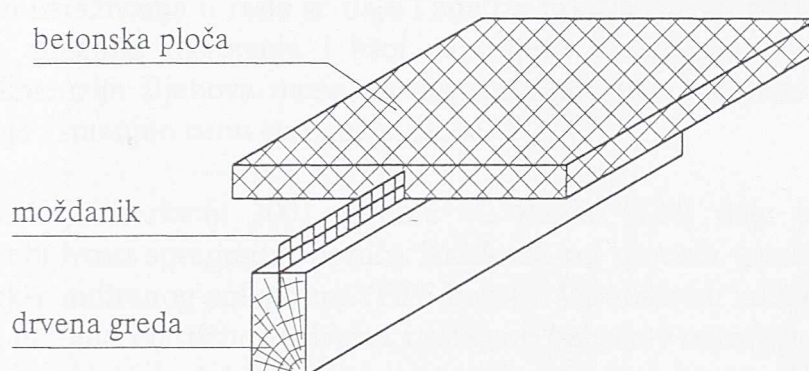
Slika 2.20 - Spregnuti drumski most. Podužni i poprečni presek (a) i detalj sprezanja (b)

Spregnute mostovske ploče od drveta i betona ispitivali su 1999. godine Gutkowski et al. [62], koristeći kao sredstvo za sprezanje betonski čep koji ulazi u drvenu gredu i u čijem se središtu nalazi specijalan zavrtnanj. Ovaj zavrtnanj prodire u drvenu gredu i delimično viri iznad betonske ploče tako da se može prednaprezati. Autori prikazuju rezultate ispitivanja i zaključuju da se ovakav vid sprezanja može primeniti kod izrade novih mostovskih ploča ali i pri sanaciji postojećih drvenih mostova.

Novi patentirani moždanik za sprezanje drveta i betona prikazali su 1999. godine Jullien et al. [74]. Novi moždanik proizvela je firma INSA iz Francuske. Izrađen je od čelika cilindričnog oblika. Na jednom kraju, koji ulazi u drvo, nalazi pet šiljaka, a drugi, koji ulazi u beton, je u obliku čepa. Moždanik se ugrađuje pomoću pneumatskog pištolja, što znatno ubrzava njegovo postavljanje. U cilju određivanja nosivosti i modula pomerljivosti izvršena su ispitivanja na smicanje i to za tvrdo i meko drvo, a takođe je ispitano i nekoliko spregnutih nosača.

Nosače spregnute pomoću konekter ploča ispitivali su 1999. godine Mantill et al. [90]. Nosači su bili raspona 4,0 m sa pločom od betona ($b/d=60/6$ cm) i gredom od lepljenog lameliranog drveta ($b/h=10/30$ cm). Drvena greda i betonska ploča bile su spojene pomoću metalnih konekter ploča na svakih 10 cm. Nosači su opterećivani sa jednom koncentrisanom silom u sredini raspona. Da bi se izvršilo poređenje rezultata, posebno je ispitana samo drvena greda istih dimenzija i raspona. Ispitivanja su pokazala da je granična nosivost spregnutog nosača 1,4 puta veća, a ugib 2,5 puta manji u poređenju sa nespregnutom drvenom gredom.

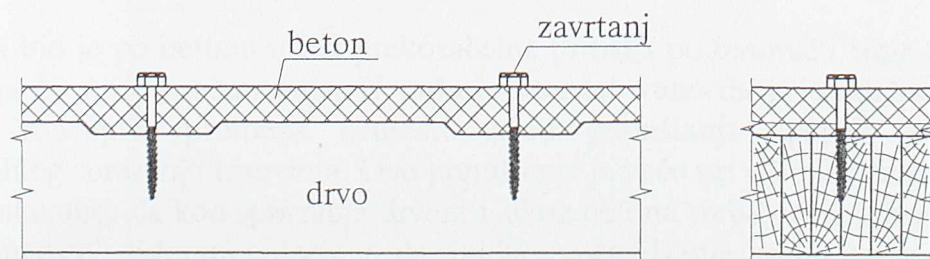
Na kongresu posvećenom drvenim konstrukcijama, koji je održan avgusta 2000. godine u Kanadi, bilo je nekoliko radova iz oblasti sprezanja drveta i betona. Zanimljiv je rad koji su napisali Amadio et al. [3], a koji prikazuje model konačnih elemenata za ponašanje spregnutih nosača pod dugotrajnim opterećenjem. Model uzima u obzir puzanje i skupljanje, temperaturu i vlažnost, kao i deformabilnost veze između drveta i betona. U radu je prikazano ponašanje kroz vreme dva tipa nosača: jednog, raspona 5,7 m sa gredom od lepljenog lameliranog drveta ($b/h=12,5/50$ cm) i betonskom pločom debljine 10 cm i drugog, raspona 4,5 m, sa gredom od punog drveta ($b/h=18/24$ cm) i betonskom pločom debljine 7 cm. Kao spojna sredstva, u oba slučaja, korišćeni su čelični trnovi prečnika 18 mm. Bathon i Graf [6] u svom radu prikazuju rezultate ispitivanja uzoraka na smicanje spregnutih nosača sa kontinualnom vezom između drveta i betona. Kontinualna veza ostvarena je pomoću čelične mreže zalepljene u žljeb koji je bio napravljen u drvetu, slika 2.21.



Slika 2.21 - Kontinualna veza između drveta i betona [6]

Ispitano je ukupno 60 uzoraka na smicanje u cilju utvrđivanja modula pomerljivosti i 2 spregnuta nosača. Nosači su bili sistema proste grede, raspona 5,4 m, opterećeni koncentrisanim silama u trećinama raspona. Drvena greda ($b/h=10/20$ cm) i betonska ploča ($b/d=60/7$ cm) bile su kontinualno spojene čeličnom mrežom širine 8 cm od kojih je 4 cm bilo u drvetu, a 4 cm u betonu. Ova vrsta sprezanja pokazala se kao dosta kruta, ali i duktilna. Lom nosača nastao je pri sili od 73 kN, dok je ugib bio 42 mm. Do loma je došlo po drvetu usled prekoračenja napona zatezanja u sredini raspona.

Rad u kome se govori o istraživanjima spoja drvo-beton koji je ostvaren žljebovima u drvetu kod spregnutih nosača oblika ploče, objavili su 2001. godine Kuhlmann i Schänzlin [83]. U radu se analizira ponašanje drvo-beton spregnutih ploča, kod kojih je drvena ploča formirana od vertikalno ("na kant") postavljenih i međusobno zalepljenih dasaka koje su sa armiranobetonskom pločom spregnute pomoću žljebova, slika 2.22.



Slika 2.22 - Spregnuta ploča drvo-beton [83]

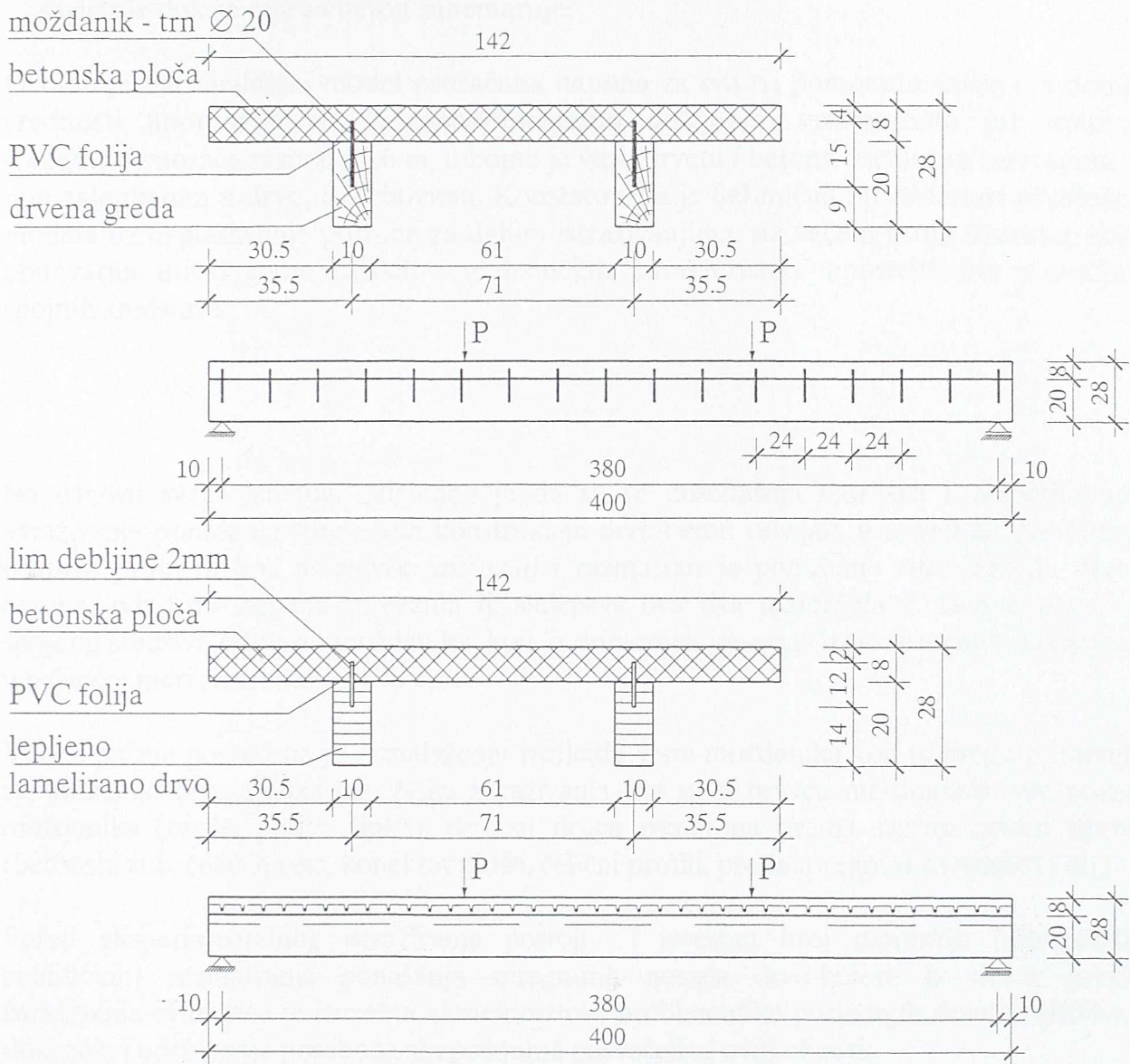
Sila smicanja na spoju drvo-beton prenosi se pritiskom na žljeb, a zavrtnji su postavljeni da preuzmu sile od ekscentričnog opterećenja kao i da bi ostvarili što bolji kontakt između drveta i betona. Oni se naknadno pritežu eliminišući uticaje od skupljanja betona.

Da bi se utvrdilo ponašanje ovakvog sprezanja urađene su i ispitane 4 ploče na jednoj zgradi u Tübingenu (Nemačka). Veza između drveta i betona ostvarena je žljebovima dubine 2 cm i širine 20 cm i zavrtnjima $\phi 12$ mm na rastojanju od 25 cm. Na ispitanoj površini ploče od 40 m^2 ugrađeno je 240 zavrtnja (6 kom/ m^2). Ispitivanja su pokazala da povećanje dubine zarezava izaziva dva različita efekta: sa jedne strane se povećava površina kontakta između betona i drveta i time se prenosi veća smičuća sila, ali se u isto vreme i povećava ekscentricitet sile, pa se javlja i veća sila u zavrtnju. Uočeno je takođe da razmak zavrtnjeva veoma malo utiče na krutost veze. Krutost veze varira od 860 kN/m^2 do 2235 kN/m^2 u zavisnosti od načina (metode) njenog određivanja. Pored rezultata eksperimentalnih istraživanja u radu se daje i analiza uticaja raznih parametara (debljina i dužina žljebova, prečnik, rastojanje i broj zavrtnjeva i dr.). Autori konstatuju da se optimizacijom dimenzija žljebova može postići sprezanje bez upotrebe zavrtnjeva što bi olakšalo izvođenje i smanjilo cenu spregnute ploče.

U svojoj doktorskoj disertaciji 2001. godine V. Rajčić [124] daje prikaz istraživanja nosivosti i upotrebljivosti spregnutih nosača izrađenih od drvenih greda i ploče od lakog betona na bazi ekspandiranog polistirena (EPS beton). Upotrebom lakog betona izbegnuta je velika razlika modula elastičnosti drveta i običnog betona i smanjena sopstvena težina konstrukcije (ispitivanjem je dobijen moduo elastičnosti lakog betona $E_b = 18500 \text{ N/mm}^2$ i zapreminska masa $\rho \approx 1600 \text{ kg/m}^3$). Eksperimentalnim istraživanjem obuhvaćena su dva tipa sprezanja: diskontinualno, pomoću trnova $\phi 20$ mm na razmaku od 24 cm, i kontinualno, pomoću vertikalnog lima debljine 2 mm zalepljenog epoksi smolom u zasek na drvenoj gredi. Deo lima koji ulazi u betonsku ploču imao je žljebove u koje je postavljena armaturna mreža koja zajedno sa limom deluje kao spojno sredstvo. U cilju određivanja modula pomerljivosti veze ispitano je po 5 uzoraka na smicanje za svaki tip spojnog sredstva. Ispitan je i po jedan spregnuti nosač na kome su mereni naponi i deformacije u karakterističnim presecima. Spregnuti nosači bili su raspona 3,8 m a sastojali su se od dve drvene grede dimenzija 10/20 cm na razmaku od 71 cm, preko kojih je postavljena betonska ploča debljine 8 cm i širine 142 cm, slika 2.23. Nosači su opterećivani u trećinama raspona cikličnim opterećenjem do loma.

U cilju upoređivanja rezultata eksperimenata urađena je i analiza nosača metodom konačnih elemenata. Rezultati ispitivanja pokazali su mnogo bolje ponašanje nosača spregnutih limom, nego trnovima. Modul pomerljivosti bio im je 7 puta veći, što je dovelo do povećanja krutosti i nosivosti celog nosača.

Lom nosača bio je po betonu usled prekoračenja pritiska po omotaču rupe trna, odnosno prekoračenja čvrstoće na smicanje. U radu je konstatovano da pri cikličnom opterećenju dolazi do značajnih promena krutosti usled popuštanja spojnih sredstava kod diskontinualnog sprezanja trnovima. Ovo popuštanje je veće pri višim nivoima opterećenja. Takođe je istaknuto da kod sprezanja drveta i lakog betona treba primenjivati kontinualno sprezanje umesto diskontinualnog i da buduća istraživanja treba usmeriti u pravcu poboljšanja kontinualnog sprezanja čime bi se postigla veća nosivost spregnutih nosača.



Slika 2.23 - Ispitivani spregnuti nosači. Spojna sredstva: trnovi (a) i čelični lim (b) [124]

Januara 2003. godine objavljen je rad Frangia i Fontane [43], u kome je prikazan elastoplastični analitički model za proračun spregnutih nosača drvo-beton sa duktilnim spojnim sredstvima. U modelu se razmatra ponašanje veze u kojoj je usvojeno kruto-plastično ponašanje moždanika što čini proračun lakšim i manje osetljivim na promenu modula pomerljivosti.

Obzirom da je drvo napregnuto na zatezanje, a beton na pritisak za njih je usvojeno linearno elastično ponašanje.

U zavisnosti od broja spojnih sredstava u vezi, autori analiziraju tri moguća slučaja:

- delimično spregnuti presek: lom preseka nastaje usled loma drveta pri zatezanju koji se dešava pošto je moždanik dostigao čvrstoću na smicanje. Ponašanje do loma je nelinearno;
- potpuno spregnuti pesek: lom preseka nastaje usled loma drveta pri zatezanju pre nego što je moždanik dostigao čvrstoću na smicanje. Ponašanje do loma je elastično;

- ne spregnuti presek: drvo i beton "rade" odvojeno. U račun se uzima čvrstoća drveta na savijanje dok se ona za beton zanemaruje.

U radu je dat analitički model proračuna napona za sva tri pomenuta slučaja, a dobijene vrednosti upoređene su sa eksperimentalno dobijenim vrednostima pri ispitivanju spregnutog nosača raspona 5,6 m, u kome je veza drveta i betona ostvarena zavrtnjima $\phi 12$ mm zalepljenim u drvo, i žljebovima. Konstatovana je delimična opravdanost predloženog modela uz naglašavanje potrebe za daljim istraživanjima, na većem broju uzoraka, koja bi obuhvatila uticaj geometrijskih i mehaničkih karakteristika upotrebljenih materijala i spojnih sredstava.

* * *

Na osnovu svega iznetog, očigledno je da su se dosadašnja teorijska i eksperimentalna istraživanja ponašanja spregnutih konstrukcija drvo-beton odvijala u različitim pravcima, ali osnovni problem koji je najviše izučavan i razmatran je ponašanje veze između drveta i betona, odnosno stepena sprežavanja tj. sadejstva ova dva materijala u zavisnosti od vrste spojnog sredstva odnosno moždanika, koji je primenjen jer ponašanje spregnute konstrukcije u najvećoj meri zavisi baš od ove veze.

Velika pažnja posvećena je i iznalaženju različitih vrsta moždanika koji se mogu primenjivati za sprežavanje drveta i betona. Neka istraživanja išla su u pravcu modifikacije već poznatih moždanika (omče, petlje, šipke), dok su druga usmerena prema sasvim novim tipovima (betonski zub, čelične cevi, konekter ploče, čelični profili, prednapregnuti zavrtnjevi i dr.).

Pored eksperimentalnog istraživanja postoji i izvestan broj teorijskih (numeričkih i analitičkih) razmatranja ponašanja spregnutih nosača drvo-beton. Iz datog pregleda istraživanja evidentna je izuzetna aktuelnost ove problematike poslednjih desetak godina, što dokazuje i održavanje posebnog simpozijuma posvećenog ovoj oblasti.

Nesumnjivo je da postoji i veliki broj teorijsko-eksperimentalnih istraživanja o samim materijalima, odnosno o drvetu i betonu. Rezultat ovih istraživanja su mnogi propisi i standardi koji omogućavaju proračun i primenu drveta i betona u različitim elementima konstrukcija. Dalja istraživanja svakako treba usmeriti u pravcu izučavanja veze između ova dva materijala i njenog uticaja na ponašanje celokupnog spregnutog elementa.

Nedovoljna primena spregnutih konstrukcija drvo-beton, odnosno relativno mali broj izvedenih objekata posledice su nedovoljnog broja studija teorijskog i eksperimentalnog karaktera koje bi dale odgovore na mnogobrojna pitanja vezana za celokupno ponašanje ovakvih konstrukcija kao i ne postojanje odgovarajuće tehničke regulative koja bi bila vezana za ove i ovakve konstrukcije.

Generalno govoreći, dalja istraživanja u domenu spregnutih konstrukcija drvo-beton moraju imati prevashodni cilj da unaprede principe konstruisanja veza između drveta i betona i njihovu pouzdanost, ne zaboravljajući ni u jednom trenutku na jednostavnost primene rezultata u inženjerskoj praksi.

Razvoj istraživanja i primene spregnutih konstrukcija drvo-beton, obzirom na veliki broj nedovoljno istraženih i ispitanih parametara, trebao bi da se odvija i usmeri u više pravaca, odnosno:

1. Razvijanje i poboljšanje postupaka za laboratorijsko određivanje karakterističnih veličina, načina interpretacije rezultata i njihovo standardizovanje;
2. Razvoj i usavršavanje matematičkih modela, potvrđenih eksperimentima, kojima se mogu opisati i sračunati nosivost i krutost spregnutog elementa drvo-beton, a u zavisnosti od različitih parametara;
3. Definisane funkcije graničnog kapaciteta nosivosti i upotrebljivosti, odnosno ponašanja pri lomu i uzroka loma. Ovo je dosta bitno obzirom da je tokom poslednjih godina evidentan generalni trend uvođenja filozofije graničnih stanja u proračun građevinskih konstrukcija, kao koncepta koji na realnosti bliskiji, racionalniji i pouzdaniji način može propisati savremenu tehnologiju proizvodnje i građenja novih konstruktivnih sistema. Ovde se napominje da u našoj zemlji, za proračun drvenih konstrukcija, još uvek važe propisi koji se baziraju na dopuštenim naponima, dok je u propisima za betonske konstrukcije uveden koncept graničnih stanja;
4. Utvrđivanje uticaja relevantnih faktora na nosivost i krutost spregnutih elemenata drvo-beton u eksploatacionim uslovima kao što su:
 - uticaj istorije (dužine trajanja) pojedinih opterećenja, odnosno ponašanje spregnutog elementa pod dugotrajnim opterećenjem;
 - uticaj tečenja i skupljanja betona;
 - uticaj klimatskih faktora - temperature i vlažnosti koji naročito utiču na skupljanje i bubrenje drveta;
 - način konstruisanja veze, odnosno vrste spojnih sredstava (moždanika),
 - određivanje modula pomerljivosti veze;
 - nosivost i krutost u odnosu na ciklička i dinamička opterećenja;
 - uticaj požara i drugo.

Na osnovu prikaza dosadašnjih istraživanja i primene spregnutih konstrukcija drvo-beton datog u ovom poglavlju očigledno je da smernice za buduća istraživanja slede iz aktuelnosti pojedinih fenomena o kojima i u svetu ne postoji dovoljan broj pouzdanih podataka. Pri tome je nesumnjivo da bi svaki sledeći korak u analizi ponašanja spregnutih konstrukcija od drveta i betona morao biti praćen i verifikovan eksperimentalnim ispitivanjima dovoljnog broja uzoraka, jer se jedino tako mogu pouzdano potvrditi ili negirati hipoteze sadržane u teorijskim analizama.

3. PROGRAM SOPSTVENIH EKSPERIMENTALNIH ISTRAŽIVANJA

3.1. Predmet i cilj ispitivanja

Eksperimentalnim istraživanjima datim u ovom radu obuhvaćene su praktično tri međusobno povezane grupe ispitivanja:

1. Ispitivanje fizičkih i mehaničkih karakteristika materijala ugrađenih u spregnute nosače drvo-beton (drvo, beton, sredstva za sprezanje).
2. Određivanje modula pomerljivosti između drveta i betona za različite tipove veza, odnosno sprezanja.
3. Ispitivanje spregnutih nosača drvo-beton izvedenih različitim tipovima mehaničkih spojnih sredstava.

Činjenica je da u našoj zemlji do sada nisu vršena skoro nikakva eksperimentalna istraživanja spregnutih nosača od drveta i betona, pa je jedan od ciljeva ispitivanja, izvedenih u ovom radu, da se utvrde karakteristike kao i ponašanje spregnutih nosača drvo-beton izvedenih mehaničkim spojnim sredstvima, pri eksploatacionom i graničnom opterećenju.

U tu svrhu izvršeno je ispitivanje osam spregnutih nosača sistema proste grede, sastavljenih od betonske ploče i nosača od lepljenog lameliranog drveta, a koji su međusobno spojeni mehaničkim spojnim sredstvima - ekserima E50/150 i zavrtnjevima za drvo bez navrtke $\phi 10/150$.

Posebna pažnja u ispitivanjima posvećena je interaktivnom dejstvu između drvenog nosača i betonske ploče preko sredstava za sprezanje, odnosno modulu pomerljivosti. Ova ispitivanja sprovedena su na posebno konstruisanim modelima opisanim u Poglavlju 3.3.

3.2. Ispitivanje fizičkih i mehaničkih karakteristika materijala ugrađenih u spregnute nosače

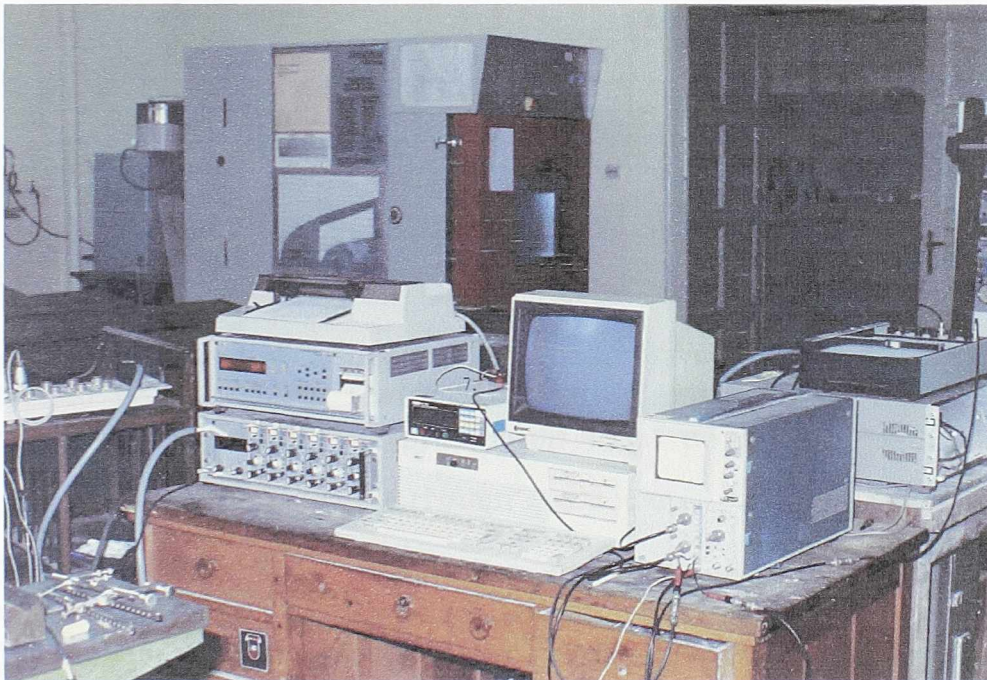
Spregnuti nosači drvo-beton ispitivani u ovom radu izvedeni su kao spegnuti T presek sa rebrom od lepljenog lameliranog drveta preseka $b/h=10/20$ cm i pločom od betona, projektovane marke MB 30, sa mrežastom armaturom Q131 ($\phi 6/15$ cm). Međusobna veza rebra i ploče ostvarena je u više varijanti položaja mehaničkih spojnih sredstava, eksera E50/150 i zavrtnjeva za drvo bez navrtke $\phi 10/150$.

Detaljnije o ovim nosačima i načinu ispitivanja dato je u Poglavlju 3.4, a ovde će biti reči o ispitivanju ugrađenih materijala.

3.2.1. Ispitivanje lepljenog lameliranog drveta

Nosači od lepljenog lameliranog drveta koji su korišćeni u ovim ispitivanjima izrađeni su od jelovine I klase. Debljina lamela je 3 cm. Nosači su izrađeni u fabrici "Krivaja" u Zavidovićima.

Ispitivanja fizičkih i mehaničkih karakteristika drveta urađena su u svemu prema važećim JUS standardima, opterećenje je nanošeno putem odgovarajućih presa, a u zavisnosti od vrste ispitivanja. Sila je merena putem dozne U2 nosivosti 50 kN, a deformacije su merene pomoću induktivnih ugibomera W20TK, proizvodnje Hottinger Baldwin. Ceo instrumentarijum za praćenje ispitivanja (računar, ploter, štampač, merni uređaj UPM 60, pretvarači ugiba, kablovi i dr.) prikazan je sl. 3.1. Ova oprema pozajmljena je od Vojnotehničkog instituta iz Beograda.



Slika 3.1 - Instrumentarijum za ispitivanje

3.2.1.1. *Određivanje modula elastičnosti pri statičkom savijanju*

Modul elastičnosti pri statičkom savijanju određen je prema standardu JUS D.A1.035. Postupak određivanja modula elastičnosti zasniva se na merenju veličine sile i ugiba koji vrši statička sila pri čistom savijanju. Ispitano je pet uzoraka (epruveta) pravougaonog poprečnog preseka dimenzija 46x50 mm dužine 600 mm.

Modul elastičnosti E_m za vlažnost uzorka u trenutku ispitivanja izračunava se prema obrascu $E_m = \frac{3Pl^3}{64bh^3 \cdot f}$, gde je E_m - modul elastičnosti, P - sila, l - rastojanje između oslonaca uzorka, b i h - dimenzije poprečnog preseka uzorka i f - ugib uzorka. Modul elastičnosti za vlažnost uzorka od 12% sračunava se prema izrazu: $E_{m12} = \frac{E_m}{1 - \alpha(w - 12)}$,

gde je α - koeficijent korekcije vlažnosti i iznosi 0,02, a w - vlažnost uzorka u trenutku ispitivanja.

U Tabeli 3.1 date su vrednosti eksperimentalno određenog modula elastičnosti pri statičkom opterećenju, a na sl. 3.2 prikazani su originalni dijagrami sila - pomeranje za svih pet uzoraka dobijeni u toku ispitivanja.

Tabela 3.1 - Modul elastičnosti drveta pri statičkom opterećenju - E_m

Uzorak br.	Dimenzije preseka u sredini raspona		Vlažnost w [%]	E_m [N/mm ²]	E_{m12} [N/mm ²]	
	b [mm]	h [mm]				
1	45,6	49,6	9,2	11 100	10 510	
2	45,7	49,5	9,1	12 300	11 630	
3	45,5	49,6	9,3	11 600	11 000	
4	45,6	49,6	9,4	12 000	11 400	
5	45,6	49,5	9,4	10 600	10 080	
$E_{mSR} =$					10 920	[N/mm ²]

3.2.1.2. Određivanje čvrstoće na pritisak paralelno vlaknima

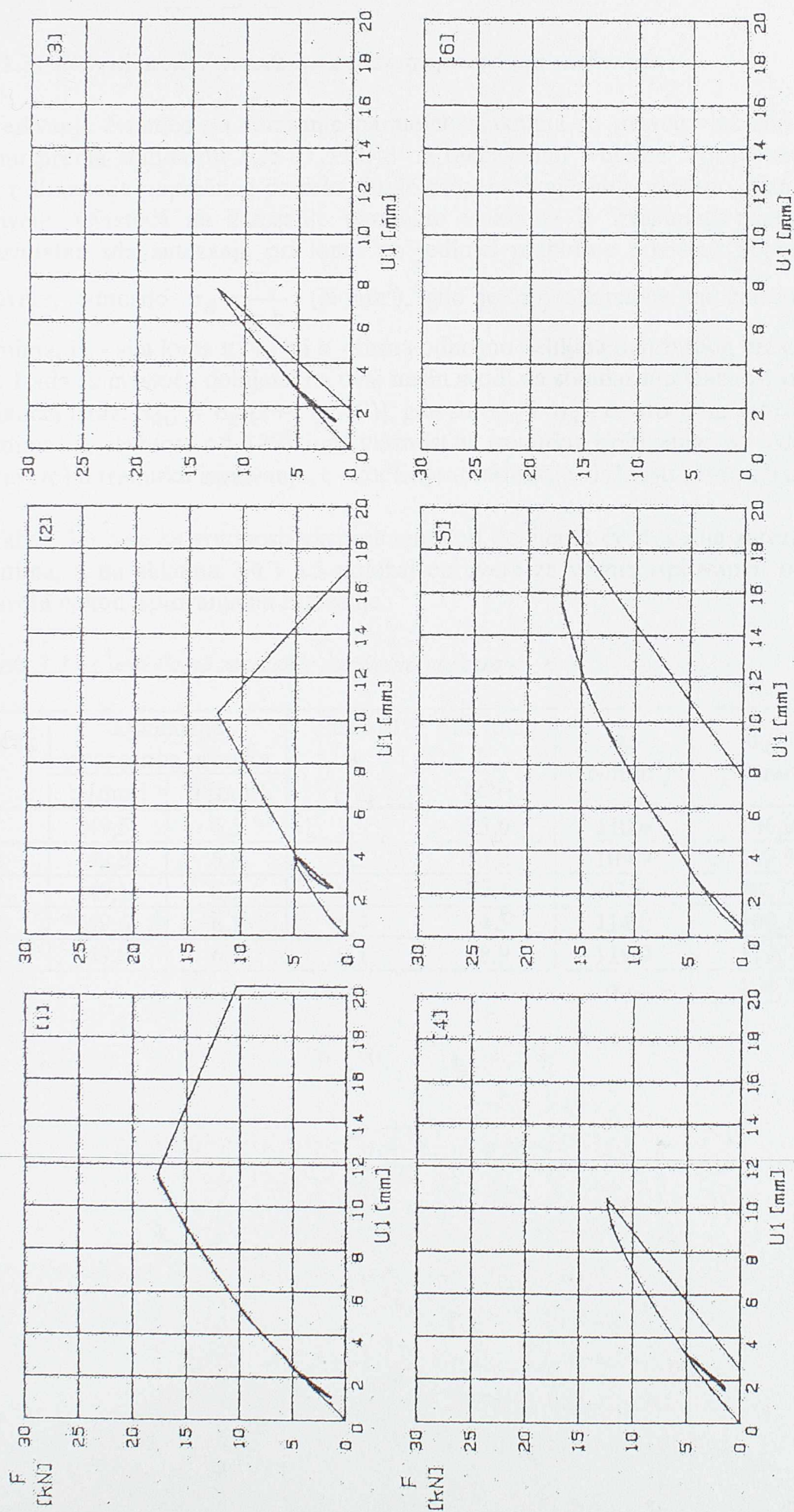
Određivanje čvrstoće na pritisak paralelno vlaknima (u pravcu vlakana) izvršeno je u svemu prema standardu JUS D.A1.045. Čvrstoća na pritisak paralelno vlaknima je izračunati napon koji izaziva maksimalna sila pritiska pri lomu po jedinici prvobitne površine poprečnog preseka, odnosno $\sigma_{cl} = \frac{F_{cl}}{A_o}$ (N/mm²), gde je σ_{cl} - čvrstoća na pritisak paralelno

vlaknima, F_{cl} - sila loma u N i A_o - prvobitna površina poprečnog preseka u mm². Za svođenje čvrstoće na pritisak paralelno vlaknima na standardnu vlažnost drveta od 12%, koristi se sledeći izraz: $\sigma_{cl12} = \sigma_{cl} [1 + c (w - 12)]$, gde je σ_{cl12} - čvrstoća na pritisak paralelno vlaknima svedena na vlažnost od 12%, σ_{cl} - čvrstoća na pritisak paralelno vlaknima za vlažnost pri ispitivanju, w - vlažnost uzorka (epruvete) u trenutku ispitivanja i c - koeficijent korekcije vlažnosti i iznosi 0,04. Za određivanje ove čvrstoće ispitano je ukupno pet uzoraka (epruveta) dimenzija 50x50x100 mm.

U Tabeli 3.2 date su vrednosti eksperimentalno dobijenih čvrstoća na pritisak paralelno vlaknima, a na slici 3.3 prikazani su dijagrami sila - pomeranje dobijeni u toku ispitivanja.

Tabela 3.2 - Čvrstoća na pritisak paralelno vlaknima - σ_{cl}

Uzorak br.	Dimenzije poprečnog preseka		Vlažnost w [%]	Sila loma F_{cl} [kN]	σ_{cl} [N/mm ²]	σ_{cl12} [N/mm ²]
	b [mm]	h [mm]				
1	50,0	50,5	9,1	126,6	50,1	44,3
2	50,0	50,0	9,2	127,4	50,9	45,2
3	50,0	50,1	8,6	134,2	53,6	46,3
4	49,6	49,5	8,7	125,6	51,2	44,4
5	49,7	49,5	9,5	124,8	50,5	45,5
$\sigma_{clSR} =$					45,1	[N/mm ²]



Slika 3.2 - Dijagrami sila-pomeranje za određivanje modula elastičnosti pri statičkom savijanju

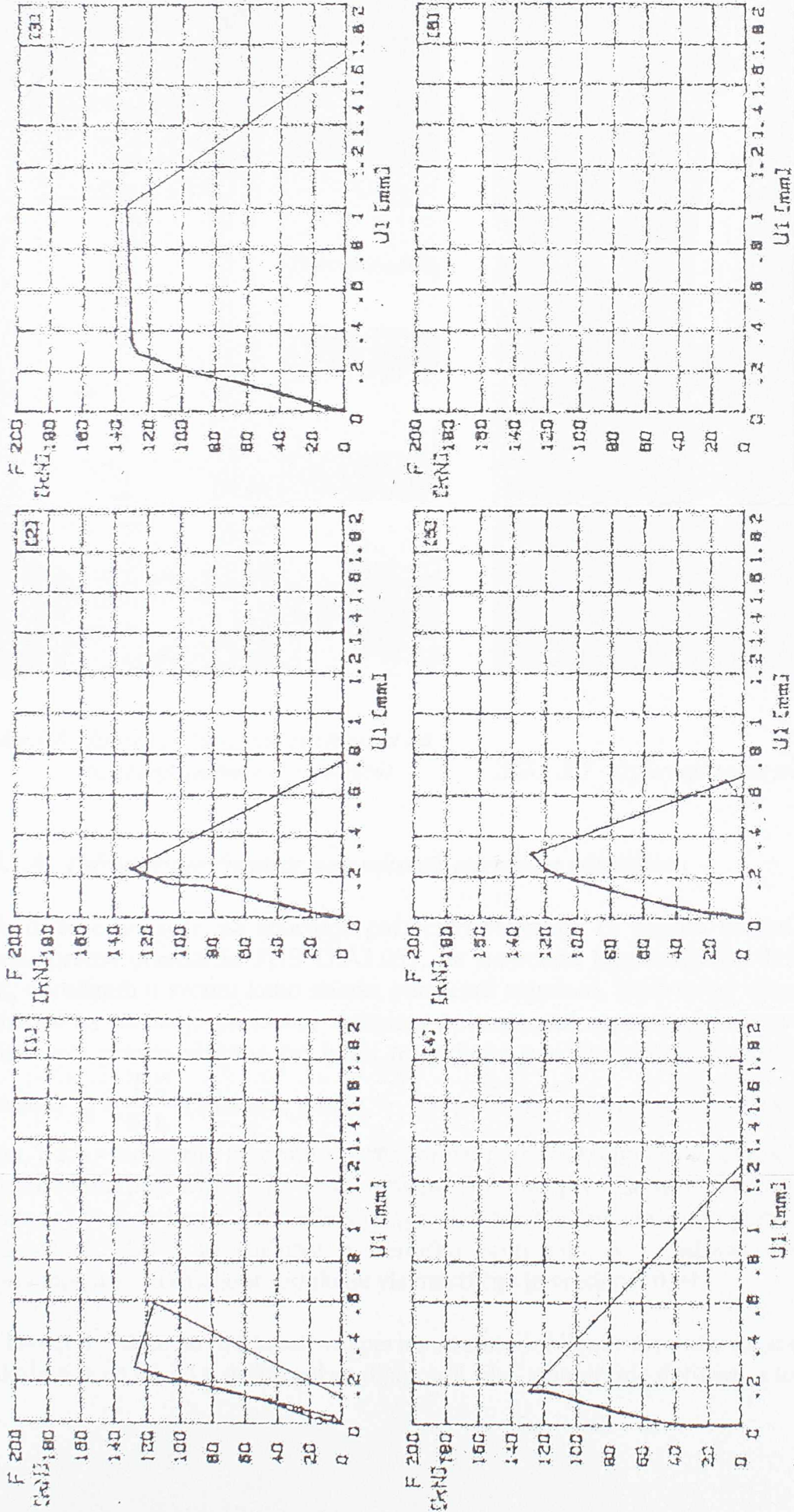
3.2.1.3. Određivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima

Određivanje čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima (u pravcu vlakana) izvršeno je u svemu prema standardu JUS D.A1.048 na takozvanim "velikim" epruvetama dužine 600 mm i dimenzija poprečnog preseka 50x46 mm, na krajevima odnosno 50x6 mm u sredini epruvete. Čvrstoća na zatezanje paralelno vlaknima je izračunati napon koji izaziva maksimalna sila zatezanja pri lomu po jedinici prvobitne površine poprečnog preseka epruvete, odnosno $\sigma_{\parallel} = \frac{F_{tl}}{b \cdot h}$ (N/mm²), gde je σ_{\parallel} - čvrstoća na zatezanje paralelno vlaknima, F_{tl} - sila loma u N i b i h - širina odnosno debljina prvobitnog preseka epruvete u mm. Kada se čvrstoća dobijena na ovaj način svodi na standardnu vlažnost od 12%, koristi se sledeći izraz: $\sigma_{\parallel 12} = \sigma_{\parallel} [1 + c (w - 12)]$, gde su $\sigma_{\parallel 12}$ i σ_{\parallel} - čvrstoće na zatezanje paralelno vlaknima za vlažnost od 12% i za vlažnost u trenutku ispitivanja, w - vlažnost uzorka (epruvete) u trenutku ispitivanja, c - koeficijent redukcije vlažnosti i iznosi 0,02.

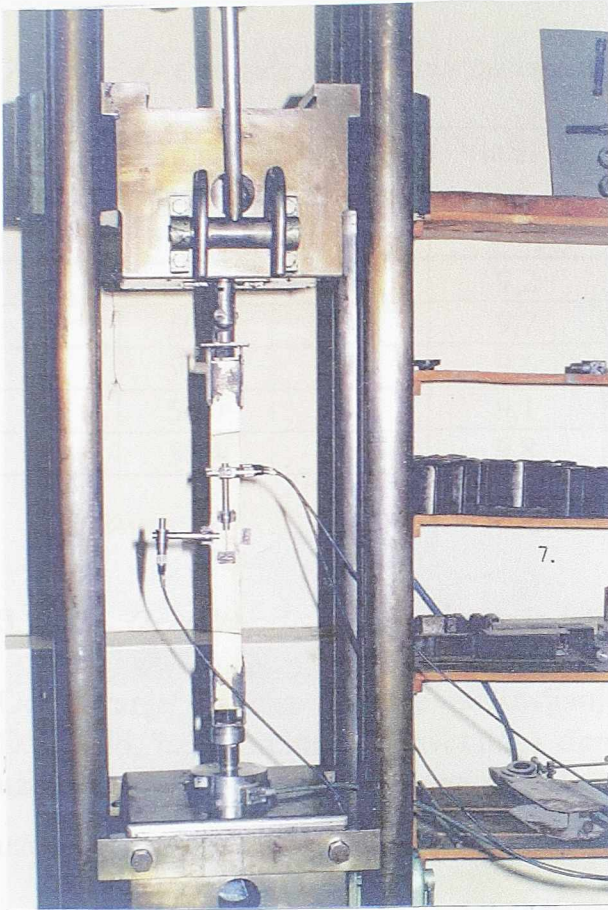
U Tabeli 3.3 date su vrednosti eksperimentalno dobijenih čvrstoća na zatezanje paralelno vlaknima, a na slikama 3.4 i 3.5 položaj epruvete za vreme ispitivanja, odnosno izgled epruveta nakon ispitivanja na zatezanje.

Tabela 3.3 - Čvrstoća na zatezanje paralelno vlaknima - σ_{\parallel}

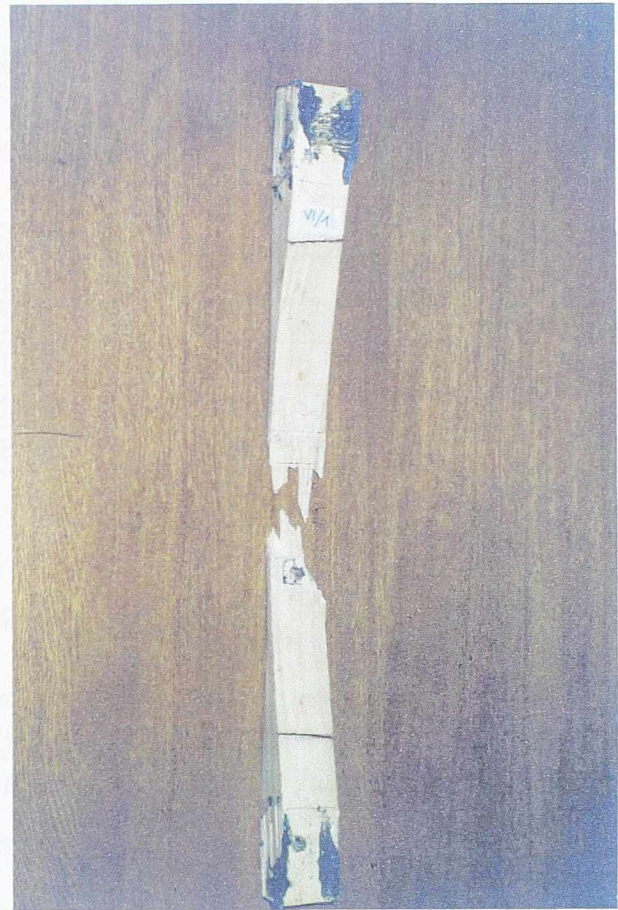
Uzorak br.	Dimenzije poprečnog preseka		Vlažnost w [%]	Sila loma F_{tl} [kN]	σ_{\parallel} [N/mm ²]	$\sigma_{\parallel 12}$ [N/mm ²]	
	b [mm]	h [mm]					
1	49,5	6,5	9,9	35,6	110,6	106,0	
2	49,8	6,8	9,3	37,2	109,9	103,9	
3	49,1	6,7	9,5	32,1	97,6	92,7	
4	49,6	6,1	9,4	34,5	114,0	108,1	
5	49,9	6,5	9,1	38,9	119,9	112,9	
$\sigma_{\parallel SR} =$						104,7	[N/mm ²]



Slika 3.3 - Dijagrami sila - pomeranje za određivanje čvrstoće na pritisak paralelno vlaknima



Slika 3.4 - Epruveta za vreme ispitivanja na zatezanje paralelno vlaknima



Slika 3.5 - Izgled epruvete posle ispitivanja

3.2.1.4. Određivanje čvrstoće na smicanje paralelno vlaknima

Određivanje čvrstoće na smicanje paralelno vlaknima (u pravcu vlakana) izvršeno je u svemu prema standardu JUS D.A1.053, na uzorcima (epruvetama) dimenzija 50x50x65 mm, obrađenih u svemu kako nalaže pomenuti standard. Ispitano je ukupno pet uzoraka. Čvrstoća na smicanje paralelno vlaknima je izračunati napon koji izaziva maksimalna sila smicanja u pravcu vlakana pri lomu po jedinici površine prvobitnog poprečnog preseka,

odnosno $\tau_{\parallel} = \frac{F_{\parallel}}{b \cdot h}$ (N/mm²), gde je τ_{\parallel} - čvrstoća na smicanje paralelno vlaknima, F_{\parallel} - sila loma, b i h - dimenzije prvobitnog preseka uzorka po kojima se vrši smicanje. Slično kao i u prethodnim poglavljima, da bi se dobijena čvrstoća prevela na vlažnost od 12%, koristi se izraz: $\tau_{\parallel 12} = \tau_{\parallel} [1+c (w-12)]$, gde su $\tau_{\parallel 12}$ i τ_{\parallel} - čvrstoće na smicanje paralelno vlaknima za vlažnost od 12% i za vlažnost u trenutku ispitivanja, w - vlažnost uzorka u trenutku ispitivanja, a c - koeficijent redukcije vlažnosti čija je vrednost 0,04.

U Tabeli 3.4 date su vrednosti eksperimentalno dobijenih čvrstoća na smicanje paralelno vlaknima, a na slici 3.6 prikazani su dijagrami sila - pomeranje dobijeni u toku ispitivanja.

U Tabeli 3.4 date su vrednosti eksperimentalno dobijenih čvrstoća na smicanje paralelno vlaknima, a na slici 3.6 prikazani su dijagrami sila - pomeranje dobijeni u toku ispitivanja.

Tabela 3.4 - Čvrstoća na smicanje paralelno vlaknima - τ_{\parallel}

Uzorak br.	Dimenzije preseka na mestu smicanja		Vlažnost w [%]	Sila loma F_{\parallel} [kN]	τ_{\parallel} [N/mm ²]	$\tau_{\parallel 12}$ [N/mm ²]	
	b [mm]	h [mm]					
1	50,2	50,1	9,2	12,2	4,9	4,4	
2	50,5	50,4	9,7	13,5	5,3	4,8	
3	50,5	49,8	9,6	18,2	7,3	6,6	
4	50,0	50,5	9,1	18,0	7,2	6,5	
5	50,4	50,2	9,8	17,8	7,0	6,4	
$\tau_{\parallel SR} =$						5,8	[N/mm ²]

3.2.1.5. Određivanje statičke čvrstoće na savijanje

Određivanje statičke čvrstoće na savijanje izvršeno je u svemu prema standardu JUS D.A1.046, na uzorcima (epruvetama) dimenzija 20x20x300 mm. Ispitano je ukupno pet uzoraka. Postupak se zasniva na određivanju maksimalne sile savijanja koja izaziva lom uzorka, a čvrstoća na savijanje određuje se prema izrazu: $\sigma_m = \frac{3 \cdot F_{ml} \cdot l}{2 \cdot b h^2}$ (N/mm²), gde je F_{ml}

- statičko opterećenje pri lomu, l - razmak oslonaca, b i h - dimenzije poprečnog preseka uzorka. Da bi se dobila čvrstoća na savijanje pri standardnoj vlažnosti od 12% treba koristiti izraz: $\sigma_{m12} = \sigma_m [1 + c(w - 12)]$, gde su σ_{m12} i σ_m - čvrstoće na savijanje za vlažnost od 12% i za vlažnost u trenutku ispitivanja, w - vlažnost uzorka u trenutku ispitivanja i c - koeficijent redukcije vlažnosti čija je vrednost 0,02.

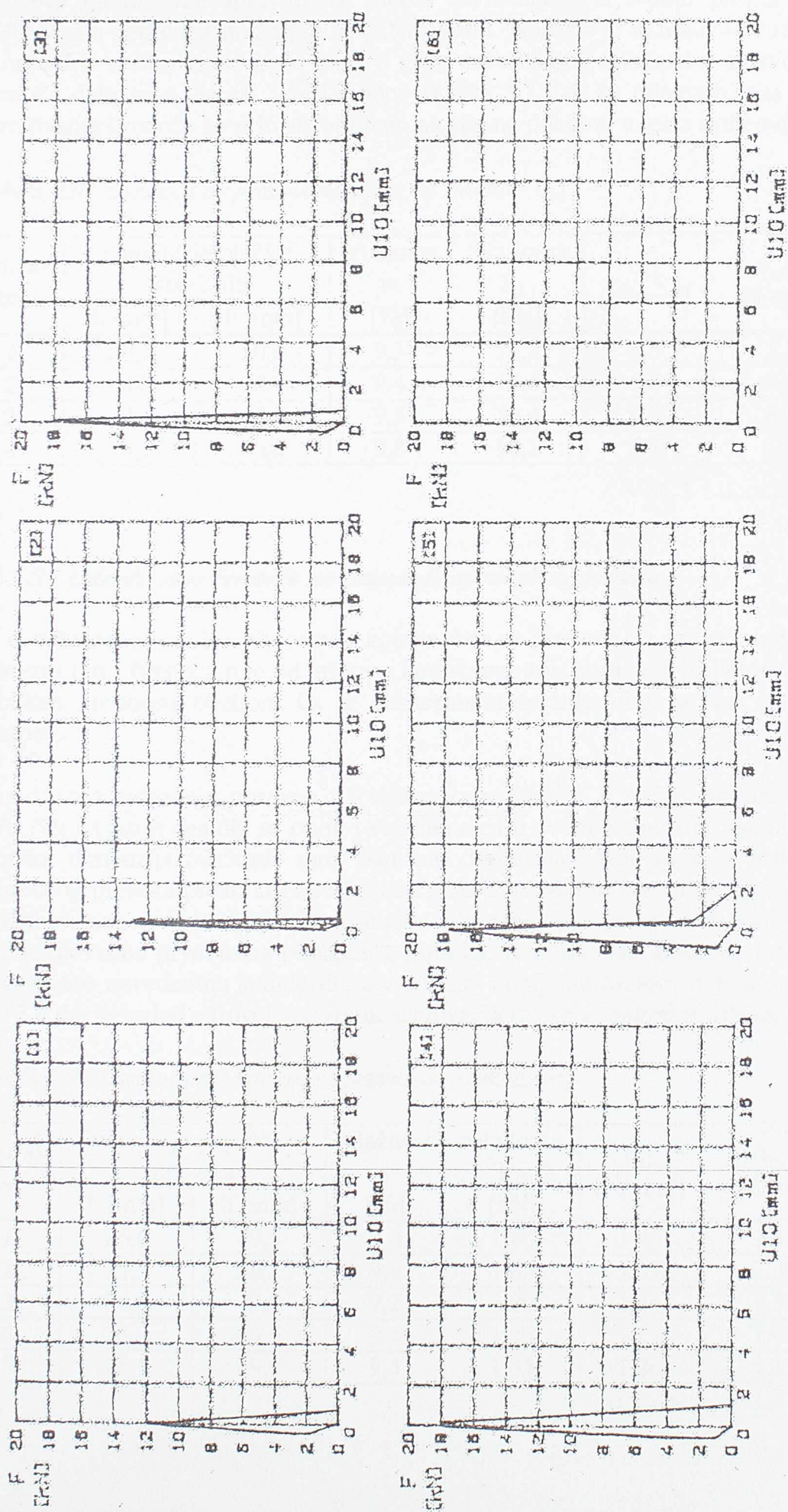
U Tabeli 3.5 date su vrednosti eksperimentalno dobijenih čvrstoća na savijanje.

Tabela 3.5 - Statička čvrstoća na savijanje - σ_m

Uzorak br.	Dimenzije poprečnog preseka uzorka		Vlažnost w [%]	Sila loma F_{\parallel} [kN]	σ_m [N/mm ²]	σ_{m12} [N/mm ²]	
	b [mm]	h [mm]					
1	19,8	20,1	9,8	1,86	97,7	93,4	
2	20,0	20,2	9,6	1,73	89,0	84,7	
3	20,1	20,2	9,6	1,58	80,9	77,0	
4	19,7	20,3	9,7	1,74	90,0	85,9	
5	19,8	20,1	9,8	1,82	95,6	91,4	
$\sigma_{mSR} =$						86,5	[N/mm ²]

3.2.1.6. Određivanje čvrstoće na pritisak upravno na vlakna

Utvrdjivanje čvrstoće na pritisak upravno na vlakna nije bilo neophodno uraditi za potrebe eksperimentalnih istraživanja spregnutih nosača drvo-beton datih u ovom radu. Međutim, pošto je u sklopu određivanja mehaničkih i fizičkih karakteristika drveta određena i ova čvrstoća ovde se daju dobijene vrednosti.



Slika 3.6 - Dijagrami sila - pomeranje za određivanje čvrstoće na smicanje paralelno vlaknima

Čvrstoća na pritisak upravno na vlakna određena je u svemu prema standardu JUS D.A1.51, na uzorcima dimenzija 50x50x150 mm. Ispitano je ukupno 4 uzorka. Rezultati su obrađeni u svemu kako je to dato u gore navedenom standardu, a vrednosti dobijenih čvrstoća date su u Tabeli 3.6. Takođe, na slici 3.7 dati su dijagrami sila - pomeranje za određivanje čvrstoće na pritisak upravno na vlakna dobijeni u toku ispitivanja.

Tabela 3.6 - Čvrstoća na pritisak upravno na vlakna - $\sigma_{c\perp}$

Uzorak br.	Dimenzije pločice ispod sile		Vlažnost w [%]	Sila loma $P_{\perp 1}$ [kN]	$\sigma_{c\perp}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c\perp 12}$ [N/mm ²]	
	b [mm]	h [mm]					
1	50,1	50,0	9,3	16,2	6,5	5,8	
2	50,0	50,0	9,4	14,6	5,8	5,5	
3	49,4	50,0	9,5	10,4	4,2	3,8	
4	50,2	50,0	9,8	16,1	6,4	5,8	
$\sigma_{c\perp SR} =$						5,3	[N/mm ²]

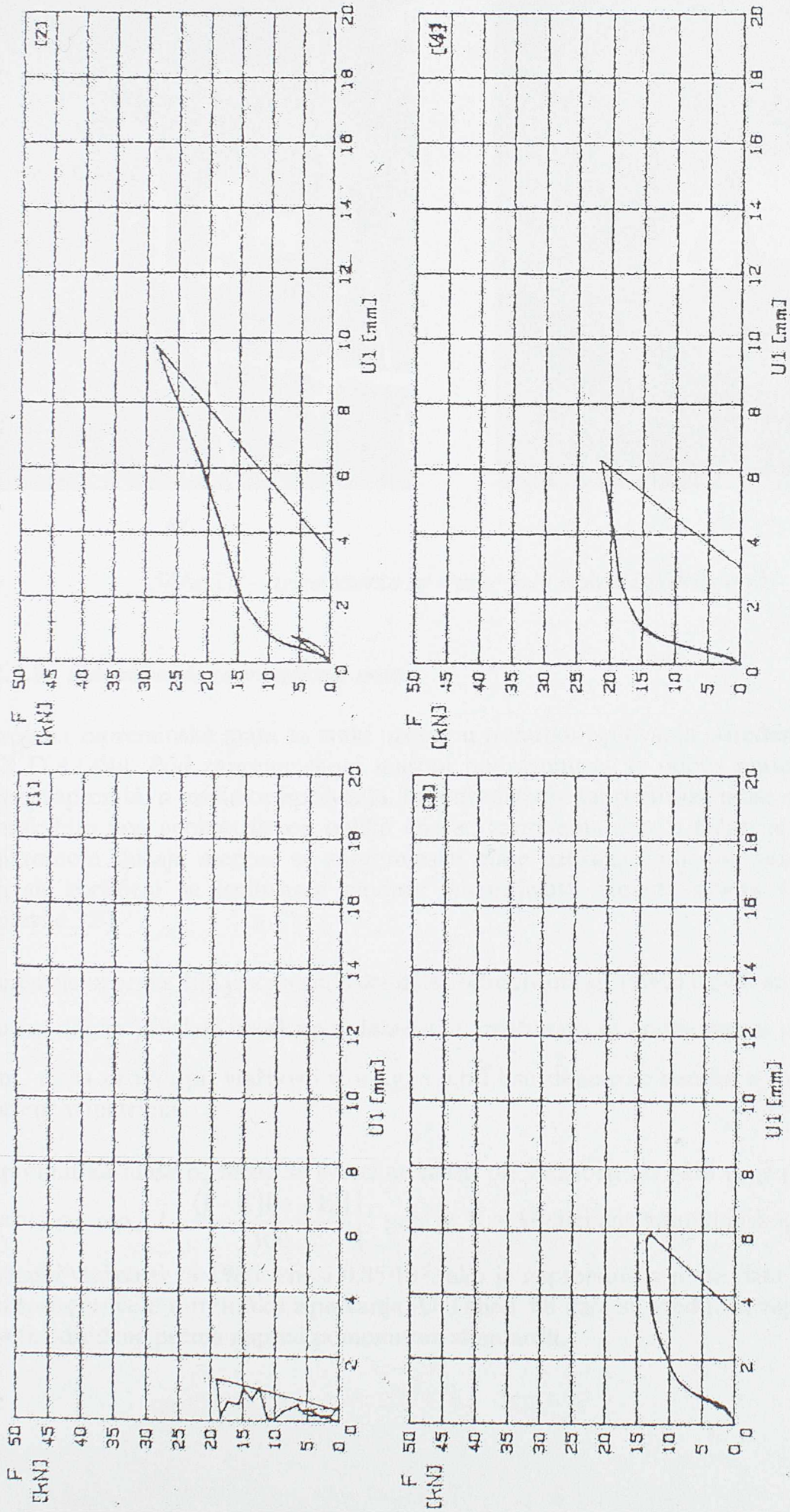
3.2.1.7. Određivanje čvrstoće na zatezanje upravno na vlakna

Za ovu čvrstoću važi ista napomena koja je data za čvrstoću na pritisak upravno na vlakna, odnosno i ova čvrstoća nije od interesa kod spregnutih nosača drvo-beton, ali se ovde daju dobijene vrednosti obzirom da je eksperimentom bilo obuhvaćeno i određivanje ove čvrstoće.

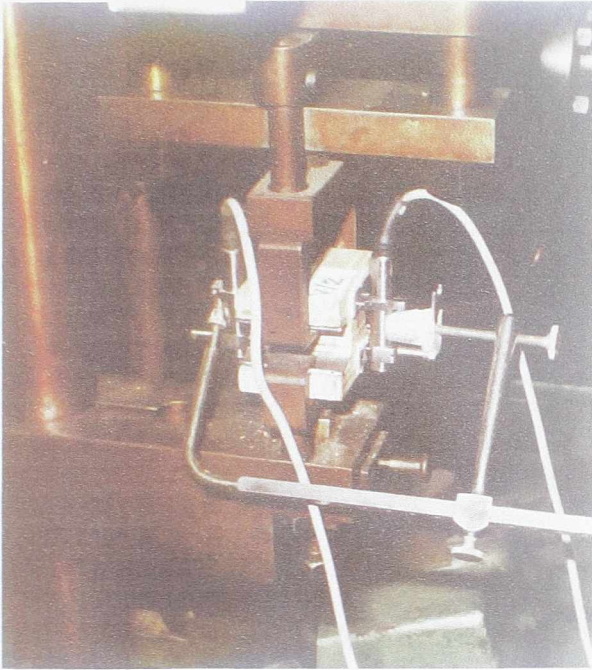
Čvrstoća na zatezanje upravno na vlakna određena je u svemu prema standardu JUS D.A1.52, na uzorcima čiji su oblik i veličina dati u ovom standardu. Ispitano je ukupno 5 uzoraka dimenzija 50x50x63 mm, odnosno dimenzija 25x50 mm na redukovanom delu poprečnog preseka preko koga se prenosi sila. Čvrstoća na zatezanje upravno na vlakna je izračunati napon koji izaziva maksimalna sila zatezanja upravno na vlakna pri lomu po jedinici površine prvobitnog poprečnog preseka. Rezultati su obrađeni u svemu kako je to dato u gore navedenom standardu, a vrednosti dobijenih čvrstoća date su u Tabeli 3.7. Na slici 3.8 dat je izgled epruvete za vreme ispitivanja (a) kao i nakon ispitivanja (b).

Tabela 3.7 - Čvrstoća na zatezanje upravno na vlakna - $\sigma_{t\perp}$

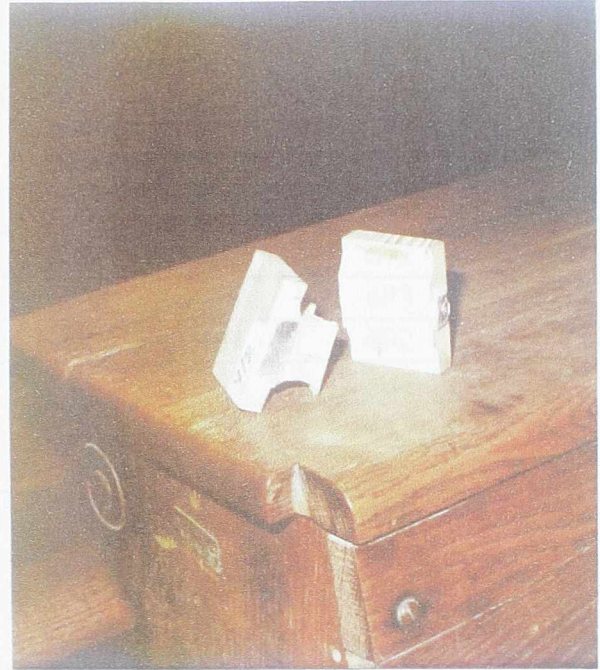
Uzorak br.	Dimenzije poprečnog preseka		Vlažnost w [%]	Sila loma $P_{\perp 1}$ [kN]	$\sigma_{t\perp}$ [N/mm ²]	$\sigma_{t\perp 12}$ [N/mm ²]	
	b [mm]	h [mm]					
1	25,0	49,5	9,8	1,80	1,45	1,32	
2	25,2	49,8	9,0	1,85	1,47	1,30	
3	24,6	49,9	9,2	1,80	1,46	1,30	
4	25,0	49,5	9,1	1,45	1,17	1,03	
5	25,1	49,5	9,5	1,57	1,26	1,13	
$\sigma_{t\perp SR} =$						1,22	[N/mm ²]



Slika 3.7 - Dijagrami sila - pomeranje za određivanje čvrstoće na pritisak upravno na vlakna



a)



b)

Slika 3.8 - Izgled uzorka za vreme (a) i nakon ispitivanja (b)

3.2.1.8. Određivanje zapreminske mase

Usvojena zapreminska masa za svaki uzorak u trenutku ispitivanja određen je standardom JUS D.A1.044. Pod zapreminskom masom podrazumeva se odnos mase uzorka prema njenoj zapremini u trenutku ispitivanja. Pri određivanju zapreminske mase može se koristiti uzorak bilo kog geometrijskog oblika čija se zapremina lako i tačno može izmeriti. U konkretnom slučaju merene su zapreminske mase uzoraka lepljenog lameliranog drveta koji su korišćeni za ispitivanje modula pomerljivosti između drveta i betona (videti Poglavlje 3.3).

Dimenzije uzoraka čija je zapreminska masa određivana su 100x200x350 mm. Zapreminska masa ρ_w (kg/m^3) svakog uzorka pri vlažnosti w izračunava se prema izrazu $\rho_w = \frac{m_w}{a \cdot b \cdot l}$, gde je m_w masa uzorka pri vlažnosti w u kg, a a, b i l su dimenzije uzorka u trenutku merenja izražene u metrima.

Zapreminska masa ρ_w može se svesti na masu pri vlažnosti od 12% (ρ_{12}) prema sledećem izrazu: $\rho_{12} = \rho_w \left[1 - \frac{(1-K)(w-12)}{100} \right]$, gde je K - koeficijent zapreminskog skupljanja pri promeni vlažnosti za 1% i iznosi $0,85 \cdot 10^{-3}$, ako je zapreminska masa data u kg/m^3 , a w je vlažnost epruvete u trenutku ispitivanja. U Tabeli 3.8 date su vrednosti zapreminske mase drveta određene prema napred pomenutom standardu.

Tabela 3.8 - Zapreminska masa drveta - ρ

Uzorak br.	Dimenzije uzorka [mm]			Težina [kg]	Vlažnost w [%]	Zapreminska masa		
	a	b	l			ρ_w [kg/m ³]	ρ_{12} [kg/m ³]	
1	10,1	20,0	34,9	3,28	10,6	465	472	
2	10,1	20,0	34,9	3,38	11,2	479	483	
3	10,1	19,5	34,9	3,35	11,0	487	492	
4	10,1	19,6	34,8	3,36	11,8	503	504	
5	10,1	19,9	35,0	3,10	11,0	441	445	
6	10,0	20,1	34,9	3,18	10,2	453	461	
$\rho_{12SR} =$							476	[kg/m ³]

3.2.1.9. Određivanje vlažnosti uzoraka

Određivanje sadržaja vlage u drvetu vrši se prema standardu JUS D.A1.043. Međutim, u ovom konkretnom slučaju, obzirom na broj i raznovrsnost uzoraka koji su obuhvaćeni ovim eksperimentalnim istraživanjima bilo je skoro nemoguće a i neracionalno za svaki uzorak odrediti vlažnost isušivanjem, odnosno procedurom koja je data u pomenutom standardu. Zbog toga je vlažnost svih uzoraka određivana pomoću vlagometra. U tu svrhu korišćen je vlagometar tipa GANN HYDROMETTE HTR 300, sa odgovarajućim elektrodama za drvo. Merenje vlažnosti pomoću ovog vlagometra zasniva se na principu električnog otpora između elektroda. Prosečna vlažnost uzoraka dobija se zabijanjem elektroda do 1/4 visine uzorka. Vlažnost uzoraka koji su ispitivani data je u odgovarajućim tabelama i to za svaku vrstu ispitivanja i za svaki uzorak koji je ispitan.

3.2.2. Ispitivanje betona

Za sve modele i nosače koji su ispitivani spravljan je normalan beton projektovane marke MB30, sa maksimalnim zrnom agregata od 16 mm. Učešće frakcije 0-4 mm bilo je 46%, od 4-8 mm 22% a od 8-16 mm 32%. Korišćen je agregat Dunavac, pran i granulisan i Portland cement PC 30 dz 45S, sa 400 kg cementa i 208 kg vode po kubnom metru betona.

Betoniranje svih modela izvršeno je u dva navrata 1. i 9.11.2001. godine. Obzirom da je bilo ukupno 8 uzoraka za ispitivanje ponašanja spregnutih nosača drvo-beton do loma i 12 uzoraka za ispitivanje modula pomerljivosti, prvo su izbetonirana 4 spregnuta nosača i 6 uzoraka za modul pomerljivosti pa je shodno tome za ispitivanje karakteristika betona napravljena prva grupa od 9 probnih tela i to kocki dimenzija 20x20x20 cm za određivanje čvrstoće betona pri pritisku i tri prizme dimenzija 12x12x36 cm za određivanje modula elastičnosti pri pritisku. Od ovih šest kocki tri su negovane u vodi i ispitane posle 28 dana od dana betoniranja u svemu prema standardu JUS U.M1.020, a preostale tri kocke i tri prizme negovane su u hali za ispitivanje pod istim uslovima kao i nosači, a ispitivane su na dan ispitivanja nosača, u martu i aprilu 2002. godine.

Identična procedura, uzimanja, negovanja i ispitivanja probnih tela (kocki i prizmi) sprovedena je i za drugu grupu, odnosno kod betoniranja preostala 4 spregnuta nosača i 6 uzoraka za određivanje modula pomerljivosti.

Određivanje modula elastičnosti betona pri pritisku vršeno je u svemu prema standardu JUS U.M1.025.

Vrednosti dobijenih čvrstoća na pritisak i modula elastičnosti date su u Tabelama 3.9, 3.10, 3.11 i 3.12.

Tabela 3.9 - Čvrstoće na pritisak - σ_c za prvu grupu probnih tela

Uzorak br.	Kocke - 28 dana				Uzorak br.	Kocke - na dan ispistivanja nosača					
	Masa kocke m [kg]	Zapr. masa γ [kg/m ³]	Sila loma P [kN]	Čvrst. na pritisak σ_c [MPa]		Masa kocke m [kg]	Zapr. masa γ [kg/m ³]	Sila loma P [kN]	Čvrst. na pritisak σ_c [MPa]		
1	18,6	2325	1610	40,25	4	18,5	2313	1990	49,75		
2	18,6	2325	1730	43,25	5	18,6	2325	1920	48,00		
3	18,4	2350	1740	43,50	6	18,5	2313	1970	49,25		
				σ_{cSR}	42,30					σ_{cSR}	49,00
					[MPa]						[MPa]

Tabela 3.10 - Moduli elastičnosti - E_c za prvu grupu probnih tela

Uzorak br.	Prizme - na dan ispistivanja nosača					
	Masa prizme m [kg]	Zapreminska masa γ [kg/m ³]	Sila loma P [kN]	Čvrstoća na pritisak σ_{cp} [MPa]	Modulo elastičnosti E_c [MPa]	
1	12,10	2334	630	43,7	35088	
2	12,05	2324	640	44,4	33784	
3	12,25	2363	620	43,1	31949	
					E_{cSR}	33607
						[MPa]

Tabela 3.11 - Čvrstoća na pritisak σ_c za drugu grupu probnih tela

Uzorak br.	Kocke - 28 dana				Uzorak br.	Kocke - na dan ispistivanja nosača					
	Masa kocke m [kg]	Zapr. masa γ [kg/m ³]	Sila loma P [kN]	Čvrst. na pritisak σ_c [MPa]		Masa kocke m [kg]	Zapr. masa γ [kg/m ³]	Sila loma P [kN]	Čvrst. na pritisak σ_c [MPa]		
1	18,5	2313	1740	43,50	4	18,3	2288	2160	54,00		
2	18,4	2300	1730	43,00	5	18,2	2275	2150	53,75		
3	18,4	2300	1750	43,80	6	18,2	2275	2070	51,75		
				σ_{cSR}	43,40					σ_{cSR}	53,20
					[MPa]						[MPa]

Tabela 3.12 - Moduli elastičnosti - E_c za drugu grupu probnih tela

Uzorak br.	Prizme - na dan ispitivanja				
	Masa prizme m [kg]	Zapreminska masa γ [kg/m ³]	Sila loma P [kN]	Čvrstoća na pritisak σ_{cp} [MPa]	Modulo elastičnosti E_c [MPa]
1	12,4	2392	650	45,10	36256
2	12,15	2344	660	45,80	35643
3	11,80	2276	630	43,80	32054
				E_{cSR}	34651 [MPa]

3.2.3. Ispitivanje sredstava za sprezanje

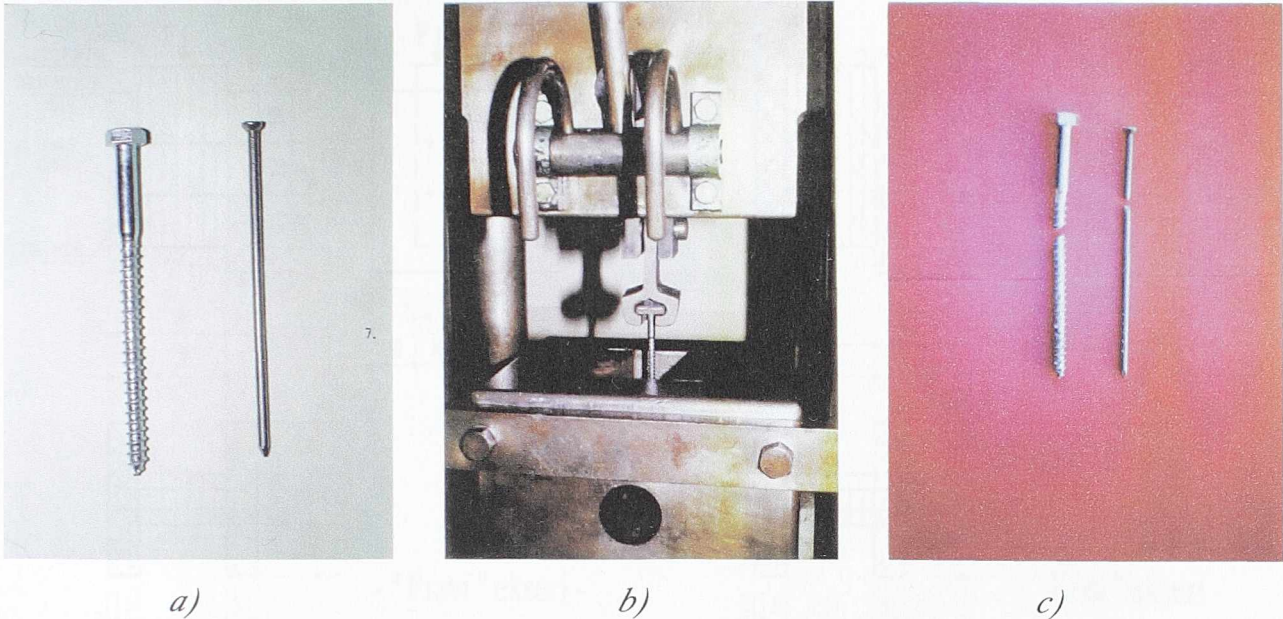
Kao što je već rečeno za sprezanje betonske ploče i drvene grede korišćeni su ekseri E 50/150 sa upuštenom nareckanom glavom oblika i dimenzija u svemu prema standardu JUS M.B4.021 i zavrtnjevi za drvo bez navrtke ϕ 50/150, sa šestougaonom glavom, u svemu prema standardu JUS M.B1.500 (slika 3.9).

Ispitivanje eksera i zavrtnjeva sastojalo se u određivanju njihove čvrstoće na zatezanje. Sprovedeno je kao kontrolno ispitivanje da bi se potvrdile njihove deklarirane karakteristike. Naime, deklarirana minimalna čvrstoća na zatezanje (napon pri lomu) za eksere koj su izrađeni od tvrdo vučene čelične žice je 440 MPa, prema standardu JUS C.B6.010 što je i potvrđeno izvršenim ispitivanjima.

Deklarirana klasa čvrstoće za upotrebljene zavrtnjeve je 5.6, sa čvrstoćom na zatezanje od 500 MPa što je takođe potvrđeno ispitivanjima. Ispitano je ukupno 5 eksera i 5 zavrtnjeva, a vrednosti dobijenih čvrstoća na zatezanje date su u Tabeli 3.13.

Tabela 3.13 - Čvrstoće na zatezanje eksera i zavrtnjeva - f_u

Uzorak br.	Ekseri			Zavrtnjevi		
	Sila loma P [kN]	Površina preseka [cm ²]	Čvrstoća na zatezanje f_u [MPa]	Sila loma P [kN]	Površina preseka [cm ²]	Čvrstoća na zatezanje f_u [MPa]
1	11,50	0,1963	585,7	22,50	0,3848	584,7
2	12,00	0,1963	611,1	23,60	0,3848	613,3
3	11,70	0,1963	611,2	22,60	0,3848	587,3
4	12,00	0,1963	612,2	22,00	0,3848	571,2
5	11,60	0,1963	590,9	23,00	0,3848	597,7
		f_{uSR}	602,2 [MPa]		f_{uSR}	590,8 [MPa]



Slika 3.9 - Ispitivanje spojnih sredstava. Izgled pre (a), za vreme (b) i posle ispitivanja (c)

3.3. Određivanje modula pomerljivosti veze drvo-beton za različita spojna sredstva

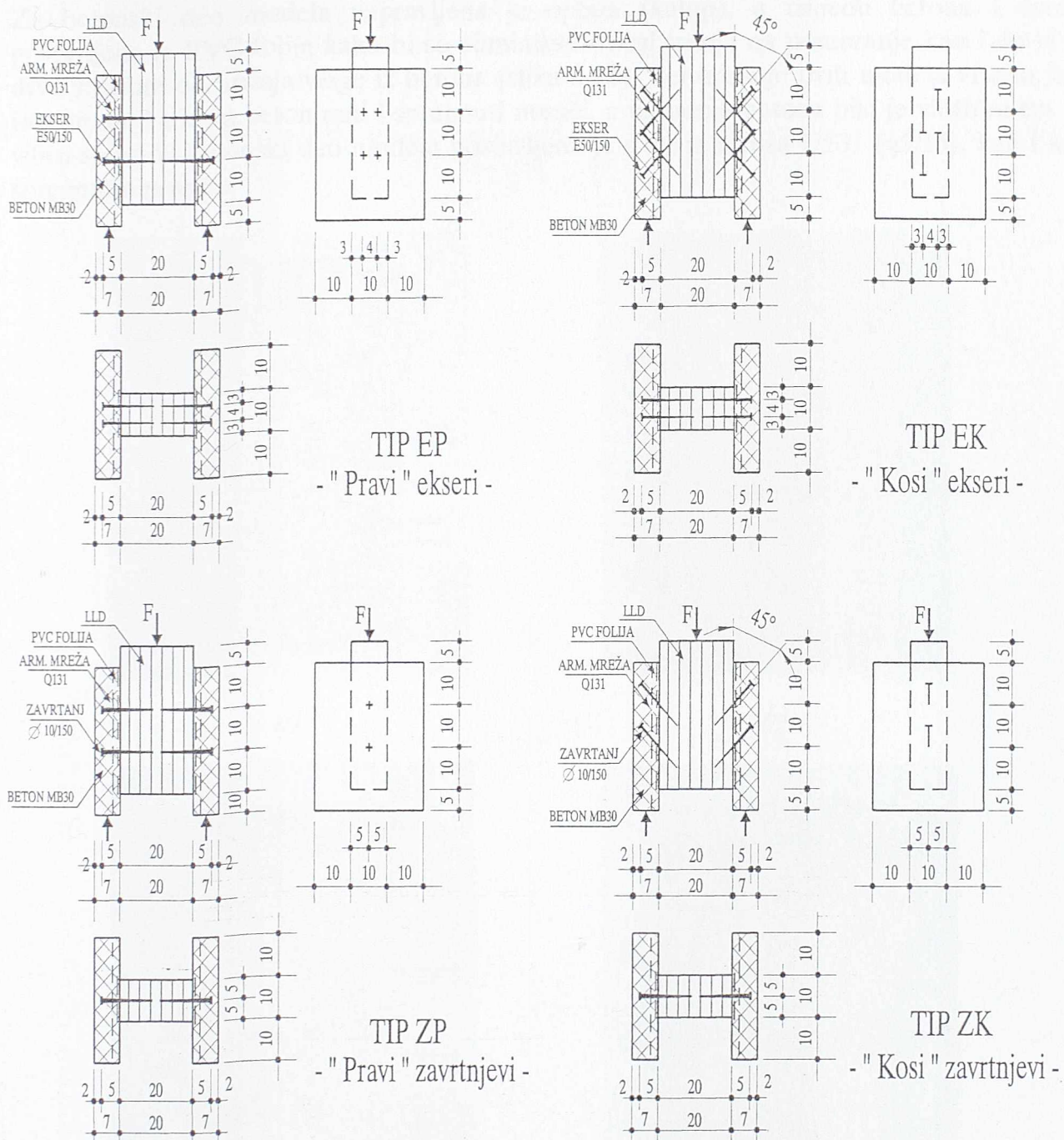
3.3.1. Predlog modela za određivanje modula pomerljivosti

Saglasno poglavlju 3.4 u kome je prikazano ispitivanje spregnutih nosača drvo-beton, za određivanje modula pomerljivosti i nosivosti spojnih sredstava upotrebljena su ista spojna sredstva koja su bila ugrađena i u gore pomenute nosače. Naime, ispitana su četiri tipa veze:

- Tip EP - ekseri E50/150 zabijeni upravno na podužnu osu modela - uzorka na međusobnom razmaku od 10 cm - "pravi" ekseri, uzorci E1, E2 i E3.
- Tip EK - ekseri E50/150 zabijeni naizmenično, pod uglom od 45°, u odnosu na podužnu osu modela - uzorka na razmaku od 10 cm - "kosi" ekseri, uzorci E4, E5 i E6.
- Tip ZP - zavrtnjevi za drvo bez navrtke $\phi 10/150$ ušrafljeni upravno na podužnu osu modela - uzorka, na međusobnom razmaku od 10 cm - "pravi" zavrtnjevi, uzorci Z1, Z2 i Z3.
- Tip ZK - zavrtnjevi za drvo bez navrtke, ušrafljeni pod uglom od 45° u odnosu na podužnu osu modela - uzorka, na međusobnom razmaku od 10 cm - "kosi" zavrtnjevi, uzorci Z4, Z5 i Z6.

Napravljeno je ukupno 12 uzoraka za ispitivanje modula pomerljivosti i to za svaki od navedenih tipova veze po tri identična uzorka.

Oblik i dimenzije modela prikazane su na slici 3.10.



Slika 3.10 - Oblik i dimenzije modela za određivanje modula pomerljivosti

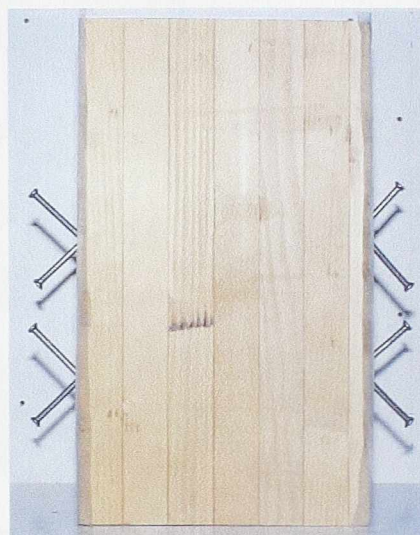
Za izradu ovih modela korišćeno je isto lepljeno lamelirano drvo dimenzija poprečnog preseka 10/20 cm kao i kod spregnutih nosača. Naime, jedan drveni nosač je isečen na delove dužine 35 cm i oni su korišćeni u modelu. Ugradnja spojnih sredstava vršena je u svemu prema važećim propisima za drvene konstrukcije. Odnosno, ekseri su zabijani u prethodno izbušene rupe prečnika $d_1 = 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 5 = 4,3$ mm, a zavrtnjevi su ugrađivani (uvrtani-šrafljeni) u prethodno izbušene rupe prečnika $d_1 = 0,7 \cdot d = 0,7 \cdot 5 = 3,5$ mm. Dubina zabijanja eksera i zavrtnjeva bila je 10 cm, a deo koji je ostao u betonu je 5 cm.

Da bi se ekseri i zavrtnjevi mogli ugraditi pod uglom od 45° napravljeni su posebni čelični šabloni.

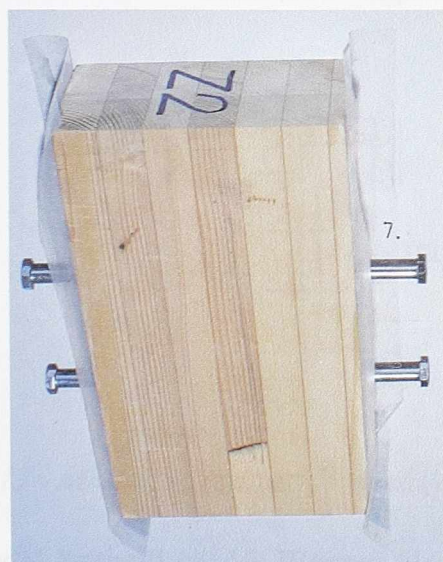
Za betonski deo modela napravljena je oplata (kalup), a između betona i drveta postavljena je PVC folija kako bi se eliminisao uticaj trenja na pomeranje kao i da bi se drvo zaštitilo od uticaja vlage iz betona (slika 3.11). Betoniranje ovih modela vršeno je u isto vreme kada su betonirani i spregnuti nosači, a ugradnja betona bila je vibriranjem na vibro stolu. U betonski deo modela postavljena je i turna mreža Q131 ($\phi 5/15$), kao i kod spregnutih nosača.



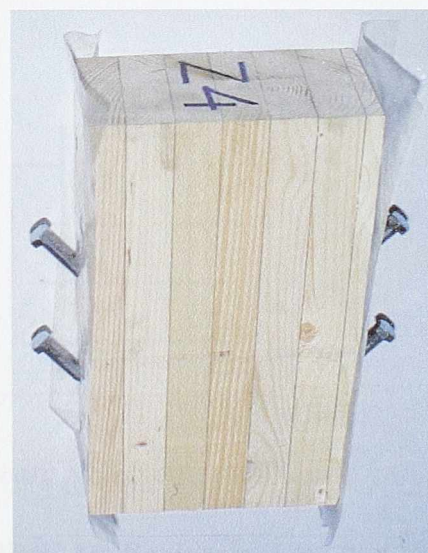
a)



b)



c)



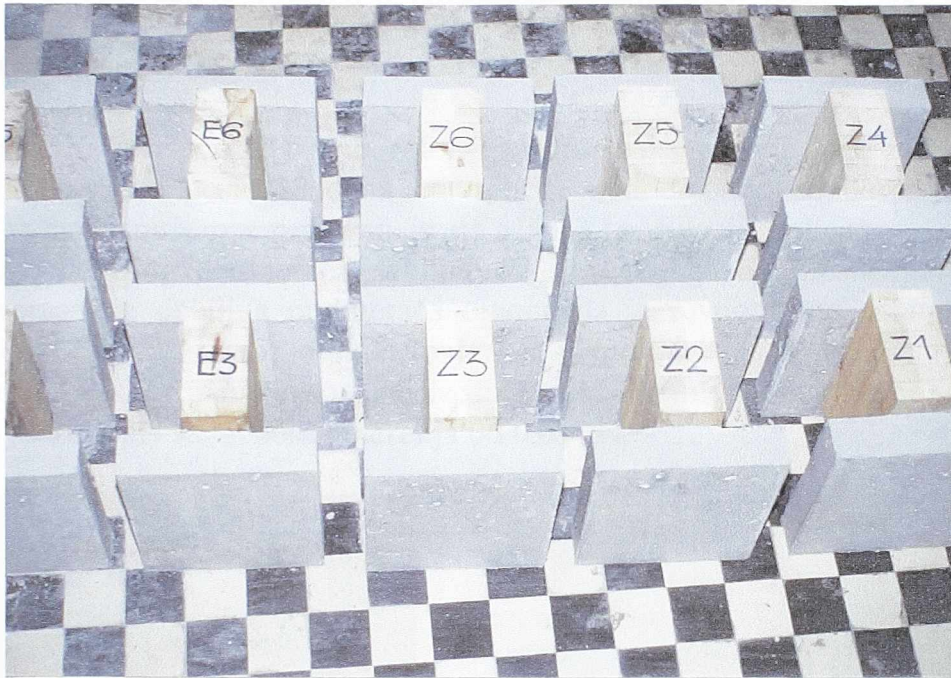
d)

Slika 3.11 - Izgled drvenog dela modela sa ugrađenim spojnim sredstvima - "pravi" ekseri (a), "kosi" ekseri (b), "pravi" zavrtnjevi (c) i "kosi" zavrtnjevi (d)

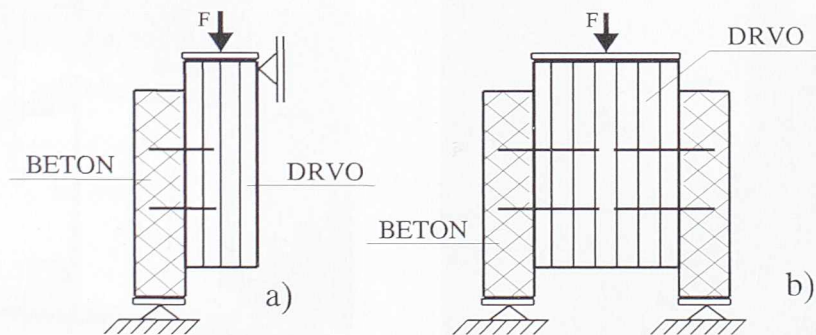
Dan nakon betoniranja skinuta je oplata, a modeli su pokriveni jutom i "negovani" u vlažnom stanju sedam dana. Izgled modela posle skidanja oplata prikazan je na slici 3.12.

Prethodno opisani model za ispitavanje modula pomerljivosti veze drvo-beton, odnosno njegov oblik i dimenzije, posledica su sveobuhvatne analize do sada primenjivanih modela. Obzirom da ne postoje ni u svetu ni kod nas propisane norme, niti standardi za spregnute konstrukcije drvo-beton samim tim ne postoji ni propisani model za određivanje modula pomerljivosti. Postoje modeli koji je svaki od autora konstruisao odnosno oblikovao prema

sopstvenoj ideji i potrebama, ali svi oni mogu, generalno, podeliti na dva tipa. Jedan, oblika prikazanog na slici 3.13a), na kome se vrši takozvani "shear-test" i drugi, oblika prikazanog na slici 3.13b), na kome se vrši tzv. "pushout-test".



Slika 3.12 - Izgled modela nakon skidanja oplata



Slika 3.13 - Modeli za ispitivanje modula pomerljivosti, za "shear-test"(a) i za "pushout-test"(b)

Prvi model koristili su: H. Werner [162], H. J. Blaß, M. Schlager [13], A. Cecotti [26], P. Gelfi, P. Ronca [45], L. Bathon, M. Graf [6], C. Tser-Ming et al. [157], a drugi: U. Meierhofer [92], T. Godycki, J. Pawlica [51], J. Soriano, N. Mascia [131], E. V. Mantill, A. Carraso [90], C. Amadio et al. [3], i dr.

U ovom radu izabran je oblik modela sa slike 3.13b), čije su dimenzije date na slici 3.10, pri čemu je najveći uticaj na izbor ovog modela imao Evrokod 4 [39] u kome je dat sličan model za ispitivanje spregnutih konstrukcija čelik-beton. U ovom Evrokodu propisana su dva modela: standardni, sa tačno definisanim dimenzijama, i posebni, sa dimenzijama koje zavise od vrste spojnog sredstva, debljine betonske ploče i dr.

Dimenzije i oblik modela koji su priloženi u ovom radu, kao što je rečeno, proizašli su iz analize dosadašnjih modela, saglasne su sa preporukama Evrokoda 4, a praktične su za

upotrebu. Modeli su relativno laki (40 kg), jednostavni su za izradu, manipulaciju i ispitivanje, a daju i sasvim zadovoljavajuće rezultate, koji se mogu praktično primeniti za proračun.

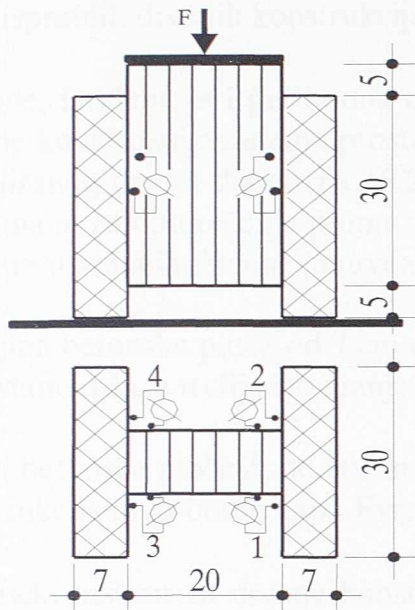
3.3.2. Ispitivanje modela

Ispitivanje modela izvršeno je u Laboratoriji za građevinske materijale za Građevinskom fakultetu u Beogradu, posle 28 dana od njihove izrade, odnosno betoniranja. Položaj modela za vreme ispitivanja prikazan je na slici 3.14. Sila je aplicirana na drveni deo modela preko čeličnog podmetača debljine 20 mm koji je bio postavljen preko celog preseka drveta. Ova debljina podmetača omogućila je ravnomerno prenošenje sile po preseku. Model (betonski deo) je bio oslonjen na ravnu horizontalnu čeličnu ploču. Sila je nanošena hidrauličkom panj presom nosivosti 100 kN, a intenzitet sile meren je pomoću dozne nosivosti 250 kN sa tačnošću merenja od 0,01 kN.



Slika 3.14 - Ispitivanje modela za određivanje modula pomerljivosti veze drvo-beton

Za merenje pomeranja (smicanja) između betona i drveta korišćeni su induktivni ugibomeri W20TK proizvodnje Hottinger Baldwin, sa opsegom merenja od ± 30 mm. Ugibomeri su bili pričvršćeni pomoću metalnih stezača za betonski deo, a vrh ugibomera bio je oslonjen na male aluminijumske ugaonike koji su bili zalepljeni na drvo (slika 3.15). Za svaki model korišćeno je četiri ugibomera, po dva sa svake strane u blizini spoja drveta i betona, kako bi se što preciznije registrovala pomeranja i kako bi se mogle uočiti i eventualne neravnomernosti u pomeranjima. Merenje pomeranja vršeno je na polovini visine uzorka.



Slika 3.15 - Položaj induktivnih ugibomera na modelu

Procedura nanošenja opterećenja izvedena je u skladu sa Evropskim standardom EN 26891 [22], koji predviđa nanošenje opterećenja u roku od 2 min. do 0,4 od graničnog opterećenja, zadržavanje na tom intenzitetu 30 sec, vraćanje opterećenja na 0,1 od graničnog sa zadržavanjem od 30 sec i najzad opterećivanje do postizanja graničnog opterećenja ili pomeranja od 15 mm. Ukupno vreme ispitivanja treba da se završi za 10-15 min.

Praćenje sile i pomeranja (smicanja) u toku ispitivanja izvršeno je pomoću digitalnog šesnaestokanalnog instrumenta SPIDER-MOBIL 16, proizvodnje Hottinger Balldwin.

Ovaj uređaj pozajmljen je od Instituta "Kirilo Savić" iz Beograda. Prikaz i interpretacija rezultata ovih ispitivanja dati su u Poglavlju 4.1.

3.4. Ispitivanje spregnutih nosača drvo-beton

3.4.1. Geometrija i izrada spregnutih nosača

Nosači ispitani u ovom radu izrađeni su kao spregnuti T presek, sastavljeni od armirano-betonske ploče projektovane marke MB 30, sa armaturnom mrežom Q131 ($\phi 6/15$) i rebra od lepljenog lameliranog drveta, četinaru I klase.

Međusobna veza rebra i ploče ostvarena je mehaničkim spojnim sredstvima, ekserima E 50/150, odnosno, zavrtnjevima $\phi 10/150$ i to u više varijanti njihovog položaja u odnosu na rebro.

Nosači su bili statičkog sistema proste grede raspona 4,0 m, a ukupna dužina nosača bila je 4,2 m. Širina betonske ploče bila je 60 cm, a debljina 7 cm, dok su dimenzije poprečnog preseka drvene grede bile 10/20 cm.

Oblik i dimenzije nosača usvojeni su tako da predstavljaju uobičajene dimenzije međuspratnih drvenih konstrukcija.

Takođe, izvršena je i prethodna orijentaciona analiza napona i deformacija međuspratne drvene konstrukcije sistema proste grede raspona 4,0 m sa glavnim nosačima od lepljenog lameliranog drveta dimenzija 10/20 cm na međusobnom razmaku od 60 cm. Ova analiza urađena je za opterećenje prema važećim propisima, stalno i korisno ($2,0 \text{ kN/m}^2$), a u cilju provere usvojenih dimenzija drvene grede.

Debljina betonske ploče od 7 cm usvojena je kao minimalna, prema preporukama važećeg JUS standarda, a u cilju što manje sopstvene težine celog nosača.

Širina betonske ploče b_a od 60 cm usvojena je iz analize dosadašnjih istraživanja spregnutih konstrukcija drvo-beton kao i Evrokoda 4 za spregnute konstrukcije od čelika i betona.

Američki institut za drvene konstrukcije, AITC [2], u svojim preporukama, daje sledeće vrednosti za aktivnu širinu betonske ploče (b_a) kod spregnutih konstrukcija drvo-beton:

1. $b_a = \frac{l}{4} = \frac{400}{4} = 100 \text{ cm}$
2. $b_a \leq \lambda = 70 \text{ cm}$,
3. $b_a = 12 \cdot d = 12 \cdot 7 = 84 \text{ cm}$,

gde je l - raspon nosača, λ - razmak nosača i d - debljina betonske ploče.

H.Werner [162], na osnovu teorijskih analiza za spregnute sisteme drvo-beton J.Natterer-a i M.Hoeft-a, daje sledeće izraze za aktivnu širinu betonske ploče:

1. $b_a = \lambda [1 - 1,4 (\lambda/l)^2]$ - za jednakopodeljeno opterećenje, i
2. $b_a = [1 - 1,4 (\lambda/l)^2 - (\lambda/l)]$ - za koncentrisane sile,

gde su λ i l rastojanje, odnosno raspon nosača. Za nosače u ovom radu, odnosno za opterećenje koncentrisanim silama, širina betonske ploče je:

$$b_a = \left[1 - 1,4 \left(\frac{70}{400} \right)^2 - 0,8 \left(\frac{70}{400} \right) \right] = 57 \text{ cm}.$$

T.Godycki i J.Pawlica [51] daju samo jedan izraz za aktivnu širinu betonske ploče:

1. $b_a = b + 12d = 10 + 12 \cdot 7 = 94 \text{ cm}$,
gde je: b - širina drvenog nosača, a d - debljina betonske ploče

Evrokod 4 [39], za spregnute konstrukcije od čelika i betona daje sledeće vrednosti za aktivnu širinu betonske ploče:

$$1. b_a \leq \frac{l}{4} = \frac{400}{4} = 100 \text{ cm i}$$

$$2. b_a \leq \lambda = 70 \text{ cm,}$$

gde su l i λ raspon, odnosno međusobno rastojanje nosača.

Od svih, napred izračunatih vrednosti za širinu betonske ploče, kao najrealnija, usvojena je vrednost koju daje H.Werner odnosno usvojeno je $b_a = 60 \text{ cm}$.

Kao što je već rečeno za međusobno povezivanje (sprezanje) drvene grede i betonske ploče kao spojna sredstva korišćeni su ekseri E 50/150 i zavrtnjevi za drvo bez navrtke $\phi 10/150$. Na izbor ovih spojnih sredstava uticala je analiza dosadašnjih istraživanja u ovoj oblasti, a osnovni parametri koji su bili presudni za izbor su:

- a) jednostavnost njihove ugradnje, odnosno mogućnost lakog i jednostavnog izvođenja, kako u fabrici (kod industrijske proizvodnje spregnutih nosača), tako i na licu mesta, na samom gradilištu,
- b) ekonomski parametri, odnosno niska cena ovih spojnih sredstava jer se mogu naći u standardnoj proizvodnji i male cene ugradnje, jer nije potrebna nikakva specijalna oprema za ugradnju,
- c) ugradnja spojnih sredstava i izrada spregnutih nosača bez posebno kvalifikovane radne snage.

Za ovo ispitivanje napravljeno je ukupno osam nosača sa četiri tipa veze, odnosno sa četiri varijante položaja spojnih sredstava u odnosu na drvenu gredu. Za svaki tip veze urađena su po dva nosača (slika 3.16):

Tip EP ("pravi" ekseri) - ekseri zabijeni upravno na podužnu osu nosača (slika 3.16a);

Tip EK ("kosi" ekseri) - ekseri zabijeni naizmjenično, pod uglom od 45° , u odnosu na podužnu osu nosača (slika 3.16b);

Tip ZP ("pravi" zavrtnjevi) - zavrtnjevi ušrafljeni upravno na podužnu osu nosača (slika 3.16c);

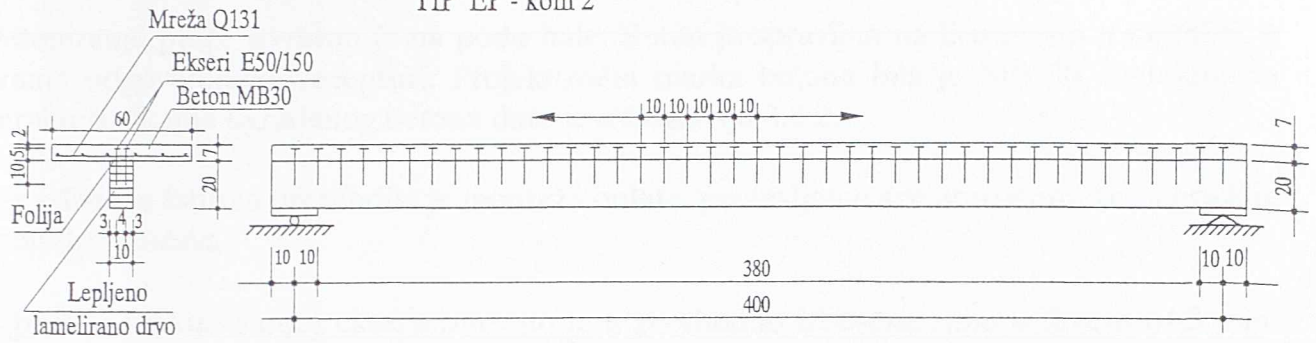
Tip ZK ("kosi" zavrtnjevi) - zavrtnjevi ušrafljeni pod uglom od 45° u odnosu na podužnu osu nosača (slika 3.16d).

Međusobni razmak spojnih sredstava duž nosača bio je konstantan i iznosio je 10 cm.

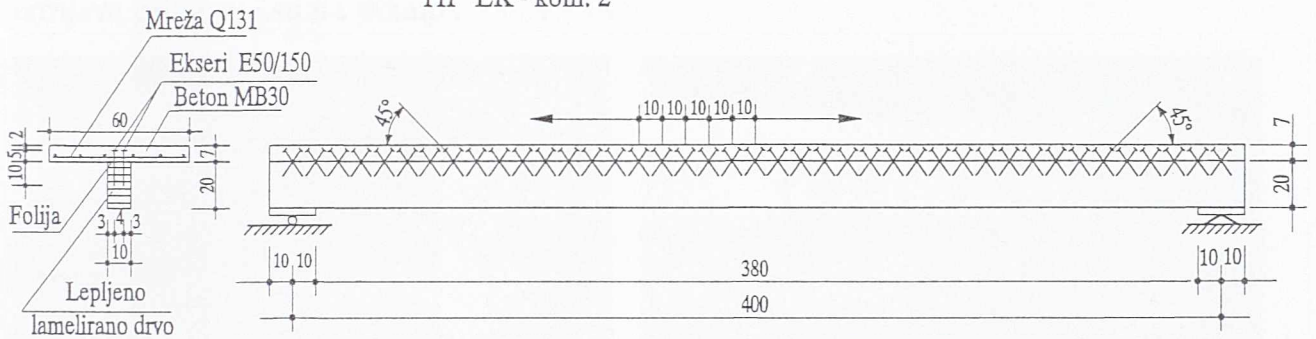
Izrada i ispitivanje spregnutih nosača obavljeno je u hali za ispitivanje materijala i konstrukcija Građevinskog fakulteta u Beogradu.

Drveni nosači od lepljenog lameliranog drveta, izrađeni su od jelovine I klase u fabrici "Krivaja" u Zavidovićima. Debljina lamela bila je 3 cm. Karakteristike drveta date su u Poglavlju 3.2.1.

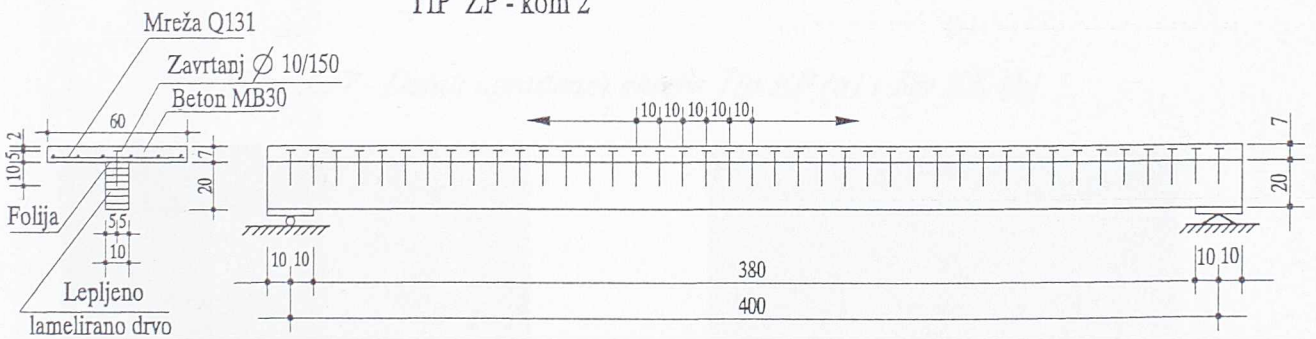
TIP EP - kom 2



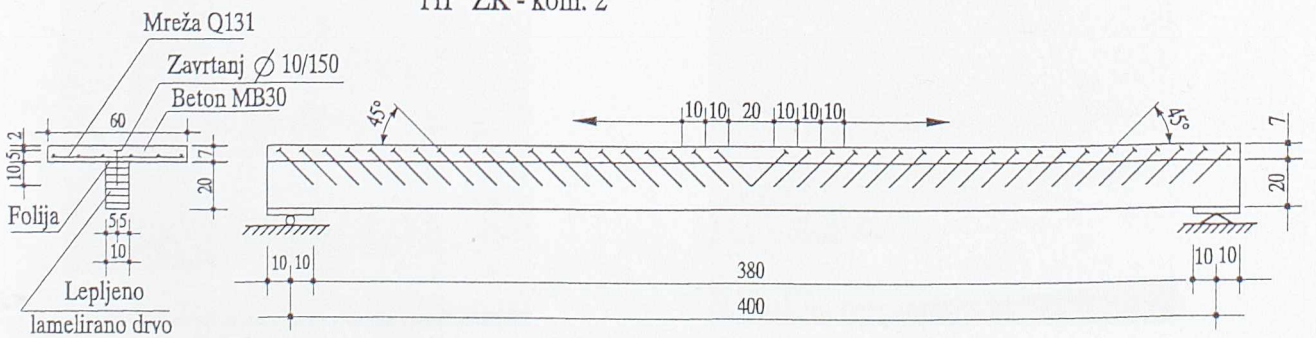
TIP EK - kom. 2



TIP ZP - kom 2



TIP ZK - kom. 2

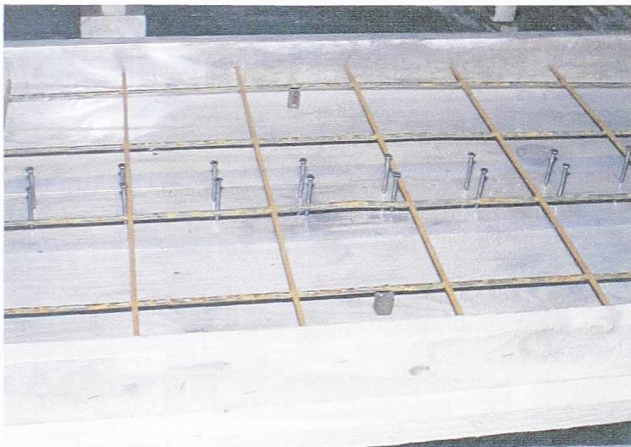


Slika 3.16 - Geometrija spregnutih nosača

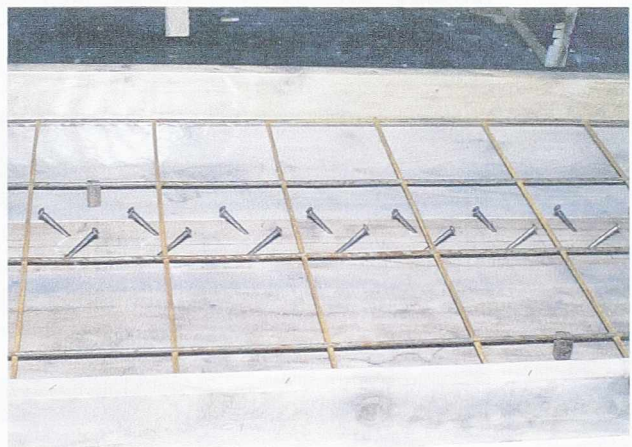
Betoniranje ploče izvršeno je na podu hale. Beton je spravljan na licu mesta u mešalici, a prema odgovarajućoj recepturi. Projektovana marka betona bila je MB 30. Detaljnije o karakteristikama ugrađenog betona dato je u Poglavlju 3.2.2.

Ugrađivanju betona prethodila je montaža oplata, postavljanje armaturne mreže i ugradnja spojnih sredstava.

Ugradnja (zakucavanje) eksera izvršeno je u prethodno izbušene rupe u drvetu $\phi 4,3$ mm. Zavrtnjevi su ušrafljivani u prethodno izbušene rupe $\phi 7$ mm. Za bušenje rupa za eksera i zavrtnjeve a da bi se obezbedila potrebna geometrija (razmak i ugao nagiba) izrađeni su posebni šabloni od čeličnog lima debljine 8 mm. Deo eksera odnosno zavrtnja koji je bio ugrađen u drvo je 10 cm, a ostatak od 5 cm bio je u betonu. Detalji ugrađenih eksera i zavrtnjeva prikazani su na slikama 3.17 i 3.18.



a)



b)

Slika 3.17 - Detalj ugrađenih eksera Tip EP (a) i Tip EK (b)



a)



b)

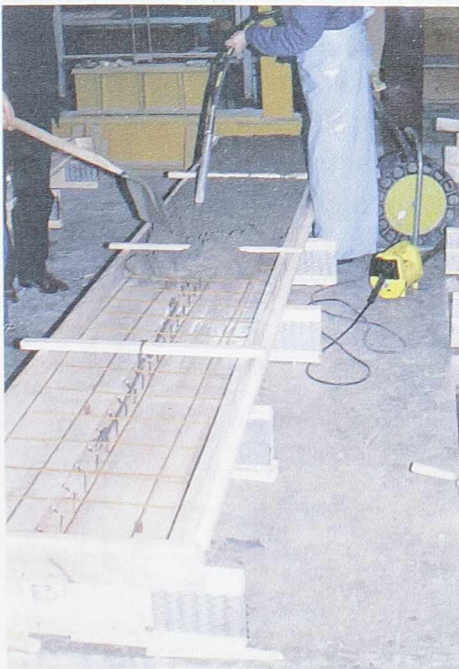
Slika 3.18 - Detalj ugrađenih zavrtnjeva Tip ZP (a) i Tip ZK (b)

Preko unutrašnje strane oplata, a samim tim i preko drvenih nosača postavljena je PVC folija kako bi se eliminisao uticaj trenja između drveta i betona, kao i da bi se drvo zaštitilo od dejstva vlage iz betona. Nakon postavljanja PVC folije i ugradnje spojnih sredstava postavljena je armaturna mreža Q 131 na distancerima, a takođe su ugrađeni i posebni ankeri za podizanje nosača kako bi se oni mogli preneti u ram za ispitivanje. Izgled četiri nosača tipa ZP i ZK neposredno pre betoniranja prikazan je na slici 3.19.

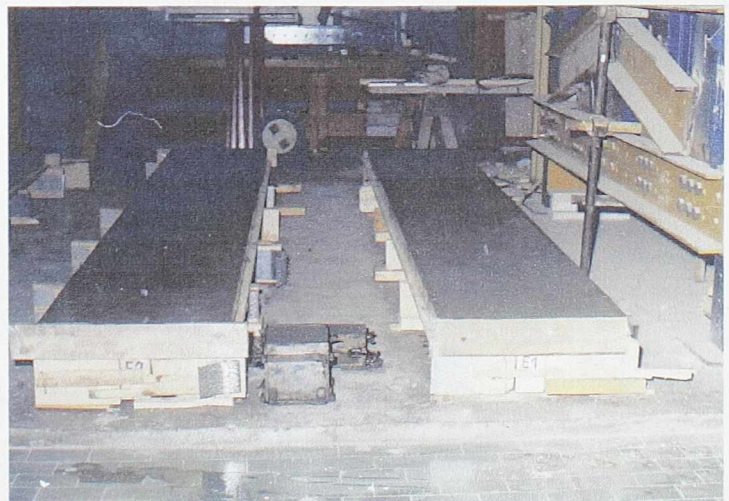


Slika 3.19 - Nosači tipa ZP i ZK neposredno pre betoniranja

Betoniranje ploče, odnosno ugradnja betona izvršena je pomoću pervibratora (slika 3.20a).



a)



b)

Slika 3.20 - Betoniranje nosača (a) i izgled neposredno nakon betoniranja (b)

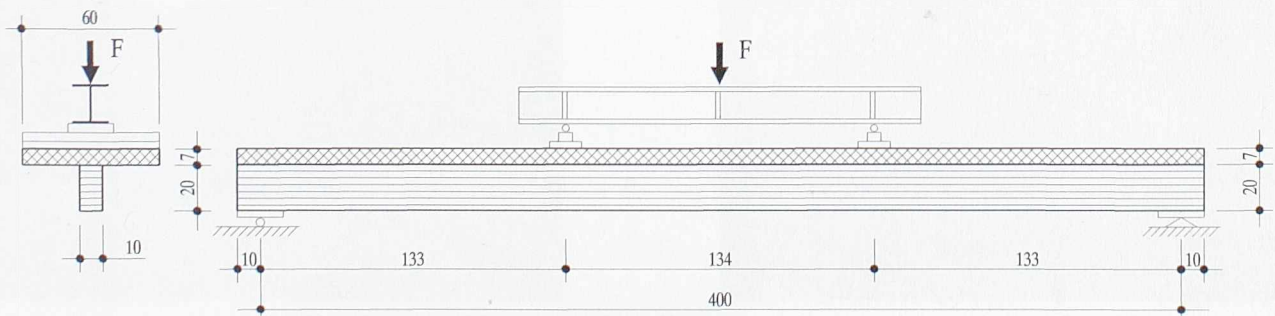
Nakon betoniranja nosači su pokriveni jutom i držani u stanju potpune vlažnosti sedam dana (slika 3.21). Oplata je skinuta posle dva dana.



Slika 3.21 - "Negovanje" nosača

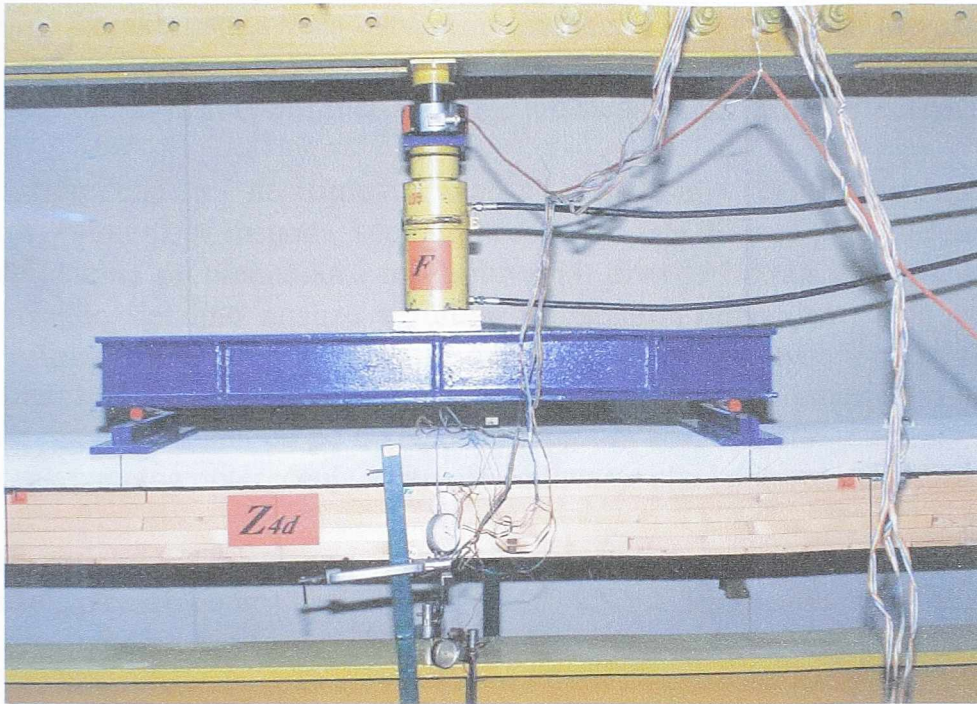
3.4.2. Ispitivanje spregnutih nosača

Ispitivanje spregnutih nosača izvršeno je u zatvorenom čeličnom ramu. Nosači su opterećivani koncentrisanim silama u trećinama raspona (slika 3.22). Ovakvim rasporedom sila u srednjoj trećini preseka dobijen je konstantan moment savijanja, a u krajnjim trećinama konstantne transverzalne sile. Opterećenje je na ovim mestima bilo aplicirano putem jedne hidrauličke panj prese nosivosti 350 kN, preko jakog čeličnog profila (IP 160) i čeličnih oslonačkih elemenata (slika 3.23). Oslonački delovi nosača su se preko metalnih ploča debljine 8 cm, čije su dimenzije određene tako da ne dođe do gnječenja drveta, oslanjali na adekvatno izvedene oslonce od čelika - pokretni i nepokretni (slika 3.24a i b).

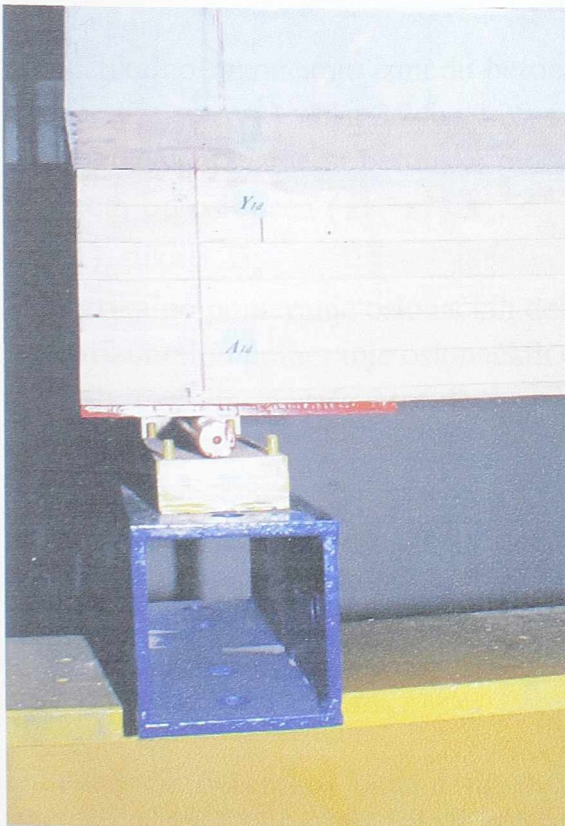


Slika 3.22 - Dispozicija nosača i opterećenja

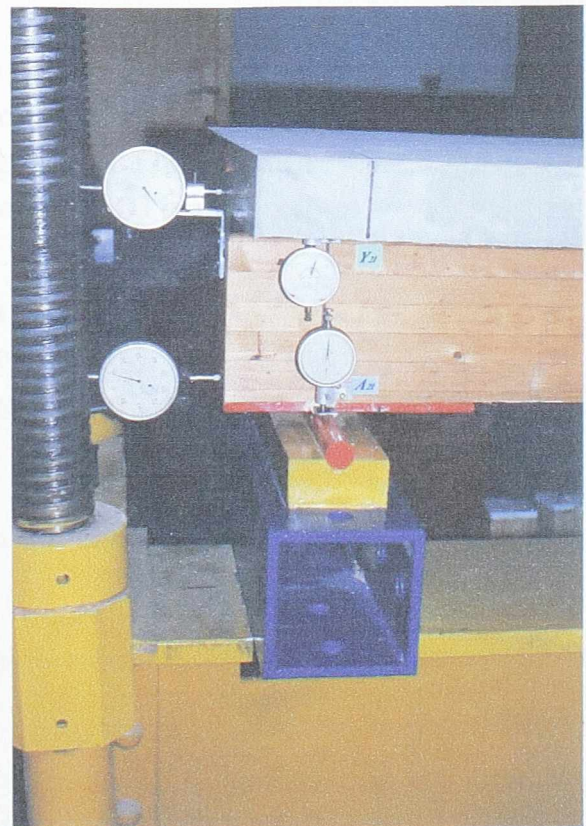
Ovako konstruisani i izvedeni oslonci omogućavali su da se nosači ponašaju saglasno projektovanom statičkom sistemu proste grede.



Slika 3.23 - Srednji deo nosača sa položajem elemenata za nanošenje opterećenja



a)



b)

Slika 3.24 - Oslonački delovi nosača. Pokretan (a) i nepokretan oslonac (b)

Nanošenje sile mereno je preko dozne U25 nosivosti 250 kN sa tačnošću od 0,01 kN. Procedura nanošenja opterećenja i merenja bila je saglasna proceduri definisanoj u Evropskom standardu EN 26891 [22] - Opšti principi za određivanje nosivosti i deformacionih karakteristika veza ostvarenih mehaničkim spojnim sredstvima. Nosači su opterećivani do sile od $0,4 F_{loma}$ u četiri koraka, kada su vršena i očitavanja sile i deformacija, zatim su rasterećivani do $0,1 F_{loma}$, a u sledećoj fazi su opterećivani do loma.

Sila loma određena je na osnovu analize dosadašnjih ispitivanja nosača sličnih karakteristika (dimenzija, raspona, spojnih sredstava), a da bi se to potvrdilo, kao i da bi se sagledala celokupna problematika i tok ispitivanja, prvo je ispitan jedan spregnuti nosač (Tip EP). Nakon detaljne analize rezultata dobijenih ispitivanjem ovog nosača kao i procedure ispitivanja, usledile su neznatne korekcije načina očitavanja ugibomera da bi se dobilo na brzini i ispoštovao standard EN 26891. Posle toga ispitano je ostalih 7 nosača. Sila je nanošena u koracima od po 6 kN, osim u prvom koraku kada je sila iznosila 3,6 kN. Za svaki korak nanetog opterećenja vršeno je očitavanje sile i deformacija.

Vrednost sile od 3,6 kN usvojena je zato što ona približno odgovara jednakopodeljenom prosečnom (eksploatacionom) opterećenju od $2,0 \text{ kN/m}^2$. Pri ovome treba imati u vidu da je nosač, pre nanošenja sile, već bio opterećen sopstvenom težinom $g=1,06 \text{ kN/m}^2$ i težinom IP nosača i prese $P=1,13 \text{ kN}$.

Merenja su vršena pomoću 26 ugibomera i 12 mernih traka. Ugibomeri su bili raspoređeni tako da se mogu pratiti pomeranja u karakterističnim presecima, odnosno na karakterističnim mestima na nosaču i to:

1. Vertikalno razmicanje između betonske ploče i drvene grede u presecima na osloncima ($y_1^l, y_1^d, y_2^l, y_2^d$), slika 3.24b i 3.25, i u sredini nosača (y_3^l, y_3^d), slika 3.25 i 3.26b;
2. Proklizavanje između betonske ploče i drvene grede na osloncima (x_1, x_2), na rastojanju 40 cm od oslonaca ($x_3^l, x_3^d, x_4^l, x_4^d$), i na rastojanju 100 cm od oslonaca ($x_5^l, x_5^d, x_6^l, x_6^d$), slika 3.25;
3. Vertikalno pomeranje oslonačkih delova nosača ($a_1^l, a_1^d, a_2^l, a_2^d$), slika 3.24b i 3.25;
4. Horizontalno pomeranje oslonačkih delova nosača (b_1, b_2), slika 3.24b i 3.25;
5. Ugib u sredini nosača i to: donje ivice drvene grede (u_1^l, u_1^d) i krajeva betonske ploče (u_2^l, u_2^d), slika 3.25 i 3.26b.

Oznake l i d označavaju mesta na levom odnosno desnom delu nosača gledajući od pokretnog ka nepokretnom osloncu.

Svi ugibomeri bili su tačnosti 0,01 mm osim ugibomera kojima je meren ugib nosača (u_1), koji su bili tačnosti 0,1 mm.

Dilatacije u betonskoj ploči i drvenom nosaču merene su u sredini raspona mernim trakama, slika 3.25 i 3.26b. Bilo je ukupno 12 mernih traka, 8 na betonu ($B_{1L}, B_{1D}, B_{2L}, B_{2D}, B_{3L}, B_{3D}, B_{4L}, B_{4D}$) i 4 na drvetu ($D_{1L}, D_{1D}, D_{2L}, D_{2D}$). Za ova ispitivanja korišćene su merne trake proizvodnje Tokyo Sokki Kenkyujo Co. iz Japana, i to: tip PL-60-11 za beton, a tip L-60-11 za drvo, sa tačnošću merenja od $1 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$ (jedna mikrodilatacija).

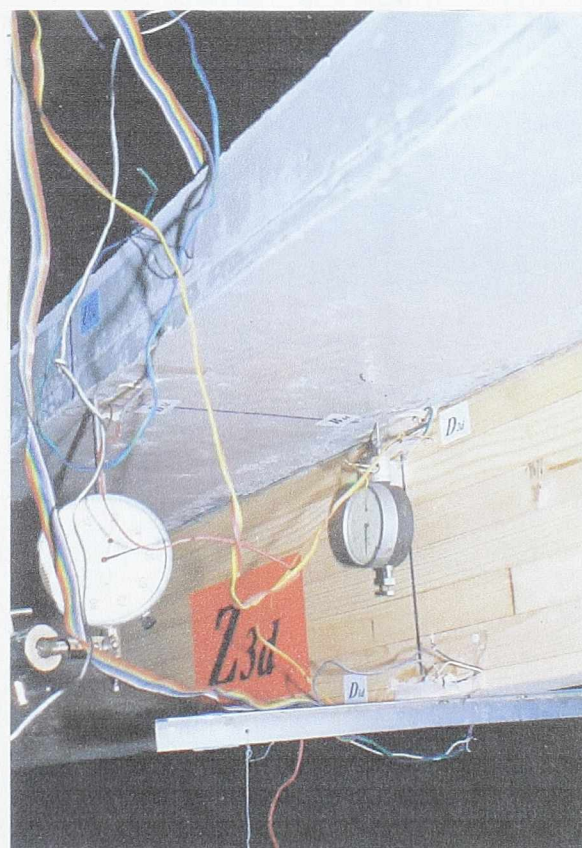
Praćenje mernih traka i kontrola nanošenja sile vrešena je preko odgovarajuće merne tehnike (merni most) proizvođača Hottinger Baldwin. Na slici 3.25 prikazana je dispozicija nosača sa rasporedom mernih mesta, a na slikama 3.26a i 3.27, izgled jednog od nosača neposredno pre početka ispitivanja.

Ovde treba napomenuti da je za sve vreme ispitivanja nosača, u hali, na mestu neposredno pored rama za ispitivanje, kontrolisana vlažnost i temperatura vazduha. Vlažnost vazduha kretala se u granicama od 55% do 65%, a temperatura od 15°C do 22°C.

Takođe, treba napomenuti da su, neposredno po prestanku negovanja betona, na dva nosača (Tip EP i Tip ZP) zalepljene deformeterske baze u preseku na sredini nosača na istim mestima gde su kasnije postavljene merne trake (8 baza na betonu i 4 baze na drvetu) u cilju utvrđivanja uticaja skupljanja betona na napone u drvenom delu nosača, odnosno u cilju provere da li se uticaj skupljanja betona preko spojnih sredstava prenosi na drvo. Dilatacije u betonu i drvetu merene su deformetrom tipa Hugenberger, baze 250 mm sa tačnošću od 4 mikrodilatacije (4×10^{-6} mm/mm) i to u vremenu od dva meseca po prestanku negovanja betona. Konstatovano je da se uticaj skupljanja betona ne prenosi na drveni nosač, što se moglo i očekivati za elastično sprezanje kakvo se ostvaruje mehaničkim spojnim sredstvima.

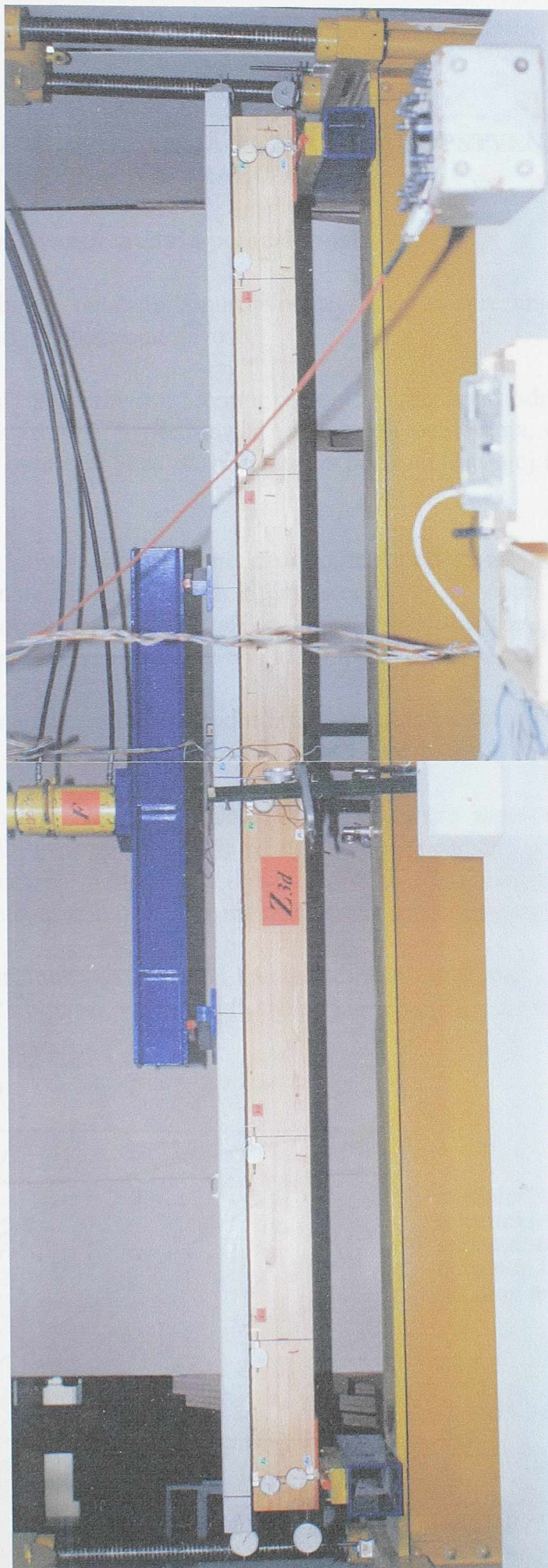


a)



b)

Slika 3.26 - Nosac u ramu za ispitivanje (a) i izgled mernih traka i ugibomera u sredini nosača (b)



Slika 3.27 - Izgled nosača pre početka ispitivanja

4. PRIKAZ I INTERPRETACIJA REZULTATA SOPSTVENIH EKSPERIMENTALNIH ISTRAŽIVANJA

4.1. Rezultati ispitivanja modula pomerljivosti

Krutost veze drvo-beton, odnosno popustljivost sredstava za sprezanje u jednoj vezi, definiše se pomoću vrednosti modula pomerljivosti.

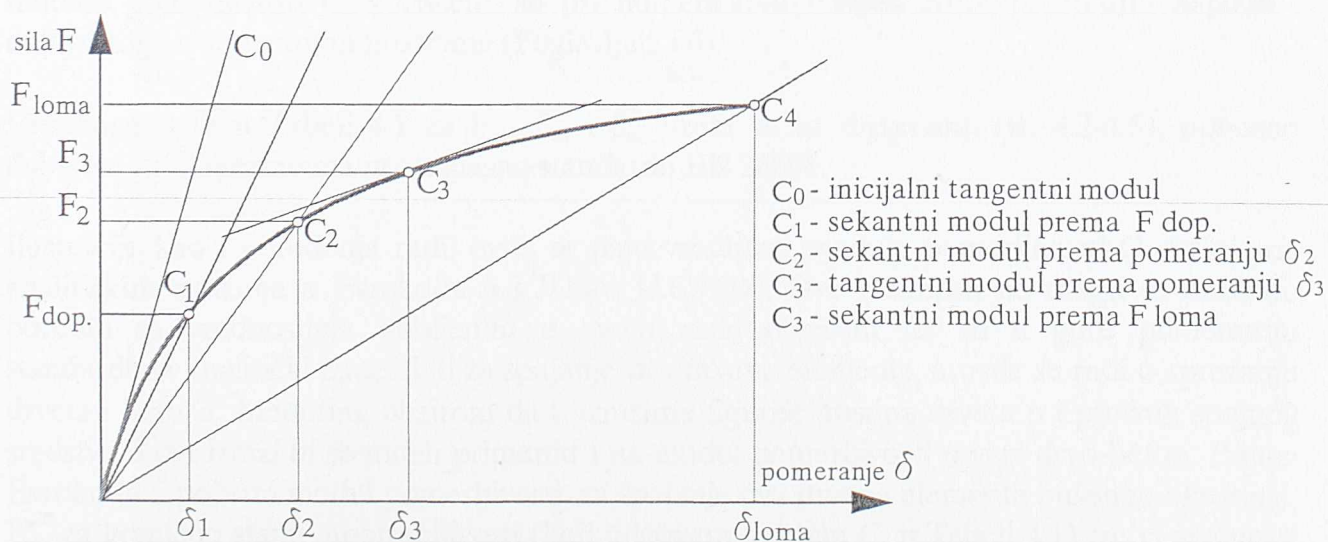
Generalno, modul pomerljivosti jednog spojnog sredstva određuje se na osnovu eksperimentalnih ispitivanja, a predstavlja odnos sile i pomeranja, definišući krutost spoja silom kojom treba opteretiti vezu da bi relativno pomeranje u njoj bilo jedinično, odnosno $C=F/\delta$ [kN/mm].

U slučaju kada ne postoje eksperimentalno određeni podaci, za modul pomerljivosti su u Evrokodu 5 dati analitički izrazi prema kojima se određuje početni modul pomerljivosti za granično stanje upotrebljivosti. Ovi izrazi su funkcija zapreminske mase i prečnika spojnog sredstva, a dati su samo za veze drvo-drvo i ploče na bazi drveta-drvo.

Za veze drvo-beton analitički izrazi za određivanje modula pomerljivosti C nisu dati u važećoj tehničkoj regulativi.

Na osnovu dosadašnjih eksperimentalnih istraživanja veze drvo-beton kao i na osnovu eksperimenata datih u ovom radu može se zaključiti da promena pomeranja sa promenom opterećenja nije linearna, odnosno da dijagram $F-\delta$ nije linearan, pa samim tim ni modul pomerljivosti C nije konstantan, veće se menja za svaku tačku dijagrama.

Modul pomerljivosti može se definisati kao sekantni ili tangentni, a u odnosu na određeni nivo opterećenja ili u odnosu na usvojenu veličinu pomeranja u vezi (slika 4.1).



Slika 4.1 - Određivanje modula pomerljivosti C

Sa dijagrama na slici 4.1, očigledno je u kojoj meri vrednost modula pomerljivosti C zavisi od posmatranog nivoa opterećenja, odnosno od veličine usvojene sile F .

Osim od veličine sile F modul pomerljivosti zavisi i od:

- karakteristika samih materijala koji se sprežu, kao što su moduli elastičnosti, vrste drveta, marke betona, vlažnost, temperatura i dr.;
- vrste sredstava za sprezanje, njihovih karakteristika, odnosno krutosti;
- geometrijskih karakteristika poprečnog preseka, odnosno veličine ispitivanog uzorka;
- načina ispitivanja i dr.

U konkretnom slučaju ispitivanje je vršeno na modelima opisanim u Poglavlju 3.3, a prema standardu EN 26891 [22] - Veze ostvarene mehaničkim spojnim sredstvima - opšti principi za određivanje nosivosti i deformacionih karakteristika. Prema ovom standardu kao maksimalnu silu pri ispitivanju treba uzeti silu loma ili silu pri pomeranju od 15 mm. Pri tome modul pomerljivosti C_s treba odrediti kao sekantni, za nivo opterećenja $0,4 F_{est}$ (za dokaz upotrebljivosti), gde je F_{est} procenjena maksimalna sila, a za dokaz nosivosti treba uzeti modul pomerljivosti $C_u = 2/3 C_s$. Ovaj način određivanja modula pomerljivosti predložen je od strane više autora, Werner [162], Ceccotti [26], a dat je i u preporukama Evropske komisije za drvene konstrukcije u Publikaciji STEP 1 (Structural Timber Education Programme), pa je kao takav usvojen i u ovom radu. Neki autori daju preporuke da se modul pomerljivosti C_u određuje kao sekantni za nivo opterećenja $0,6 F_{max}$.

Obradom podataka, sa ispitivanja modela koja su izvršena na način kako je to opisano u Poglavlju 3.3.2, dobijeni su dijagrami sila-pomeranje (F - δ) za svaki od ispitanih uzoraka. Ovi dijagrami prikazani su na slikama 4.2, 4.3, 4.4 i 4.5. Ovde treba napomenuti da ispitivanje uzorka E1, koj je prvi ispitan, nije uspeo, pa zato nisu dati rezultati za ovaj uzorak. Kao što se sa slika može videti oblici dijagrama su nelinearni.

Na osnovu prethodno opisane metodologije određivanja modula pomerljivosti C , uz korišćenje dijagrama na slikama 4.2 - 4.5, sračunate su njegove vrednosti za nivo opterećenja, $0,4F_{est}$ i određene srednje vrednosti za svaki tip modela (Tabela 4.1). Ove, srednje vrednosti modula pomerljivosti C , korišćene su pri numeričkom i analitičkom proračunu napona i deformacija u spregnutim nosačima (Poglavlja 5 i 6).

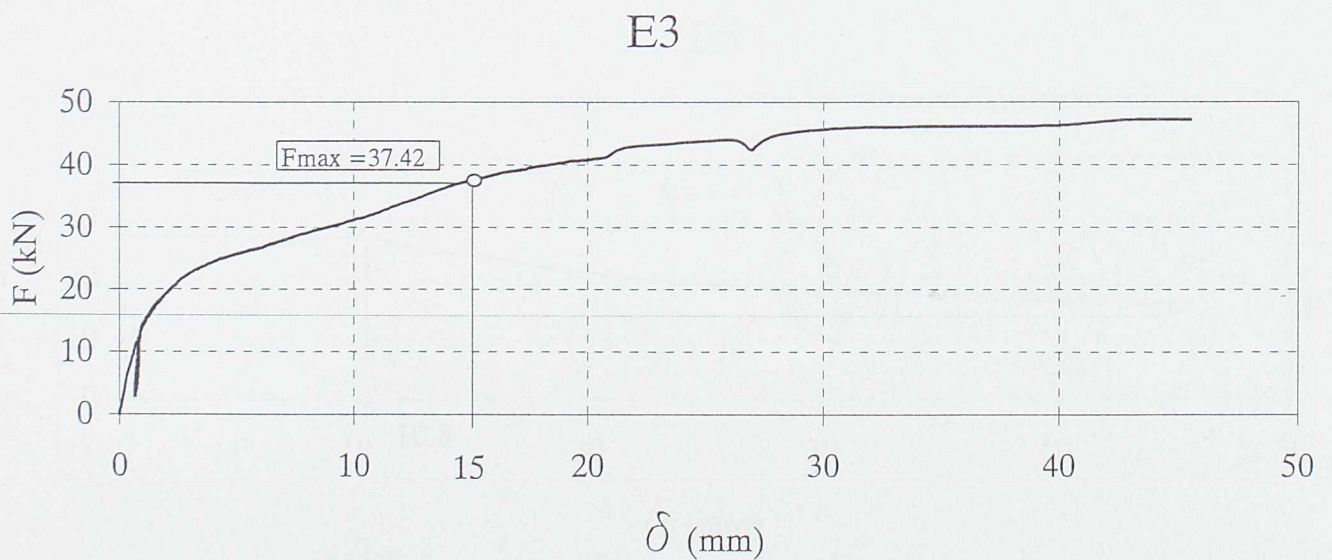
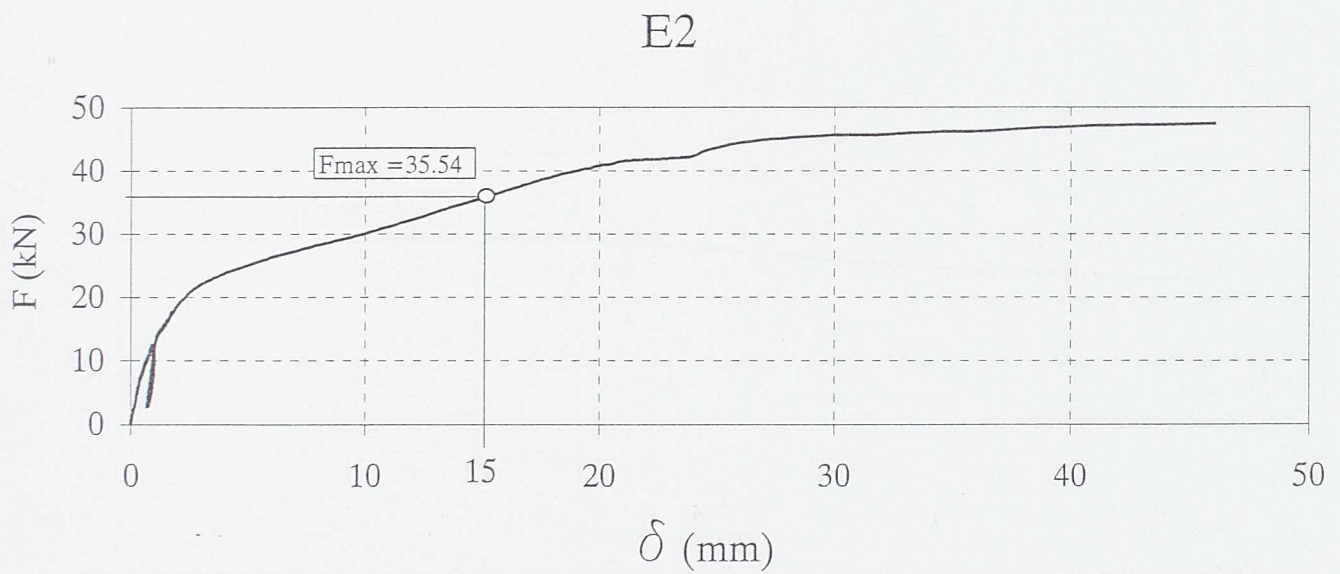
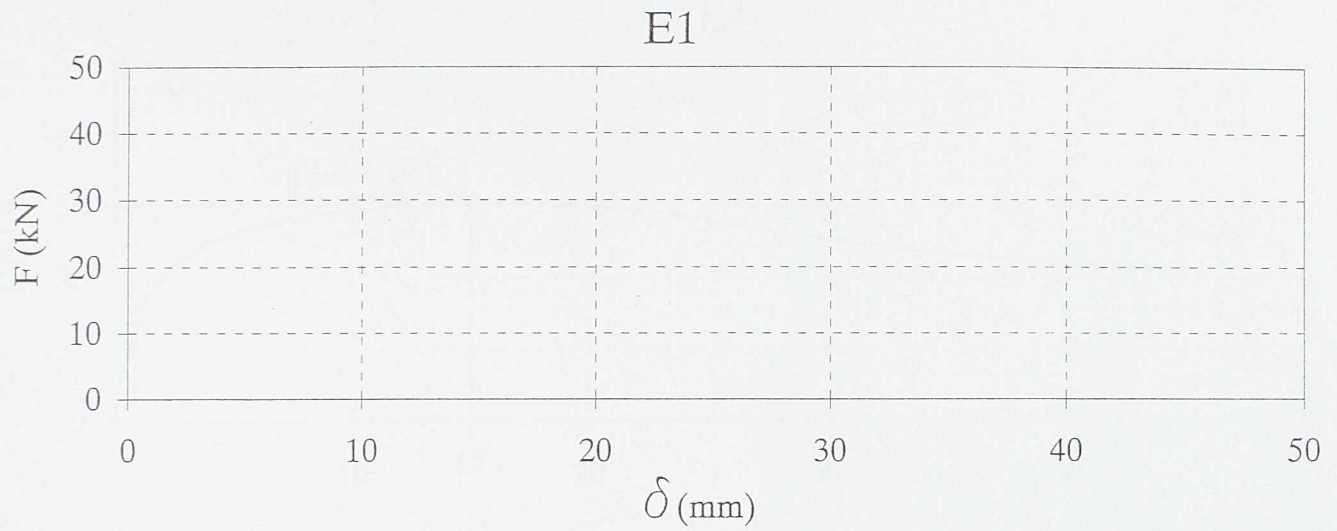
Vrednosti date u Tabeli 4.1 za F_{est} , δ_{04} i δ_{01} uzete su sa dijagrama (sl. 4.2-4.5), odnosno dobijene su eksperimentalno, saglasno standardu EN 26891.

Ilustracije kao i poređenja radi, ovde se daju vrednosti modula pomerljivosti C definisane analitičkim izrazima u Evrokodu 5 i JUS-u U.C9.200. Ove vrednosti ne mogu se direktno porediti sa vrednostima dobijenim u ovom radu obzirom da su u gore pomenutim standardima analitički izrazi dati za spajanje dva drvena elementa, a ovde se radi o sprezanju drveta i betona. Međutim, obzirom da u izrazima figuriše gustina drveta ρ i prečnik spojnog sredstva d ovi izrazi bi se mogli primeniti i na modul pomerljivosti u vezi drvo-beton. Prema Evrokodu 5 početni modul pomerljivosti, za spajanje dva drvena elementa bušenim ekserima, K_{scr} za granično stanje upotrebljivosti (koji odgovara modulu C_s u Tabeli 4.1) treba sračunati prema izrazu: $K_{scr} = \rho_k^{1,5} \cdot d/20$ [N/mm], gde je ρ_k karakteristična gustina u kg/m^3 , a d prečnik eksera u mm. Odnosno, $K_{scr} = 476^{1,5} \cdot 5/20 = 2596$ N/mm = 2,596 kN/mm. Za granično stanje nosivosti modul pomerljivosti K_u (koji odgovara modulu C_u) računa se prema izrazu

$K_u = (2/3)K_{ser} = (2/3) \cdot 2,596 = 1,73 \text{ kN/mm}$. JUS U.C9.200 za spajanje dva drvena elementa jednosečnim ekserima daje samo jedan izraz za modul pomerljivosti: $C = 6000 \cdot 2,94 \cdot d \text{ [N/cm]}$, gde je d prečnik eksera u cm. Odnosno, $C = 6000 \cdot 2,94 \cdot 0,5 = 8820 \text{ N/cm} = 0,882 \text{ kN/mm}$.

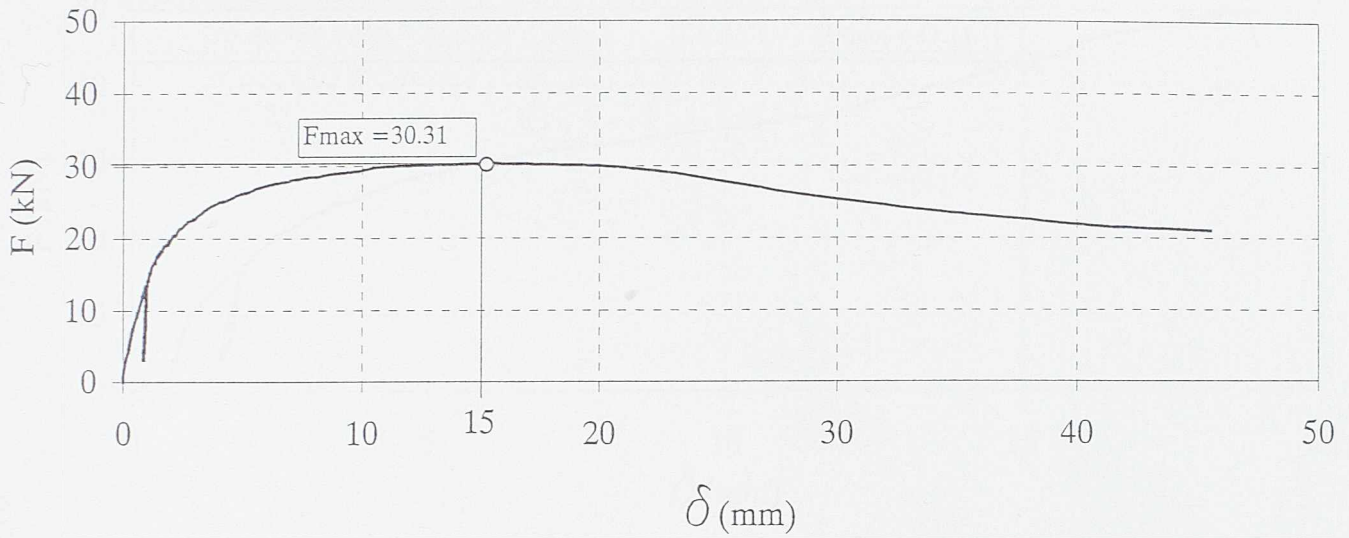
Obzirom na značaj modula pomerljivosti koji on ima pri proračunu spregnutih nosača od velikog je značaja i njegovo tačno određivanje. Problematikom određivanja vrednosti modula pomerljivosti bavili su se razni istraživači. Obzirom da je standard EN 26891 stupio na snagu 1991. godine, istraživanja i ispitivanja koja su obavljena pre toga, nije moguće porediti sa kasnijim ispitivanjima, jer postoje izvesne razlike pre svega u odnosu na nivo opterećivanja i vrednosti deformacija za koje je računat modul pomerljivosti. Međutim, i pored toga razlike nisu velike. Tako, na primer, T. Godycki et al. [51] u svom radu daju eksperimentalno dobijenu krivu zavisnosti modula pomerljivosti C i prečnika eksera. Pa je, na osnovu te krive, vrednost modula pomerljivosti za eksere prečnika 5 mm, $C = 1,63 \text{ kN/mm}$. Američki istraživači (C. Tser-Ming et al. [157]) su pri određivanju modula pomerljivosti koristili sekantni modul za pomeranje $\delta = 0,015 \text{ in}$ (0,38 mm) i $\delta = 0,04$ (1,02 mm), kod ispitivanja veza drvo-beton ostvarenih raznim prečnicima eksera. Dobijene vrednosti za ekser $d = 3,78 \text{ mm}$ (0,148 in) su $C_{(0,015)} = 2,24 \text{ kN/m}$ i $C_{(0,04)} = 1,92 \text{ kN/mm}$. Bez obzira na pomenute nesaglasnosti pri analitičkom i eksperimentalnom određivanju modula pomerljivosti vrednosti koje su navedene ukazuju da je red veličine ovog modula za eksere prečnika $d = 5 \text{ mm}$ između 1,5 kN/mm i 2,5 kN/mm.

Vrednosti date u Tabeli 4.1 za zavrtnejeve tipa ZK treba uzeti sa rezervom obzirom na veliku razliku u modulu pomerljivosti za sva tri uzorka (8,04; 12,50; 67,20). Imajući u vidu ove razlike, da bi se utvrdila tačna vrednost modula pomerljivosti treba ispitati veći broj uzoraka.

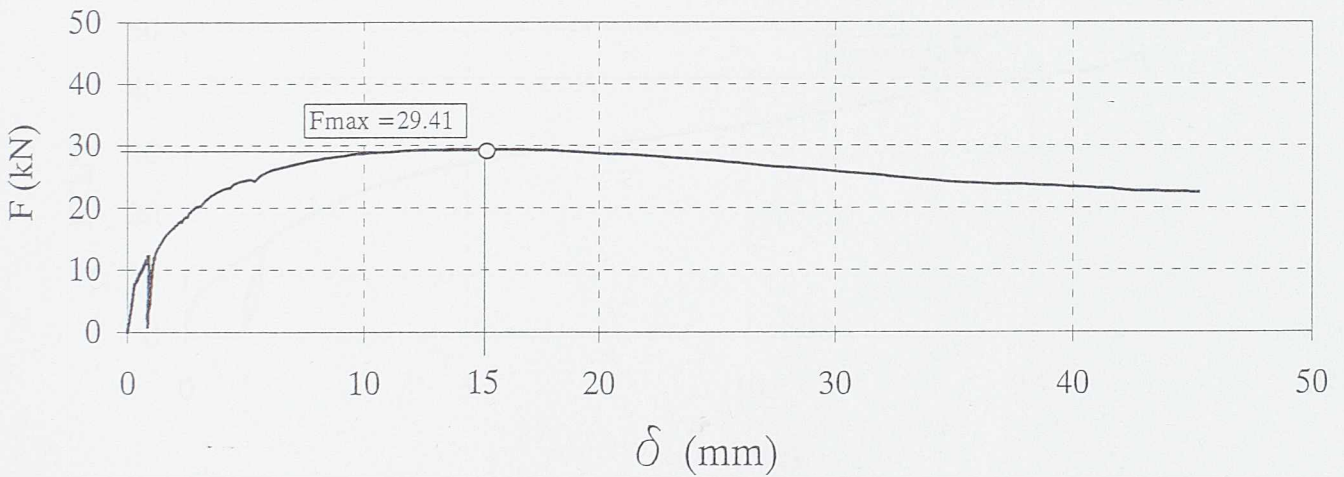


Slika 4.2 - Eksperimentalno određeni dijagrami F - δ za modele tipa EP ("pravi" ekseri)

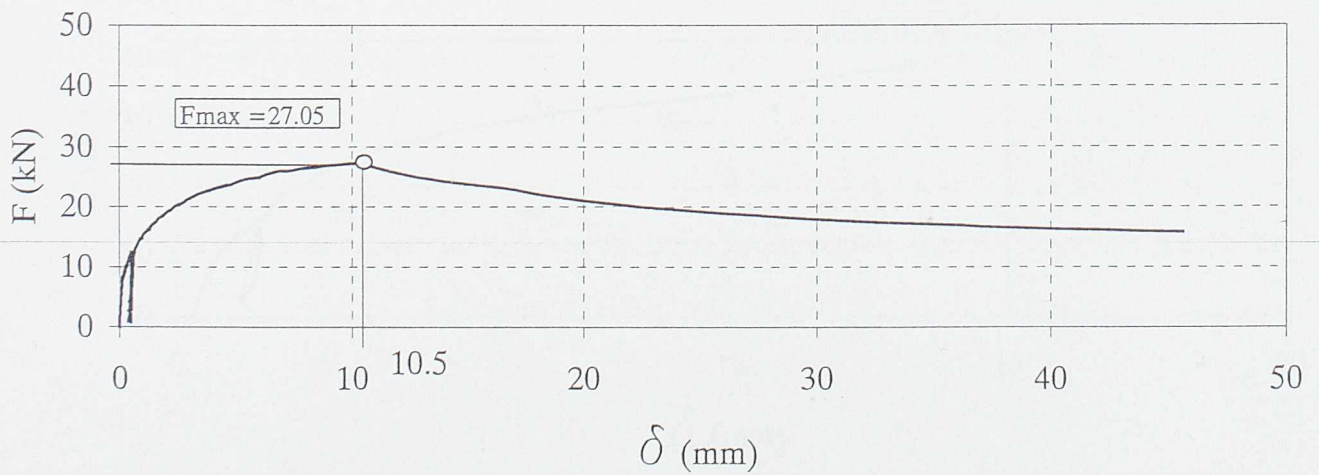
E4



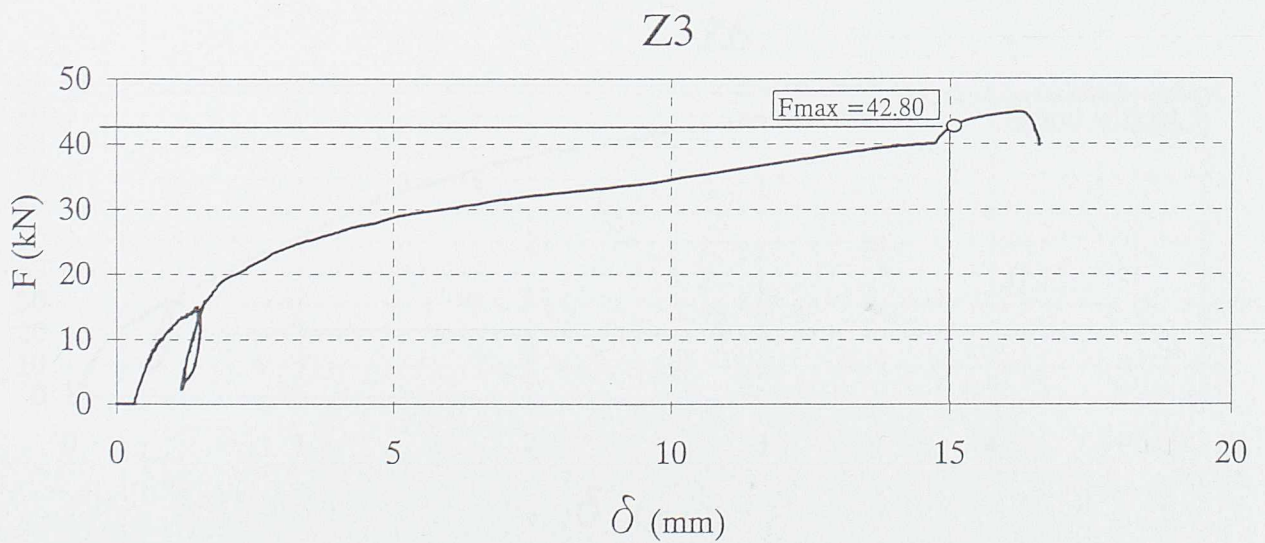
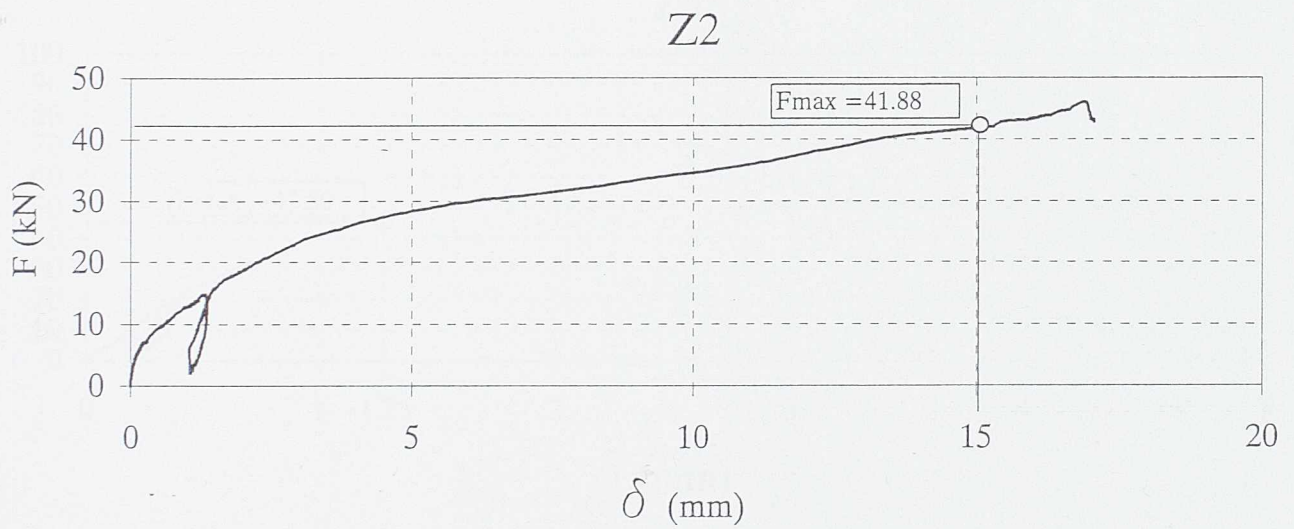
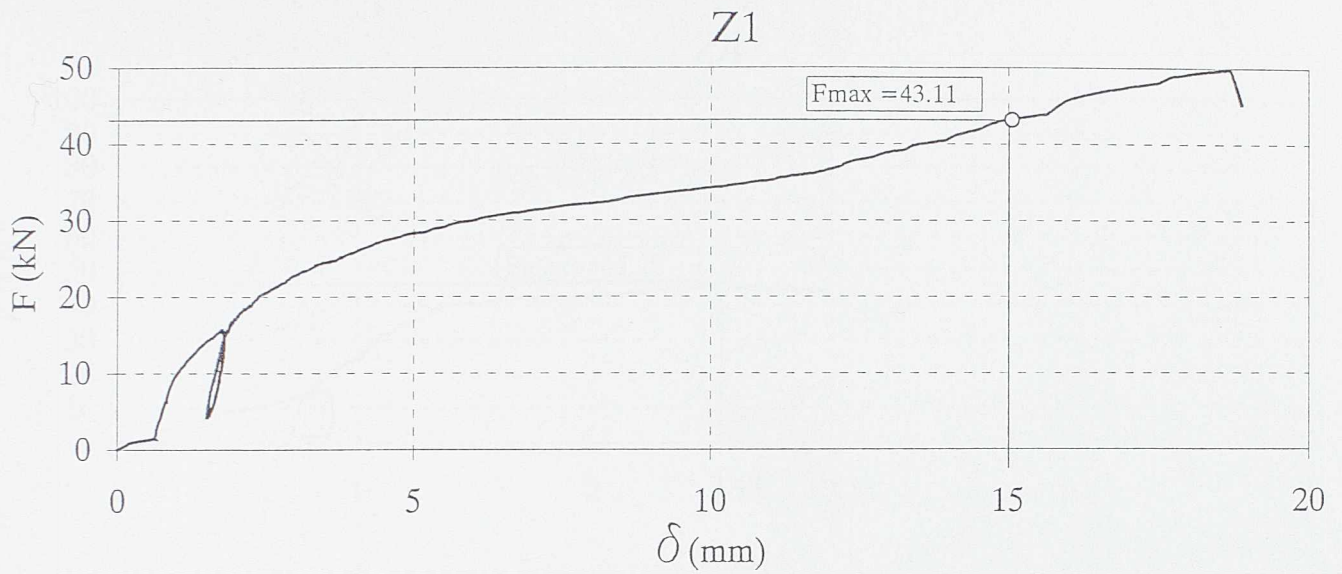
E5



E6

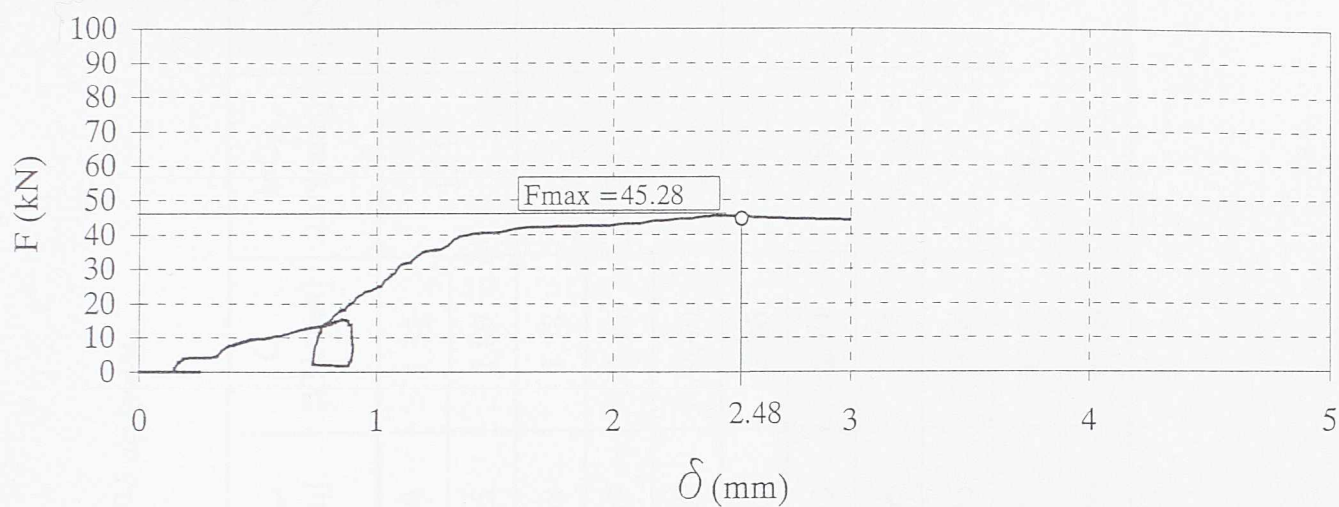


Slika 4.3 - Eksperimentalno određeni dijagrami F - δ za modele tipa EK ("kosi" ekseri)

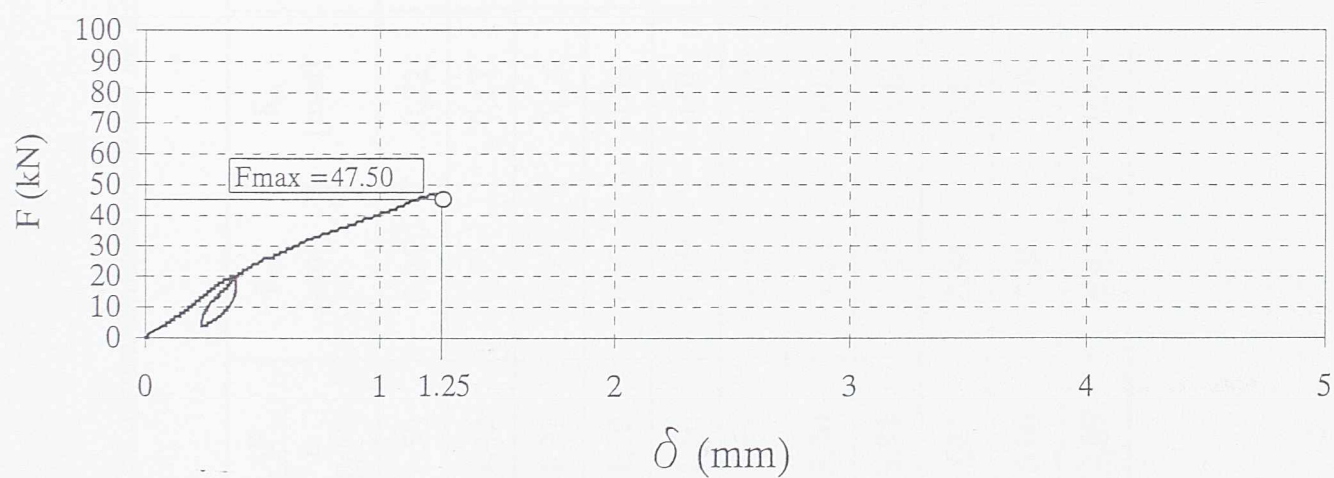


Slika 4.4 - Eksperimentalno određeni dijagrami F - δ za modele tipa ZP ("pravi" zavrtnjevi)

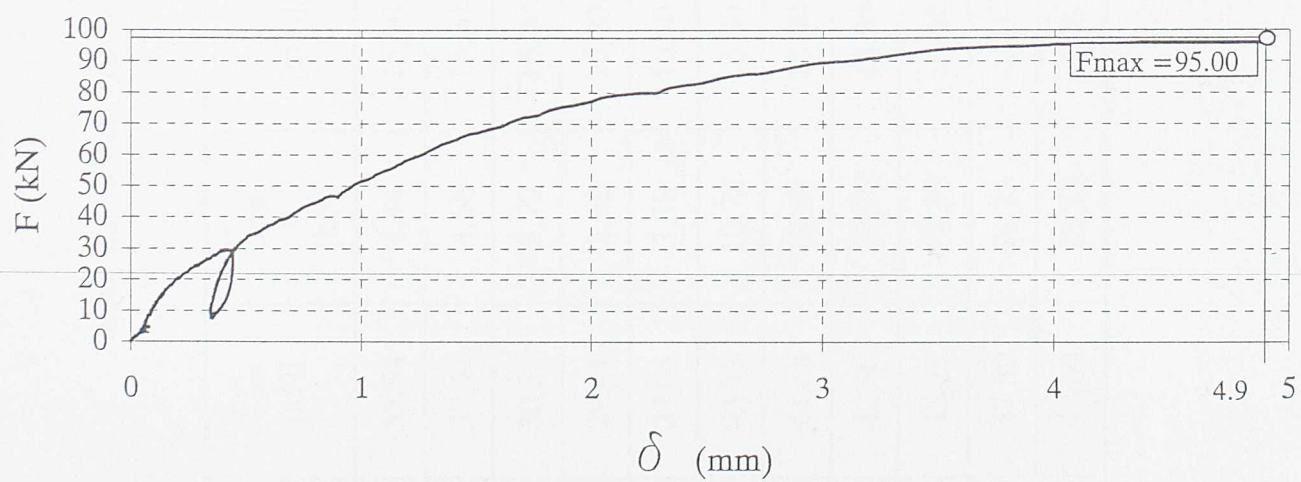
Z4



Z5



Z6



Slika 4.5 - Eksperimentalno određeni dijagrami F - δ za modele tipa ZK ("kosi" zavrtnjevi)

Tabela 4.1 - Moduli pomeřljivosti za ispitane modele sračunati na osnovu F- δ dijagrama

MODEL (UZORAK)	F_{\max} [kN]	$\frac{F_{\max}}{n}$ [kN]	δ_{\max} [mm]	$\frac{0,4F_{\text{est}}}{n}$ [kN]	δ_{04} [mm]	δ_{01} [mm]	$\delta_{i,\text{mod}}$ [mm]	C_s [kN/mm]	srC_s [kN/mm]	srC_u [kN/mm]
Tip EP	E2	35,54	15,00	1,50	0,96	0,22	0,99	1,52	1,71	1,14
	E3	37,42	15,00	1,42	0,73	0,17	0,75	1,89		
Tip EK	E4	30,31	15,00	1,71	0,95	0,14	1,08	1,58	2,71	1,80
	E5	29,41	15,00	1,50	0,87	0,08	1,05	1,43		
	E6	27,05	10,50	1,56	0,50	0,01	0,65	2,40		
Tip ZP	Z1	43,11	15,00	3,92	1,75	0,72	1,37	2,86	2,58	1,72
	Z2	41,88	10,47	3,70	1,32	0,02	1,73	2,14		
	Z3	42,80	10,70	3,73	1,45	0,43	1,36	2,74		
Tip ZK	Z4	45,28	11,32	3,84	0,86	0,15	0,95	8,04	29,24	19,49
	Z5	47,50	11,75	5,00	0,38	0,08	0,40	12,50		
	Z6	95,00	23,75	4,90	7,39	0,42	0,34	67,20		

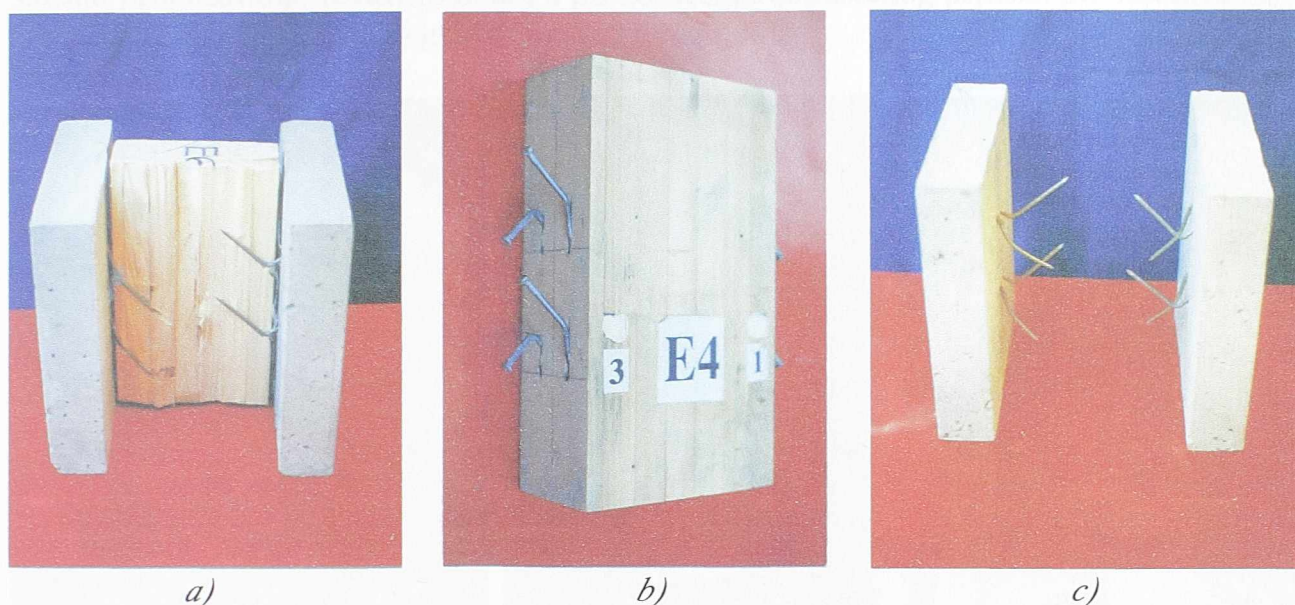
Na osnovu podataka sa ispitivanja i analize rezultata (dijagrami na slikama 4.2 - 4.5 i Tabela 4.1) može se konstatovati da je lom u vezama uglavnom nastajao po spojnom sredstvu formiranjem plastičnih zglobova u zoni spoja drveta i betona. Ovo se odnosi na modele tipa EP, EK i ZP, dok je za model tipa ZK lom nastao izvlačenjem zavrtnja iz drveta zbog karaktera naprezanja. Naime, u ovom modelu zavrtnjevi su postavljeni tako da su opterećeni na zatezanje u pravcu svoje ose, odnosno opterećeni na čupanje, a ne na smicanje sa savijanjem. Pored plastifikacije spojnih sredstava, u zoni spoja drveta i betona, dolazilo je i do njihovog izvlačenja iz drveta, odnosno do proklizavanja veze, što je opisano skoro ravanom horizontalnom linijom na dijagramu. Ovo proklizavanje naročito je uočljivo kod veze ekserima. Delovi spojnih sredstava koji su bili u betonu ostali su praktično nedeformisani i neoštećeni, a takođe nije bilo ni oštećenja betona. Očigledno je čvrstoća spoja drveta i spojnog sredstva (dozvoljeni pritisak po omotaču rupe spojnog sredstva) određivala čvrstoću cele veze, što se za ovakav tip veze (drvo-beton) moglo i očekivati.

Na sledećim slikama prikazan je izgled uzorka nakon ispitivanja do stvarnog loma, pri tome su razdvojeni betonski i drveni deo uzorka kako bi se mogao videti deformisani izgled spojnih sredstava. Na slici 4.6 prikazan je uzorak E3, tip EP, gde se vide deformacije eksera u zoni spoja drvo-beton. Deo eksera koji je bio u betonu ostao je nedeformisan. Na slikama 4.6b i c prikazani su drveni i betonski deo uzorka sa deformisanim spojnim sredstvima - ekserima. Može se uočiti skoro identična deformacija svih eksera što upućuje na zaključak da je sila ravnomerno unošena (raspoređena) po svakom spojnom sredstvu.



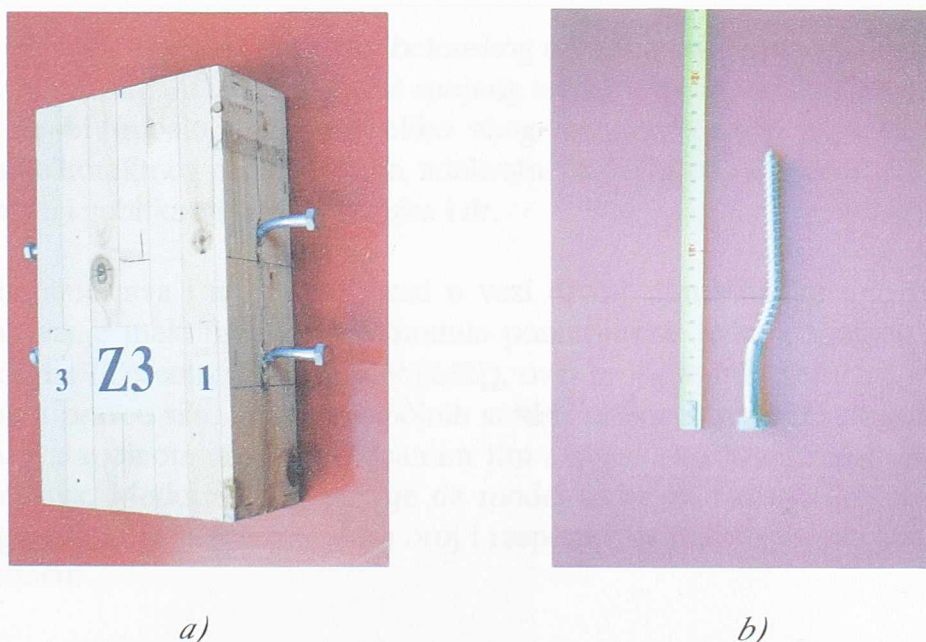
a) b) c)
 Slika 4.6 - Izgled uzorka - Tip EP nakon ispitivanja (a). Drveni (b) i betonski (c) deo uzorka, sa deformisanim spojnim sredstvima - ekserima

Deformacije eksera u modelu tipa EK (slika 4.7) su specifične obzirom na položaj eksera, koji su zabijani naizmenično pod uglom od 45° u odnosu na podužnu osu modela. Pri graničnoj vrednosti sile (deformacija od 50 mm) ekseri čiji je pravac bio pod uglom od 45° u odnosu na pravac sile, manje su se deformisali od onih kojima je pravac bio pod uglom od 135° u odnosu na pravac sile. Međutim, obzirom da su ekseri naizmenično postavljeni sa jedne i druge strane drveta ukupna deformacija uzorka bila je simetrična.



Slika 4.7 - Izgled uzorka - Tip EK nakon ispitivanja (a). Drveni (b) i betonski (c) deo uzorka, sa deformisanim spojnim sredstvima - ekserima

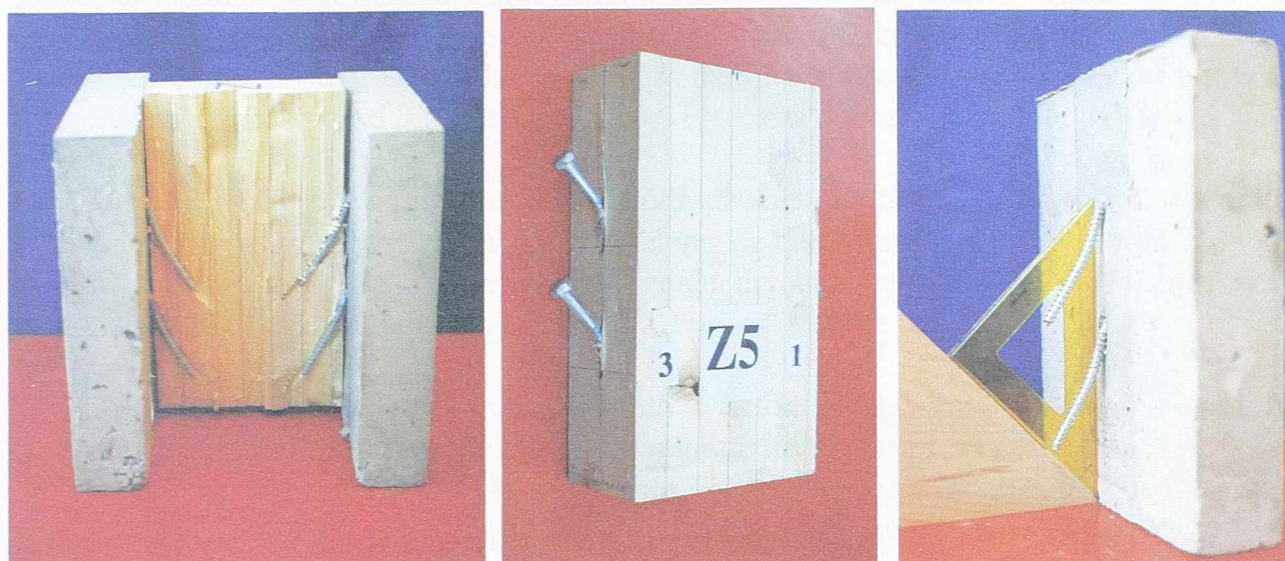
Na slici 4.8 prikazana je deformacija spojnog sredstva modela tipa ZP. Kao što se sa slike vidi i ovde je deformacija spojnog sredstva (zavrtnja) nastala u zoni spoja drvo-beton kao i kod tipa EP. Međutim, pri skoro istoj maksimalnoj sili (oko 45 kN) deformacija modela tipa ZP je znatno manja od tipa EP (slika 4.2 i 4.4), što se, naravno, može objasniti većom krutošću zavrtnjeva i većom površinom poprečnog preseka u odnosu na eksere.



Slika 4.8 - Izgled drvenog dela uzorka Tipa ZP sa deformisanim spojnim sredstvima (a) i izgled deformisanog zavrtnja (b)

Oblik loma modela tipa ZK kao i deformacija spojnih sredstava (zavrtnjeva) znatno je drugačija nego kod ostalih tipova (slika 4.9). Naime, kako je i ranije rečeno, u ovoj vezi, zbog svog položaja u odnosu na drvo, zavrtnjevi su opterećeni na čupanje (izvlačenje) iz drveta, pa im je, zbog toga, deformacija upravo na osu znatno manja nego kod drugih tipova veze, a maksimalna sila loma znatno veća. Takođe treba napomenuti da je u ovom

slučaju proklizavanje relativno malo, a prekoračenje dopuštenog pritiska po omotaču rupe spojnog sredstva javlja se pri graničnom opterećenju.



a)

b)

c)

Slika 4.9 - Izgled uzorka - Tip ZK, nakon ispitivanja (a). Drveni (b) i betonski (c) deo uzorka sa deformisanim spojnim sredstvima - zavrtnjevima

Analizirajući sve što je u ovom poglavlju, kao i u Poglavlju 3.3, rečeno generalno se može zaključiti da predloženi model za ispitivanje modula pomerljivosti veze drvo-beton predstavlja realan model za sagledavanje ponašanja veze između drveta i betona.

Dimenzije modela, odnosno njegovog betonskog dela (betonske ploče) bi mogle biti i manje obzirom da pomeranje u vezi i nosivost spojnog sredstva zavisi od drvenog dela uzorka. Ovo smanjenje ne bi trebalo da bude veliko zbog same procedure ispitivanja koja zahteva obezbeđivanje korektnog nanašanja sile, adekvatno naleganje (oslanjanje) uzorka, eliminaciju ekscentričnosti i gubitka stabilnosti uzorka i dr.

Broj spojnih sredstava i njihov raspored u vezi drvo-beton svakako ima velikog uticaja na realno utvrđivanje maksimalne sile i modula pomerljivosti jednog spojnog sredstva. Prema nekim autorima (Ceccotti [26], Werner [162]), ovaj broj spojnih sredstava ne treba da bude veći od dva, u pravcu sile. Veći broj spojnih sredstava onemogućuje ravnomerno prenošenje sile po svakom spojnem sredstvu pa samim tim i tačno utvrđivanje realne nosivosti jednog spojnog sredstva. Međutim, činjenica je da model treba da što tačnije predstavi ponašanje celog spregnutog nosača, pa samim tim i broj i raspored spojnih sredstava treba da odgovaraju realnom nosaču.

U konkretnom slučaju predloženi model u svemu odgovara gore analiziranim uslovima.

Za diskusiju je, između ostalog, broj uzoraka koje treba ispitati (svakako ne manje od tri), a naročito usaglašavanje načina interpretacije rezultata ispitivanja odnosno, pre svega, određivanje vrednosti modula pomerljivosti C , kao i utvrđivanje kriterijuma loma uzorka u zavisnosti od vrednosti deformacije u vezi.

Kriterijum za određivanje vrednosti modula pomerljivosti C , veoma je bitan za celokupnu problematiku sprežanja drveta i betona. Naime, kao što je već rečeno, ovaj modul može se

odrediti kao sekantni ili tangentni za različite nivoe opterećenja, a u zavisnosti od toga i njegove vrednosti mogu biti veoma različite. Obzirom da ove vrednosti direktno utiču na proračun napona i deformacija u spregnutom nosaču to je i razumljiva važnost propisivanja kriterijuma za njihovo određivanje. U ovom radu usvojen je kriterijum predložen od većine istraživača u ovoj oblasti, a to je da se modul pomerljivosti C određuje kao sekantni modul i to: za dokaz upotrebljivosti (C_s), na nivou od $0,4 F_{\max}$, a za dokaz nosivosti $C_u = (2/3) C_s$.

Očigledno je, na osnovu gore iznetog, da je određivanje modula pomerljivosti u spregnutim nosačima drvo-beton veoma kompleksan problem. Za determinisanje ovog modula za sva, ili bar za najčešće korišćena, sredstva za sprezanje drveta i betona svakako su neophodna opsežna teorijsko-eksperimentalna istraživanja.

Kompleksnost problematike sprezanja drveta i betona ogleda su u ponašanju njihove međusobne veze, jer ponašanje celokupne spregnute konstrukcije u najvećoj meri zavisi baš od ove veze. Budući rad u ovoj oblasti prvenstveno treba usmeriti ka rešavanju problematike veze između drveta i betona, i to, pre svega, usvajanjem generalnog koncepta rešavanja ovog problema, definisanjem geometrije uzorka, vrste spojnih sredstava, načina izvođenja eksperimenata (uslovi ispitivanja, broj uzoraka, interpretacija rezultata i dr.).

Eksperimentalna istraživanja trebalo bi da rezultiraju analitičkim izrazima za određivanje modula pomerljivosti C , za određena spojna sredstva, koji bi bio definisan preporukama, propisima, normama ili standardima za spregnute konstrukcije drvo-beton.

4.2. Rezultati ispitivanja spregnutih nosača drvo-beton

Kao što je već rečeno ukupno je ispitano osam nosača, po dva od svakog tipa veze. Osnovna razlika između nosača bila je upravo veza između drveta i betona, odnosno vrsta spojnog sredstva i njegov položaj u odnosu na drveni deo nosača. Rezultati ispitivanja (tabelarno i grafički) dati su na sledećim stranama.

Kao rezultat ispitivanja spregnutih nosača dobijene su deformacije i naponi u odgovarajućim presecima odnosno na određenim mestima na nosaču. Nosači su ispitivani saglasno proceduri datoj u standardu EN 26891, pri čemu je kao prvi korak opterećenja uzeta sila od 3,6 kN koja odgovara eksploatacionom opterećenju od $2,0 \text{ kN/m}^2$. Kao početno ("nulto") stanje uzeto je stanje pri opterećenju od sopstvene težine nosača ($1,06 \text{ kN/m}^2$) i težine prese, čeličnih podmetača i IP nosača (1,13 kN).

4.2.1. Deformacije ispitivanih spregnutih nosača

Pojam deformacije u ovom poglavlju označava sva merena pomeranja u karakterističnim presecima, odnosno na karakterističnim mestima na nosaču i to: vertikalno razmicanje između betona i drveta u presecima na osloncu i u sredini nosača, proklizavanje (smicanje) između betona i drveta, vertikalno pomeranje oslonačkih delova nosača, horizontalno pomeranje oslonačkih delova nosača i ugib u sredini nosača. Detaljnije o ovim merenjima dato je u Poglavlju 3.4.2.

Brojne vrednosti gore pomenutih deformacija za različite nivoe opterećenja (sila) za sve ispitane nosače date su Tabelama 4.2 - 4.11, pri tome su u Tabelama 4.10 i 4.11 ove vrednosti, radi bolje preglednosti, posebno izdvojene za eksploataciono i granično opterećenje.

Kao bitne vrednosti za ova eksperimentalna istraživanja, a u cilju jasnije interpretacije, na slikama 4.10 - 4.13 grafički su, putem dijagrama, prikazane vrednosti ugiba u , u sredini nosača i proklizavanja (smicanja) x_1, x_2, x_3, x_4, x_5 i x_6 na karakterističnim mestima na nosaču.

Iako su merene vrednosti ostalih deformacija zanemarljivo male, naročito pri eksploatacionom opterećenju tako da uopšte ne utiču na ponašanje celokupnog spregnutog nosača, ovde se ukratko daje interpretacija tih deformacija:

- a) *Vertikalno pomeranje oslonačkih delova nosača, odnosno gnječenje drveta na osloncu a_1 i a_2* , mereno je da bi se utvrdio uticaj ovih pomeranja na ukupan ugib nosača. Za eksploataciono opterećenje (Tabela 4.10) vrednosti ovih pomeranja kreću se od 0,02 mm za nosače EP1 i EP2 do max 0,13 mm za nosač EK2, dok su pri graničnom opterećenju - neposredno pred lom nosača (Tabela 4.11), ove vrednosti od 0,21 mm, za nosač EP2 do 2,29 mm za nosač ZK2. Srednja vrednost ovih pomeranja je $a_{sr}=0,81$ mm, što je u odnosu na srednju vrednost maksimalnog ugiba za sve nosače, $\max u_{sr}=33,7$ mm, svega 2,4% pa se može smatrati zanemarljivom vrednošću. Odnosno, pokazalo se da je vrednost ovih deformacija takva da ne utiče na konačnu vrednost ugiba spregnutog nosača.
- b) *Horizontalno pomeranje oslonačkih delova nosača b_1 i b_2* , mereno je da bi se utvrdilo da li se oslonci nosača ponašaju u skladu sa projektovanim i izvedenim, odnosno da li se u eksperimentu ponašaju kao pokretan i nepokretan oslonac. Analizirajući vrednosti ovih pomeranja za eksploataciono i granično opterećenje, može se konstatovati da je vrednost pomeranja b_2 , na nepokretnom osloncu, jednaka nuli za eksploataciono opterećenje kao i za opterećivanje do 18 kN, što odgovara trostrukoj vrednosti eksploatacionog opterećenja ($5 \times 3,6 = 18$ kN), dok se pri lomu nosača ova vrednost kreće od 0,22 mm do 0,60 mm, što praktično znači da je ovaj oslonac bio nepokretan. Vrednost pomeranja b_1 , na pokretnom osloncu, povećavala se sa opterećenjem nosača odnosno sa povećanjem utiba, od 0,25 mm pri eksploatacionom opterećenju do 7,32 mm pri lomu, što znači da se i ovaj, pokretni oslonac ponašao u skladu sa projektovanim.
- c) *Vertikalno razmicanje između betonske ploče i drvene grede na osloncima (y_1 i y_2), i u sredini nosača (y_3)*, mereno je da bi se utvrdio stepen ankerovanja spojnih sredstava u betonsku ploču odnosno drvenu gredu, kao i veličina te deformacije u odnosu na deformaciju smicanja između grede i ploče. Veličine razmicanja u sredini nosača (y_3) je praktično zanemarljiva jer se kreće od nule pri eksploatacionom opterećenju, do $y_{3sr}=0,10$ mm pri graničnom opterećenju. Na veličinu razmicanja između betonske ploče i drvene grede na kraju nosača uticaj ima tip spojnog sredstva, naime, kod kosih eksera i zavrtnjeva ovo razmicanje je veće nego kod pravih eksera i zavrtnjeva. Ove razlike uočljive su za sva opterećenja, od eksploatacionog do graničnog, a i razumljive su iz razloga što su pravi ekseri i zavrtnjevi u ovom slučaju opterećeni aksijalno u pravcu svoje ose dok su kosi ekseri - zavrtnjevi opterećeni praktično na savijanje pa samim tim imaju i veću deformaciju. Srednje vrednosti ovih deformacija kreću se od 0,02 mm za prave eksere i zavrtnjeve do 0,11 mm za kose eksere i zavrtnjeve pri eksploatacionom opterećenju. Dok su ove (srednje) vrednosti, pri graničnom opterećenju: 0,42 mm za prave eksere i zavrtnjeve, odnosno, 0,78 mm za kose eksere i zavrtnjeve. Iako su, kao što se iz navedenog

vidi, sve ove vrednosti relativno male bitno je uočiti razliku među njima koja zavisi od vrste spojnog sredstva odnosno načina sprezanja.

Ostale "bitne" deformacije prikazane su pomoću dijagrama na slikama 4.10 - 4.13. Ovde posebno treba izdvojiti ugib (u) spregnutog nosača, čija veličina održava ponašanje spregnutog nosača i stepen sprezanja odnosno sadejstva između betonske ploče i drvene grede. Analizirajući dijagrame ugiba može se zaključiti da je pri eksploatacionom opterećenju ovaj ugib za sve nosače daleko ispod propisane vrednosti. Ako se za propisanu vrednost usvoji veličina ugiba, $u = l/200 = 400/200 = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$, data u važećim JUS standardima kao i u Evrokodu 5, i uporedi sa veličinom ugiba ispitivanih nosača za eksploataciono opterećenje - $u_{sr} = 1,71 \text{ mm}$, može se konstatovati da je dopušten ugib 11,7 puta veći.

Pri opterećenju od $0,4 F_{max}$ (za neke nosače ova vrednost iznosila je i $0,5 F_{max}$), i rasterećivanju do $0,1 F_{max}$ (odnosno $0,14 F_{max}$ za neke nosače - npr. ZP2) ugib se nije "vraćao" na prethodnu vrednost već je bio veći, pa se može zaključiti da je došlo do izvesnih plastičnih deformacija u spoju drveta i betona. Na ovakav zaključak navodi i razlika u smicanju između betonske ploče i drvene grede ($x_1 - x_6$) za nivoe opterećenja $0,1 F_{max}$ u prvom koraku i pri rasterećenju.

Analizirajući dijagrame ugiba za više nivoe opterećenja (blizu graničnog) može se uočiti bitna razlika u ponašanju nosača u kojima su kao spojna sredstva primenjeni ekseri u odnosu na nosače sa zavrtnjevima. Nosači sa ekserima imaju mnogo veće ugibe za iste nivoe opterećenja, što se jasno vidi iz dijagrama na slikama 4.10 - 4.13.

Upoređujući vrednost sile za dopušten ugib od 20 mm (Tabela 4.12) može se zaključiti da je ova sila višestruko veća od sile pri eksploatacionom opterećenju (osam do devet puta).

Pri graničnom opterećenju (lomu nosača) koje je od 11,7 do 20,7 puta bilo veće od eksploatacionog opterećenja (sile loma F_{max} imale su vrednosti od 42,0 kN, za nosač ZP2, do 74,4 kN za nosač ZK2) ugibi nosača spojenih ekserima bili oko dva puta veći od ugiba nosača spojenih zavrtnjevima. Srednja vrednost ugiba pri lomu nosača spojenih ekserima bila je $u_{sr} = 42,02 \text{ mm} = l/95$, dok je kod nosača spojenih zavrtnjevima iznosila $u_{sr} = 25,38 \text{ mm} = l/158$.

Upoređujući oblike dijagrama ugiba sa dijagramima proklizavanja (smicanja) $x_1 - x_6$ mogu se izvući identični zaključci. Naime, krutost spoja ostvarenog zavrtnjevima mnogo je veća od krutosti spoja ostvarenog ekserima. Ovo se naročito odnosi na nosače tipa EK gde su zavrtnjevi postavljeni pod uglom od 45° , u odnosu na podužnu osu drvene grede, jer su oni u ovoj vezi opterećeni na čupanje (izvlačenje) iz drveta, a ne na savijanje, pa im je samim tim i deformacija manja.

Bitno je, takođe, uočiti da su pomeranja (smicanje između betonske ploče i drvene grede) x_1 i x_2 na krajevima nosača u svim fazama opterećenja veća od pomeranja x_3 i x_5 odnosno x_4 i x_6 .

Tabela 4.2 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač EPI

Red. br. merenja	Sila F [kN]	u [mm]	a ₁ [mm]	a ₂ [mm]	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	x ₁ [mm]	x ₂ [mm]	x ₃ [mm]	x ₄ [mm]	x ₅ [mm]	x ₆ [mm]	y ₁ [mm]	y ₂ [mm]	y ₃ [mm]
1	3,6	1,90	0,02	0,05	0,35	0	0,11	0,13	0,08	0,10	0,07	0,09	0,01	0,01	0
2	6,0	3,17	0,04	0,08	0,58	0	0,18	0,21	0,13	0,17	0,12	0,15	0,02	0,02	0
3	12,0	6,30	0,09	0,06	1,13	0	0,30	0,33	0,30	0,41	0,21	0,33	0,04	0,04	0
4	18,0	9,90	0,14	0,10	1,76	0,01	0,45	0,66	0,47	0,75	0,34	0,58	0,05	0,07	0,01
5	24,0	15,45	0,22	0,15	2,64	0,15	0,79	1,38	0,79	1,45	0,62	1,29	0,06	0,14	0,03
6	6,0	5,38	0,09	0,09	0,96	0,10	0,45	0,83	0,44	0,83	0,33	0,69	0,05	0,09	0,03
7	12,0	10,30	0,13	0,07	1,55	0,10	0,62	1,17	0,60	1,15	0,46	0,93	0,06	0,11	0,03
8	18,0	13,20	0,18	0,11	2,14	0,10	0,72	1,31	0,71	1,31	0,56	1,09	0,06	0,13	0,03
9	24,0	15,75	0,23	0,16	2,61	0,16	0,81	1,43	0,81	1,50	0,65	1,22	0,06	0,15	0,03
10	30,0	21,20	0,31	0,21	3,37	0,22	1,21	2,14	1,24	2,16	0,96	1,76	0,08	0,22	0,05
11	36,0	27,95	0,39	0,27	4,15	0,22	1,71	3,06	1,73	3,08	1,38	2,43	0,13	0,36	0,06
12	42,0	36,40	0,49	0,33	5,05	0,22	2,47	4,19	2,48	4,15	1,95	3,24	0,21	0,59	0,09
13	48,0	47,20	0,63	0,40	7,32	0,22	3,47	4,55	3,38	4,17	2,77	3,25	0,33	0,87	0,10
14	lom	53,12													

Napomena: Vrednosti date u tabeli za u, x₃, x₄, x₅, x₆, y₁, y₂, y₃, a₁, a₂ predstavljaju srednje vrednosti merenja sa leve i desne strane nosača prema slici 3.25.

Tabela 4.3 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač EP2

Red. br. merenja	Sila F [kN]	u [mm]	a ₁ [mm]	a ₂ [mm]	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	x ₁ [mm]	x ₂ [mm]	x ₃ [mm]	x ₄ [mm]	x ₅ [mm]	x ₆ [mm]	y ₁ [mm]	y ₂ [mm]	y ₃ [mm]
1	3,6	1,62	0,04	0,02	0,25	0	0,09	0,06	0,09	0,08	0,06	0,09	0,01	0,01	0
2	6,0	2,70	0,07	0,03	0,42	0	0,15	0,10	0,15	0,13	0,10	0,15	0,02	0,02	0
3	12,0	5,50	0,14	0,08	0,87	0	0,31	0,25	0,36	0,29	0,23	0,23	0,04	0,05	0
4	18,0	8,60	0,20	0,11	1,31	0	0,50	0,45	0,52	0,50	0,38	0,40	0,05	0,10	0
5	24,0	12,35	0,27	0,14	1,84	0,05	0,77	0,80	0,81	0,85	0,63	0,70	0,08	0,16	0
6	6,0	5,35	0,12	0,05	0,73	0,13	0,48	0,57	0,48	0,53	0,37	0,43	0,07	0,12	0,01
7	12,0	7,85	0,18	0,09	1,15	0,13	0,60	0,62	0,60	0,67	0,46	0,54	0,07	0,14	0,01
8	18,0	10,35	0,23	0,11	1,51	0,13	0,73	0,74	0,74	0,81	0,57	0,64	0,07	0,16	0,01
9	24,0	12,75	0,28	0,13	1,88	0,13	0,84	0,86	0,87	0,88	0,67	0,66	0,08	0,18	0,01
10	30,0	17,30	0,33	0,16	2,45	0,15	1,22	1,37	1,24	1,39	0,98	1,17	0,13	0,25	0,03
11	36,0	23,10	0,39	0,18	3,06	0,29	1,73	2,12	1,77	2,14	1,41	1,77	0,19	0,37	0,04
12	42,0	29,50	0,46	0,19	3,68	0,41	2,39	2,94	2,39	2,94	1,92	2,40	0,30	0,51	0,06
13	48,0	36,75	0,53	0,21	4,28	0,56	3,07	3,93	3,03	3,87	2,43	3,13	0,42	0,72	0,08
14	lom	52,28													

Napomena: Vrednosti date u tabeli za u, x₃, x₄, x₅, x₆, y₁, y₂, y₃, a₁, a₂ predstavljaju srednje vrednosti merenja sa leve i desne strane nosača prema slici 3.25.

Tabela 4.4 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač EKI

Red. br. merenja	Sila F [kN]	u [mm]	a ₁ [mm]	a ₂ [mm]	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	x ₁ [mm]	x ₂ [mm]	x ₃ [mm]	x ₄ [mm]	x ₅ [mm]	x ₆ [mm]	y ₁ [mm]	y ₂ [mm]	y ₃ [mm]
1	3,6	1,62	0,07	0,06	0,25	0	0,06	0,05	0,07	0,07	0,04	0,04	0,14	0,10	0
2	6,0	2,70	0,12	0,10	0,42	0	0,10	0,08	0,12	0,12	0,07	0,07	0,23	0,17	0
3	12,0	6,05	0,22	0,27	1,03	0	0,27	0,32	0,28	0,28	0,23	0,22	0,51	0,42	0,01
4	18,0	9,95	0,61	0,37	1,66	0	0,52	0,64	0,52	0,64	0,39	0,49	0,63	0,48	0,01
5	24,0	15,65	1,07	0,46	2,52	0,03	1,06	1,20	1,06	1,17	0,86	0,98	0,66	0,49	0,07
6	6,0	8,55	1,00	0,18	1,06	0,05	0,83	1,00	0,79	0,90	0,66	0,80	0,18	0,25	0,06
7	12,0	10,85	1,03	0,23	1,51	0,05	0,90	1,02	0,88	0,99	0,72	0,86	0,35	0,41	0,06
8	18,0	13,35	1,08	0,31	2,02	0,05	0,99	1,12	0,96	1,10	0,79	0,94	0,53	0,50	0,07
9	24,0	16,75	1,29	0,46	2,68	0,09	1,23	1,34	1,20	1,32	0,97	1,10	0,61	0,56	0,07
10	30,0	20,15	1,53	0,55	3,43	0,22	1,79	1,93	1,71	1,86	1,40	1,59	0,70	0,69	0,12
11	36,0	30,55	1,91	0,67	4,23	0,39	2,77	2,90	2,62	2,80	2,24	2,40	0,75	0,75	0,19
12	42,0	40,40	2,28	0,82	5,13	0,60	4,00	4,06	3,73	3,82	3,27	3,37	0,83	0,92	0,28
13	lom	44,28													

Napomena: Vrednosti date u tabeli za u, x₃, x₄, x₅, x₆, y₁, y₂, y₃, a₁, a₂ predstavljaju srednje vrednosti merenja sa leve i desne strane nosača prema slici 3.25.

Tabela 4.5 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač EK2

Red. br. merenja	Sila F [kN]	u [mm]	a ₁ [mm]	a ₂ [mm]	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	x ₁ [mm]	x ₂ [mm]	x ₃ [mm]	x ₄ [mm]	x ₅ [mm]	x ₆ [mm]	y ₁ [mm]	y ₂ [mm]	y ₃ [mm]
1	3,6	1,80	0,07	0,13	0,29	0	0,05	0,06	0,07	0,07	0,05	0,05	0,13	0,15	0
2	6,0	3,00	0,12	0,22	0,48	0	0,08	0,10	0,12	0,12	0,08	0,08	0,22	0,25	0
3	12,0	6,15	0,22	0,31	1,07	0,03	0,28	0,31	0,28	0,30	0,21	0,23	0,50	0,54	0
4	18,0	9,95	0,30	0,37	1,74	0,09	0,52	0,62	0,48	0,63	0,37	0,48	0,77	0,77	0,02
5	24,0	14,45	0,35	0,40	2,44	0,18	0,91	0,99	0,84	0,93	0,71	0,78	0,88	0,92	0,04
6	6,0	7,50	0,09	0,21	1,01	0,18	0,71	0,80	0,60	0,74	0,56	0,62	0,40	0,50	0,02
7	12,0	9,75	0,18	0,27	1,44	0,18	0,77	0,84	0,67	0,78	0,59	0,66	0,58	0,55	0,05
8	18,0	12,20	0,27	0,34	1,96	0,18	0,85	0,93	0,77	0,87	0,65	0,73	0,76	0,74	0,06
9	24,0	14,90	0,34	0,38	2,48	0,19	0,98	1,05	0,91	0,98	0,77	0,84	0,88	0,90	0,06
10	30,0	19,75	0,39	0,42	3,20	0,20	1,51	1,32	1,39	1,35	1,20	1,14	0,96	1,02	0,07
11	36,0	26,55	0,45	0,44	4,05	0,21	2,38	1,80	2,17	1,93	1,90	1,62	0,99	1,05	0,08
12	42,0	34,55	0,48	0,48	4,86	0,32	3,56	2,66	3,27	2,61	2,89	2,24	1,03	1,06	0,10
13	48,0	43,73	0,53	0,53	5,78	0,52	4,97	3,57	4,62	3,45	4,12	2,95	1,05	1,06	0,17
14	lom 48,80														

Napomena: Vrednosti date u tabeli za u, x₃, x₄, x₅, x₆, y₁, y₂, y₃, a₁, a₂ predstavljaju srednje vrednosti merenja sa leve i desne strane nosača prema slici 3.25.

Tabela 4.6 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač ZPI

Red. br. merenja	Sila F [kN]	u [mm]	a ₁ [mm]	a ₂ [mm]	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	x ₁ [mm]	x ₂ [mm]	x ₃ [mm]	x ₄ [mm]	x ₅ [mm]	x ₆ [mm]	y ₁ [mm]	y ₂ [mm]	y ₃ [mm]
1	3,6	1,80	0,11	0,04	0,33	0	0,10	0,11	0,10	0,10	0,08	0,08	0,05	0,03	0
2	6,0	3,00	0,18	0,07	0,55	0	0,17	0,18	0,17	0,17	0,13	0,13	0,08	0,05	0
3	12,0	6,60	0,32	0,13	1,23	0	0,40	0,43	0,39	0,42	0,32	0,33	0,15	0,10	0,03
4	18,0	10,35	0,52	0,20	1,90	0	0,64	0,73	0,64	0,73	0,54	0,55	0,18	0,16	0,03
5	24,0	14,65	0,67	0,25	2,63	0,13	0,95	1,13	0,94	1,14	0,81	0,93	0,21	0,17	0,04
6	6,0	7,00	0,41	0,14	1,07	0,05	0,65	0,75	0,63	0,75	0,54	0,60	0,15	0,12	0,04
7	12,0	9,75	0,42	0,18	1,60	0,10	0,80	0,92	0,74	0,89	0,64	0,72	0,17	0,14	0,04
8	18,0	12,45	0,54	0,20	2,14	0,15	0,91	1,06	0,87	1,04	0,75	0,86	0,20	0,16	0,05
9	24,0	15,05	0,66	0,24	2,54	0,20	1,00	1,17	1,01	1,18	0,85	0,97	0,21	0,16	0,05
10	30,0	19,55	0,81	0,30	3,38	0,22	1,31	1,63	1,35	1,53	1,13	1,35	0,22	0,17	0,06
11	36,0	28,85	0,95	0,35	4,18	0,32	1,87	2,38	1,83	2,17	1,58	1,95	0,23	0,18	0,10
12	lom 42,80														

Napomena: Vrednosti date u tabeli za u, x₃, x₄, x₅, x₆, y₁, y₂, y₃, a₁, a₂ predstavljaju srednje vrednosti merenja sa leve i desne strane nosača prema slici 3.25.

Tabela 4.7 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač ZP2

Red. br. merenja	Sila F [kN]	u [mm]	a ₁ [mm]	a ₂ [mm]	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	x ₁ [mm]	x ₂ [mm]	x ₃ [mm]	x ₄ [mm]	x ₅ [mm]	x ₆ [mm]	y ₁ [mm]	y ₂ [mm]	y ₃ [mm]
1	3,6	1,65	0,05	0,05	0,34	0	0,09	0,04	0,09	0,07	0,07	0,06	0,03	0,03	0
2	6,0	2,75	0,08	0,08	0,57	0,01	0,15	0,07	0,15	0,12	0,12	0,10	0,05	0,05	0,03
3	12,0	6,10	0,20	0,18	1,16	0,05	0,36	0,27	0,36	0,30	0,28	0,25	0,07	0,06	0,05
4	18,0	9,65	0,27	0,25	1,76	0,10	0,58	0,51	0,60	0,54	0,46	0,44	0,09	0,07	0,07
5	24,0	13,70	0,35	0,30	2,42	0,12	0,87	0,82	0,91	0,87	0,71	0,70	0,12	0,14	0,07
6	6,0	6,35	0,18	0,07	0,92	0,10	0,59	0,53	0,58	0,57	0,48	0,46	0,09	0,06	0,06
7	12,0	8,90	0,22	0,13	1,93	0,11	0,73	0,66	0,73	0,67	0,57	0,55	0,10	0,08	0,06
8	18,0	11,60	0,28	0,19	2,25	0,11	0,84	0,76	0,85	0,79	0,66	0,65	0,11	0,09	0,07
9	24,0	14,55	0,35	0,26	2,44	0,13	0,93	0,86	0,96	0,90	0,75	0,74	0,12	0,14	0,07
10	30,0	18,60	0,44	0,35	3,24	0,24	1,27	1,24	1,31	1,30	1,04	1,05	0,16	0,22	0,07
11	36,0	24,85	0,57	0,47	3,85	0,47	1,95	1,89	1,80	1,82	1,48	1,32	0,23	0,39	0,07
12	lom 42,00														

Napomena: Vrednosti date u tabeli za u, x₃, x₄, x₅, x₆, y₁, y₂, y₃, a₁, a₂ predstavljaju srednje vrednosti merenja sa leve i desne strane nosača prema slici 3.25.

Tabela 4.8 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač ZKI

Red. br. merenja	Sila F [kN]	u [mm]	a ₁ [mm]	a ₂ [mm]	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	x ₁ [mm]	x ₂ [mm]	x ₃ [mm]	x ₄ [mm]	x ₅ [mm]	x ₆ [mm]	y ₁ [mm]	y ₂ [mm]	y ₃ [mm]
1	3,6	1,70	0,05	0,10	0,29	0	0,10	0,04	0,09	0,09	0,07	0,06	0,10	0,11	0
2	6,0	2,85	0,08	0,17	0,48	0	0,16	0,07	0,15	0,15	0,12	0,10	0,17	0,18	0
3	12,0	5,70	0,13	0,29	1,02	0	0,33	0,21	0,29	0,26	0,22	0,26	0,30	0,30	0,02
4	18,0	8,25	0,20	0,39	1,51	0	0,45	0,29	0,40	0,32	0,32	0,29	0,39	0,37	0,03
5	24,0	10,65	0,28	0,46	1,99	0	0,54	0,36	0,49	0,45	0,39	0,36	0,46	0,42	0,04
6	6,0	4,60	0,12	0,28	0,66	0	0,41	0,26	0,34	0,33	0,27	0,24	0,34	0,33	0,02
7	12,0	6,60	0,16	0,34	1,09	0	0,47	0,28	0,39	0,31	0,31	0,28	0,38	0,36	0,03
8	18,0	8,75	0,22	0,40	1,55	0,01	0,52	0,33	0,46	0,36	0,36	0,32	0,42	0,39	0,04
9	24,0	10,85	0,29	0,47	2,01	0,01	0,57	0,37	0,54	0,41	0,41	0,37	0,46	0,43	0,05
10	30,0	13,25	0,38	0,54	2,50	0,04	0,63	0,43	0,59	0,49	0,48	0,43	0,50	0,46	0,06
11	36,0	15,60	0,48	0,62	2,98	0,16	0,71	0,50	0,69	0,57	0,56	0,48	0,54	0,50	0,06
12	42,0	18,00	0,59	0,70	3,54	0,19	0,81	0,57	0,80	0,66	0,64	0,57	0,57	0,54	0,07
13	48,0	20,75	0,72	0,78	3,93	0,21	0,92	0,67	0,88	0,86	0,75	0,65	0,61	0,58	0,08
14	lom 50,96														

Napomena: Vrednosti date u tabeli za u, x₃, x₄, x₅, x₆, y₁, y₂, y₃, a₁, a₂ predstavljaju srednje vrednosti merenja sa leve i desne strane nosača prema slici 3.25.

Tabela 4.9 - Eksperimentalno dobijene vrednosti deformacija za nosač ZK2

Red. br. merenja	Sila F [kN]	u [mm]	a ₁ [mm]	a ₂ [mm]	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	x ₁ [mm]	x ₂ [mm]	x ₃ [mm]	x ₄ [mm]	x ₅ [mm]	x ₆ [mm]	y ₁ [mm]	y ₂ [mm]	y ₃ [mm]
1	3,6	1,56	0,02	0,01	0,28	0	0,02	0,03	0,07	0,05	0,05	0,05	0,09	0,09	0
2	6,0	2,60	0,04	0,02	0,47	0	0,04	0,05	0,12	0,08	0,08	0,08	0,15	0,15	0,01
3	12,0	5,40	0,11	0,06	0,98	0	0,27	0,17	0,26	0,20	0,18	0,17	0,28	0,27	0,03
4	18,0	8,00	0,21	0,10	1,53	0	0,39	0,26	0,38	0,30	0,26	0,25	0,38	0,35	0,04
5	24,0	10,45	0,30	0,14	2,06	0	0,49	0,34	0,48	0,39	0,35	0,32	0,44	0,40	0,04
6	6,0	3,85	0,17	0,05	0,65	0	0,30	0,14	0,27	0,19	0,20	0,16	0,29	0,24	0,02
7	12,0	6,10	0,22	0,07	1,08	0	0,38	0,22	0,31	0,26	0,25	0,23	0,36	0,32	0,03
8	18,0	8,40	0,27	0,11	1,59	0	0,46	0,29	0,43	0,33	0,31	0,28	0,42	0,37	0,03
9	24,0	10,60	0,33	0,15	2,08	0	0,51	0,34	0,50	0,40	0,37	0,32	0,46	0,42	0,04
10	30,0	12,95	0,41	0,16	2,58	0,02	0,59	0,42	0,58	0,48	0,43	0,39	0,49	0,45	0,05
11	36,0	14,90	0,51	0,18	3,08	0,07	0,67	0,49	0,67	0,57	0,51	0,47	0,52	0,49	0,05
12	42,0	18,00	0,62	0,21	3,58	0,12	0,76	0,58	0,77	0,67	0,59	0,55	0,54	0,52	0,06
13	48,0	20,65	0,75	0,25	3,99	0,19	0,86	0,66	0,88	0,77	0,69	0,63	0,55	0,55	0,06
14	54,0	23,30	0,93	0,30	4,47	0,27	1,00	0,76	1,05	0,90	0,80	0,72	0,56	0,57	0,07
15	60,0	26,50	1,16	0,35	4,93	0,33	1,18	0,91	1,24	1,02	0,93	0,83	0,58	0,59	0,08
16	66,0	29,45	1,37	0,42	5,43	0,36	1,35	1,14	1,44	1,18	1,12	0,96	0,59	0,61	0,08
17	72,0	30,05	1,64	0,51	6,93	0,40	1,59	1,26	1,68	1,36	1,31	1,09	0,60	0,62	0,10
18	lom	74,40													

Napomena: Vrednosti date u tabeli za u, x₃, x₄, x₅, x₆, y₁, y₂, y₃, a₁, a₂ predstavljaju srednje vrednosti merenja sa leve i desne strane nosača prema slici 3.25.

Tabela 4.10 - Vrednosti deformacija za eksploataciono opterećenje ($F = 3,6 \text{ kN}$)

Nosač	u [mm]	a ₁ [mm]	a ₂ [mm]	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	x ₁ [mm]	x ₂ [mm]	x ₃ [mm]	x ₄ [mm]	x ₅ [mm]	x ₆ [mm]	y ₁ [mm]	y ₂ [mm]	y ₃ [mm]
EP1	1,90	0,02	0,05	0,35	0	0,11	0,13	0,08	0,10	0,07	0,09	0,01	0,01	0
EP2	1,62	0,04	0,02	0,25	0	0,09	0,06	0,09	0,08	0,06	0,09	0,01	0,01	0
EK1	1,62	0,07	0,06	0,25	0	0,06	0,05	0,07	0,07	0,04	0,04	0,14	0,10	0
EK2	1,80	0,07	0,13	0,29	0	0,05	0,06	0,07	0,07	0,05	0,05	0,13	0,15	0
ZP1	1,80	0,11	0,04	0,33	0	0,10	0,11	0,10	0,10	0,08	0,08	0,05	0,03	0
ZP2	1,65	0,05	0,05	0,34	0	0,09	0,04	0,09	0,07	0,07	0,06	0,03	0,03	0
ZK1	1,71	0,05	0,10	0,29	0	0,10	0,04	0,09	0,09	0,07	0,06	0,10	0,11	0
ZK2	1,56	0,08	0,06	0,28	0	0,02	0,03	0,07	0,05	0,05	0,05	0,09	0,09	0

Napomena: Vrednosti date u tabeli za u, x₃, x₄, x₅, x₆, y₁, y₂, y₃, a₁, a₂ predstavljaju srednje vrednosti merenja sa leve i desne strane nosača prema slici 3.25..

Tabela 4.11 - Vrednosti graničnog opterećenja (sile loma) i deformacija neposredno* pre graničnog opterećenja

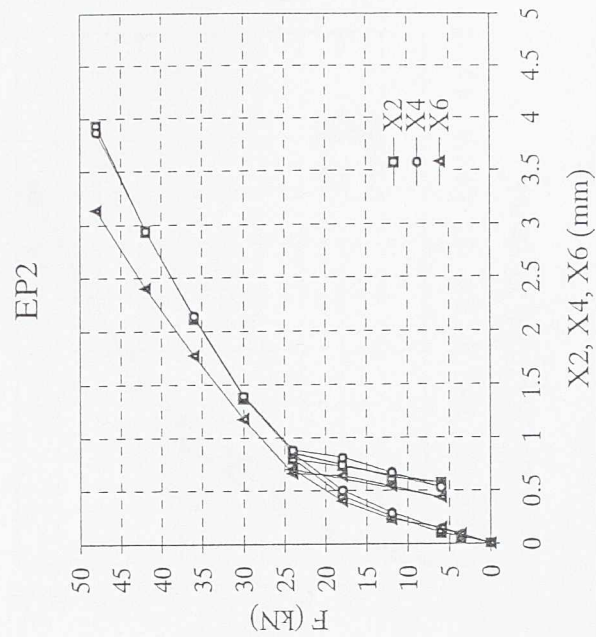
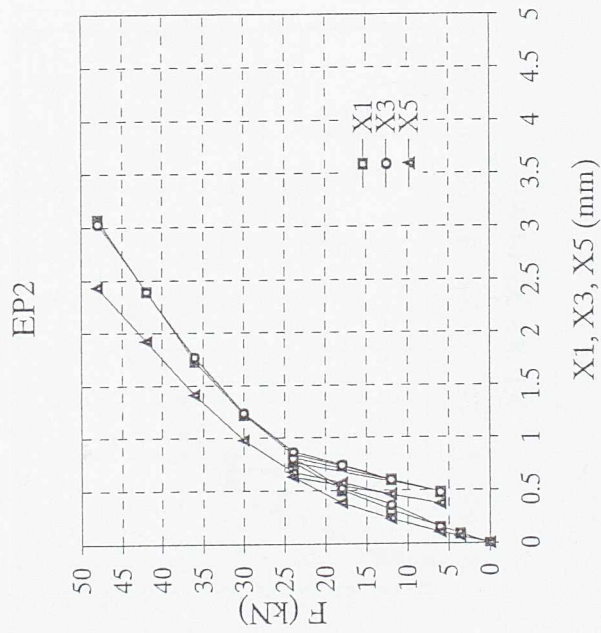
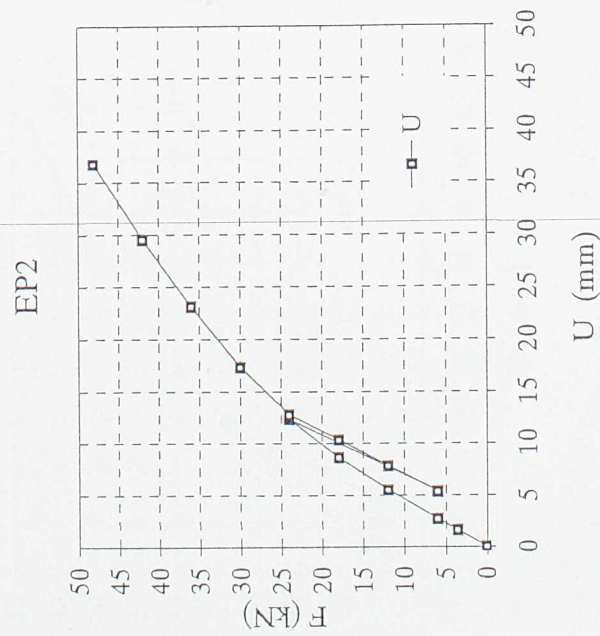
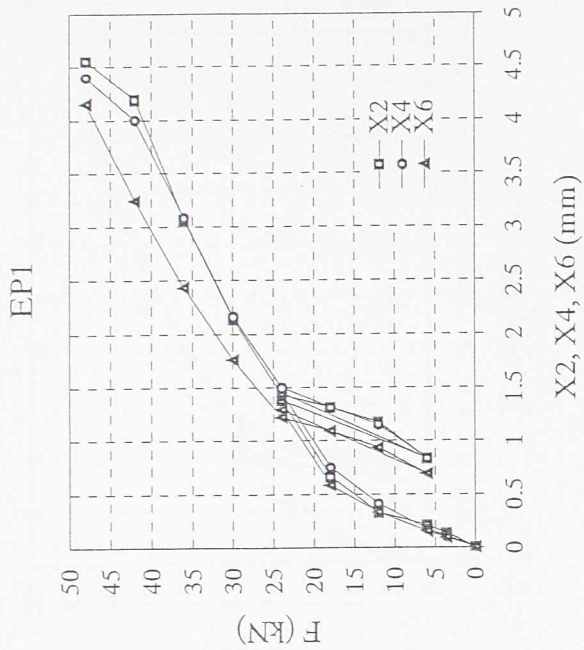
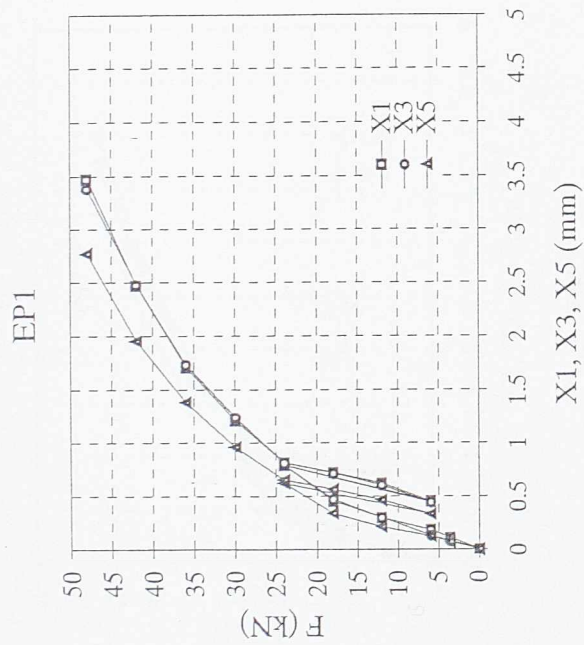
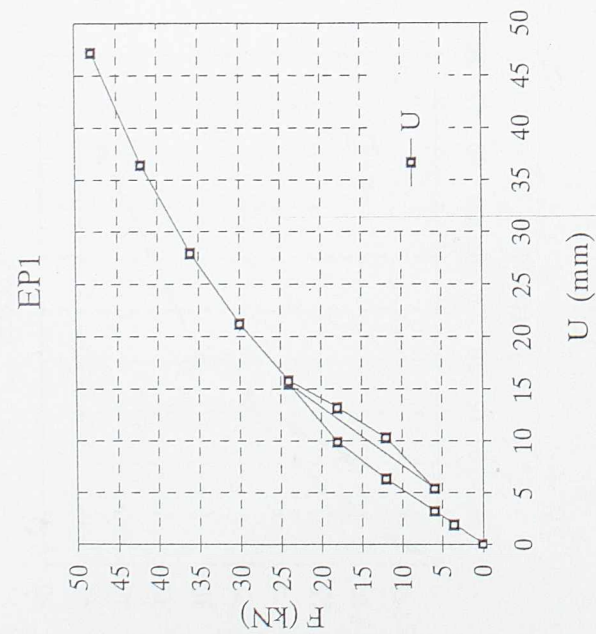
Nosač	F_{max} [kN]	u [mm]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	b_1 [mm]	b_2 [mm]	x_1 [mm]	x_2 [mm]	x_3 [mm]	x_4 [mm]	x_5 [mm]	x_6 [mm]	y_1 [mm]	y_2 [mm]	y_3 [mm]
EP1	53,12	47,20	0,63	0,40	7,32	0,22	3,47	4,55	3,38	3,16	2,77	3,25	0,33	0,87	0,10
EP2	52,28	36,75	0,53	0,21	4,28	0,56	3,07	3,93	3,03	3,87	2,43	3,13	0,42	0,72	0,08
EK1	44,28	40,40	2,28	0,82	5,13	0,60	4,00	4,06	3,73	3,82	3,27	3,37	0,83	0,92	0,28
EK2	48,80	43,73	0,53	0,53	5,78	0,52	4,97	3,57	4,62	3,45	4,12	2,95	1,05	1,06	0,17
ZP1	42,80	25,85	0,95	0,35	4,18	0,32	1,87	2,38	1,83	2,37	1,58	1,95	0,23	0,16	0,10
ZP2	42,00	24,85	0,57	0,47	3,85	0,47	2,15	1,89	1,80	1,82	1,48	1,32	0,23	0,39	0,06
ZK1	50,96	20,75	0,72	0,78	3,93	0,21	0,92	0,67	0,88	0,86	0,75	0,65	0,61	0,58	0,05
ZK2	74,40	30,05	2,29	0,85	6,93	0,40	1,59	0,96	1,68	1,36	1,31	1,09	0,58	0,62	0,01

* Očitavanje ugibomera nije moglo biti izvršeno u trenutku loma veća za korak opterećenja pre loma.

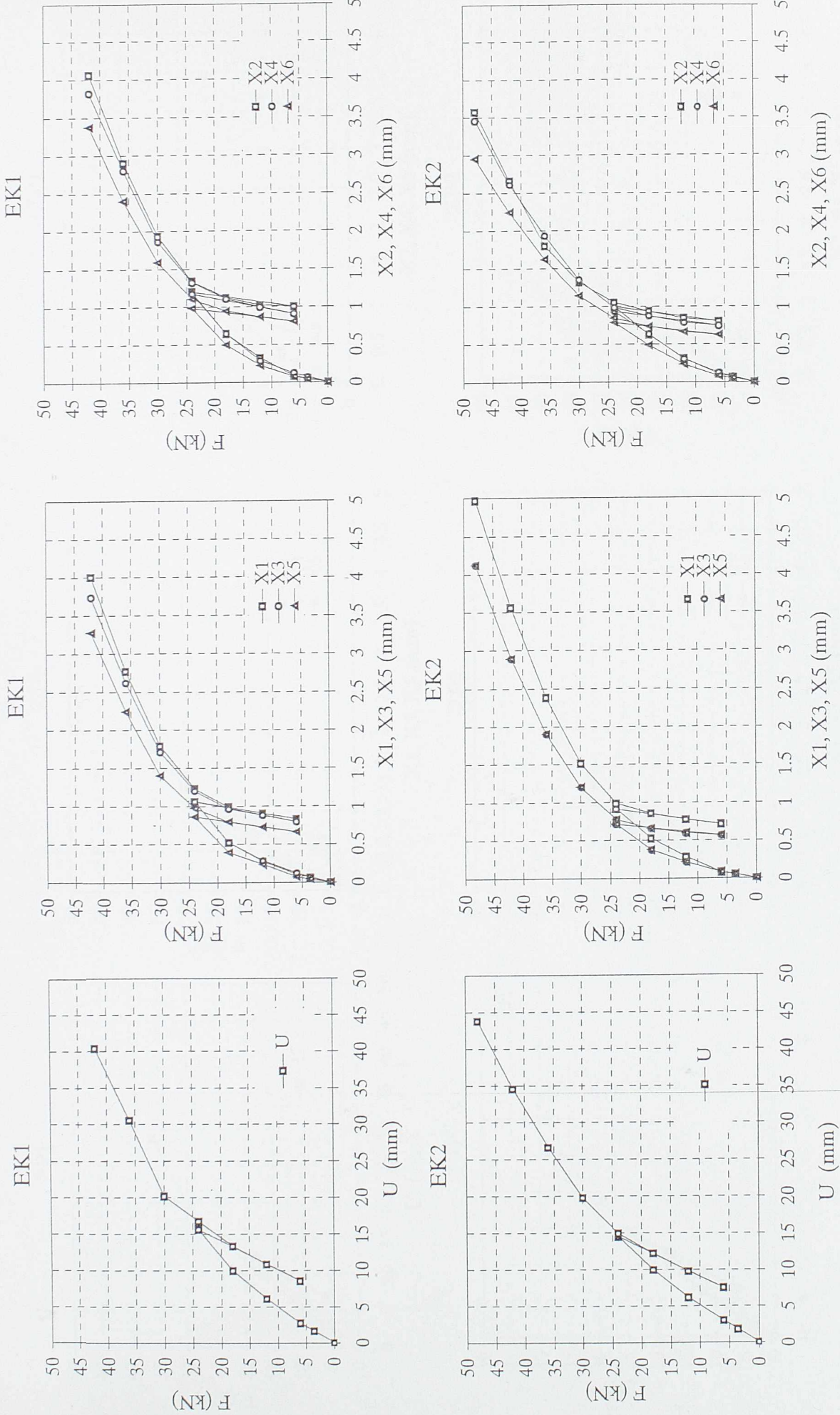
Napomena: Vrednosti date u tabeli za $u, x_3, x_4, x_5, x_6, y_1, y_2, y_3, a_1, a_2$ predstavljaju srednje vrednosti merenja sa leve i desne strane nosača prema slici 3.25.

Tabela 4.12 - Eksperimentalno dobijene vrednosti sile za dopušteni ugib od 20 mm

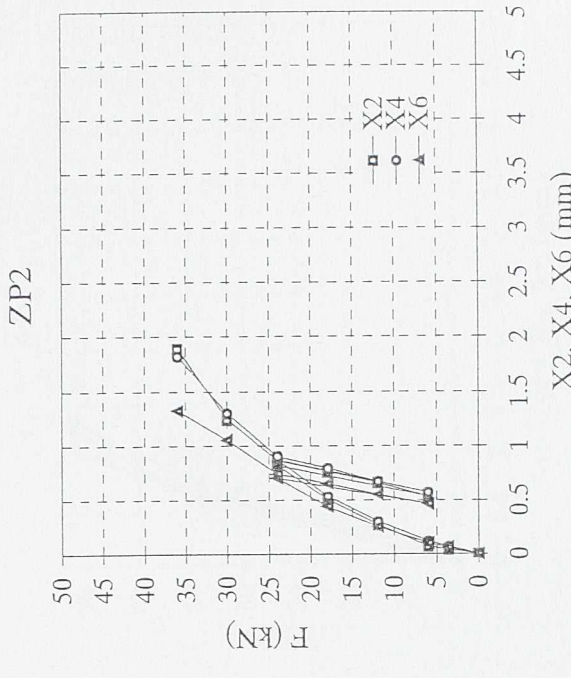
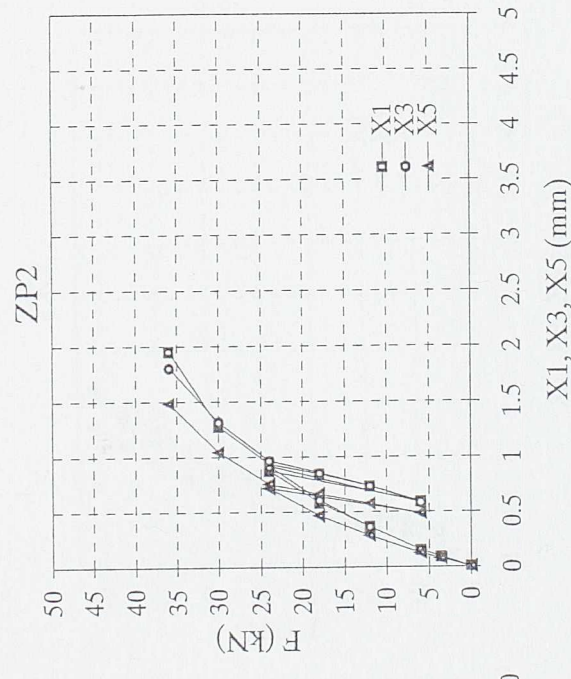
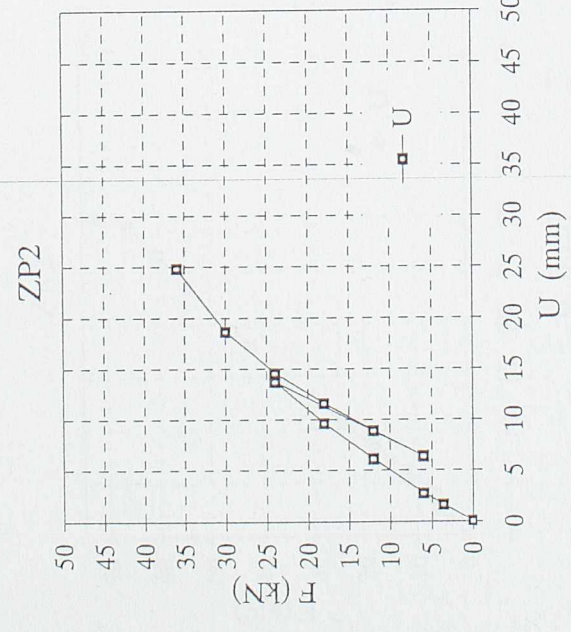
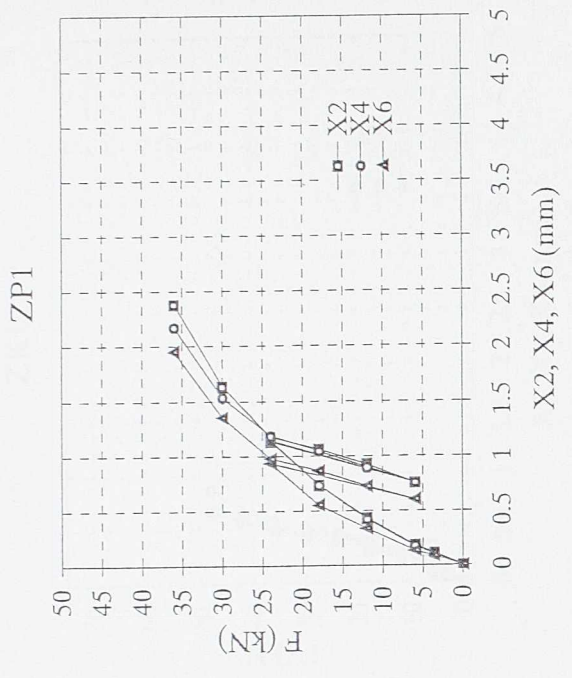
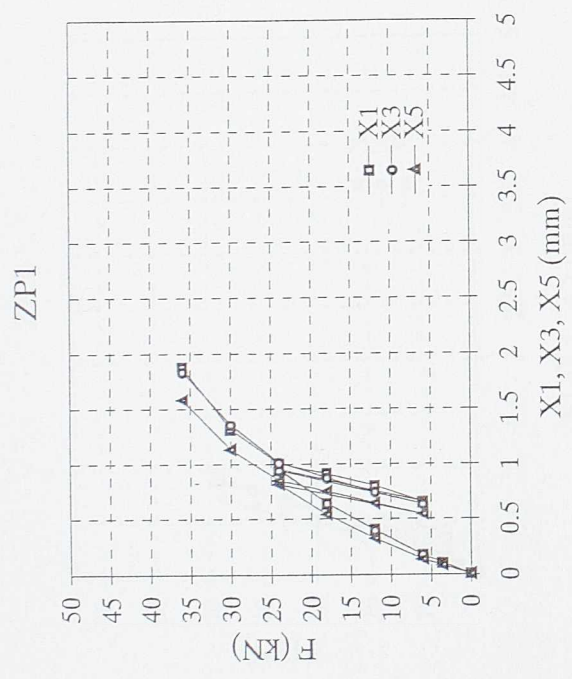
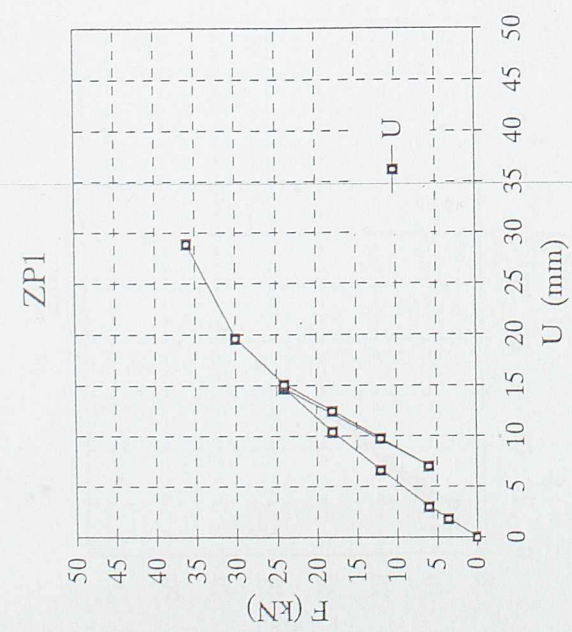
TIP NOSAČA	EP1	EP2	EK1	EK2	ZP1	ZP2	ZK1	ZK2
F (kN)	28,7	32,8	29,7	30,2	30,3	31,3	46,4	46,5



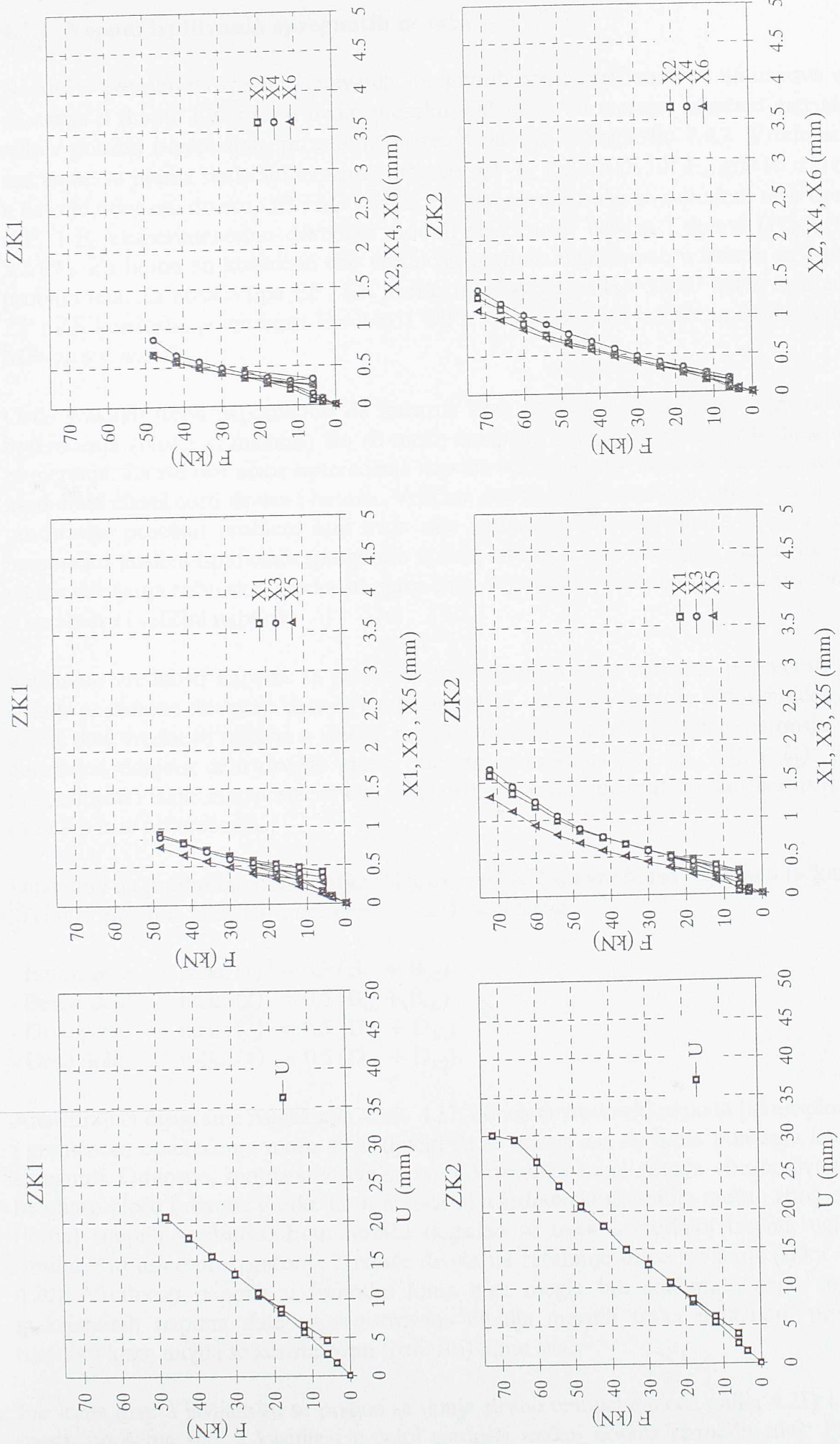
Slika 4.10 - Eksperimentalno dobijeni dijagrami ugiba U i pomeranja $X_1 - X_6$ za nosače EP1 i EP2



Slika 4.11 - Eksperimentalno dobijeni dijagrami ugiba U i pomeranja $X1 - X6$ za nosače EK1 i EK2



Slika 4.12 - Eksperimentalno dobijeni dijagrami ugiba U i pomeranja X1 - X6 za nosače ZP1 i ZP2



Slika 4.13 - Eksperimentalno dobijeni dijagrami ugiba U i pomeranja $X1 - X6$ za nosače ZK1 i ZK2

4.2.2. Naponi ispitivanih spregnutih nosača

Naponi u preseku na sredini ispitivanih spregnutih nosača sračunati su na osnovu izmerenih dilatacija u drvetu i betonu u ovom preseku. Dilatacije su merene pomoću mernih traka, a njihov položaj i celokupna procedura merenja data je u Poglavlju 3.4.2. Vrednosti napona sračunate su prema sledećim izrazima: $\sigma_b = \Delta B \cdot 10^{-6} \cdot E_b$ i $\sigma_d = \Delta D \cdot 10^{-6} \cdot E_d$, gde su σ_b i σ_d naponi u betonu odnosno drvetu, ΔB i ΔD razlike čitanja mernih traka za određeni nivo opterećenja, a E_b i E_d eksperimentalno određeni moduli elastičnosti betona i drveta (Poglavlja 3.2.2 i 3.2.1.1). Za beton su korišćene dve vrednosti modula elastičnosti, u skladu sa ispitivanjima probnih tela. Za nosače tipa EP i EK korišćena je vrednost $E_b = 33607$ MPa, a za nosače tipa ZP i ZK korišćena je vrednost $E_b = 34651$ MPa, dok je za drvo korišćena vrednost $E_d = 10920$ MPa za sve nosače.

Ovde svakako treba napomenuti da linearna veza napona i dilatacija ne važi za više nivo opterećenja (bliske graničnim) što se može zaključiti i iz prethodno datih dijagrama sila - pomeranje. Za sve ove nivo opterećenja napone bi trebalo sračunati sa redukovanim (nižim) modulima elastičnosti drveta i betona. Veličina ove redukcije modula i njen uticaj na napone predstavlja poseban problem koji ovde nije razmatran. U poglavlju 6 koje se odnosi na numeričku analizu ispitivanih spregnutih nosača vršena je ova redukcija i to u više iteracija, a u cilju dobijanja računskih vrednosti ugiba koje odgovaraju merenim, vodeći pri tome računa o karakteru i veličini napona.

Sračunate vrednosti napona za sve ispitivane nosače u svim tačkama poprečnih preseka u kojima su merene dilatacije date su u tabelama 4.13 - 4.20, pri tome su u donjim delovima ovih tabela date vrednosti napona u sredini preseka, na gornjem i donjem delu betonske ploče i na gornjem i donjem delu drvene grede odnosno u tačkama ①, ②, ③ i ④. Radi bolje preglednosti i lakše interpretacije ove vrednosti prikazane su i grafički na slikama 4.14 - 4.17 i to za sve faze opterećenja.

Dijagrami na prethodno pomenutim slikama predstavljaju vrednosti napona u tačkama ①, ②, ③ i ④, poprečnog preseka, a dobijene su na sledeći način:

- Beton gore - tačka ① = $0,5 (B_{2L} + B_{2D})$
- Beton dole - tačka ② = $0,5 (B_{4L} + B_{4D})$
- Drvo gore - tačka ③ = $0,5 (D_{2L} + D_{2D})$
- Drvo dole - tačka ④ = $0,5 (D_{1L} + D_{1D})$.

Analizirajući dijagrame na slikama 4.14 - 4.17, odnosno vrednosti napona pri eksploatacionom i graničnom opterećenju može se zaključiti da se nosači sve do loma ponašaju kao elastično spregnuti. Odnosno, spojna sredstva su sve do trenutka loma nosača obezbeđivala sadejstvo betonske ploče i drvene grede. Lom nosača ni u jednom slučaju nije nastao zbog otkazivanja (loma) spojnih sredstava. Lom nosača događao se uvek u srednjoj trećini, uglavnom na sredini, i to usled prekoračenja čvrstoće drveta na zatezanje usled savijanja (slika 4.18, 4.19 i 4.20). Vrednosti napona u trenutku loma nisu mogle biti sračunate nego su vrednosti maksimalnih napona date za registrovana čitanja mernih traka uglavnom pre loma. U trenutku loma mogla se konstatovati (izmeriti) samo sila.

Pre loma drveta javljale su se prsline sa donje strane betonske ploče (slika 4.21) i to prvo na mestu unošenja sile, a kasnije i u celoj srednjoj trećini nosača (između sila). Prve prsline

javljale su se kod nosača spregnutih ekserima pri nivou opterećenja od 24 kN i to i za tip EP i za tip EK. Za nosače spregnute zavrtnjevima i to je tip ZP prve prsline javile su se pri nivou opterećenja od 30 kN, dok kod nosača tipa ZK nije bilo pojave prsline u betonu sve do loma. Ovo ukazuje na to da ovi nosači (tipa ZK) imaju veću krutost u odnosu na ostale, odnosno da je ovaj način spreznja efikasniji.

Ovde svakako treba napomenuti da su sile od $F=24$ kN odnosno $F=30$ kN daleko veće od vrednosti sile za eksploataciono opterećenje $P=2,0$ kN/m² ($F=3,6$ kN), a takođe i to da su ovo približne vrednosti sila pri kojima je ugib nosača jednak dopuštenom ($l/200=20$ mm).

Prosečna vrednost napona na donjoj ivici drvene grede pri eksploatacionom opterećenju za sve spregnute nosače je 1,36 MPa (max. 1,45 MPa, min. 1,27 MPa), dakle, daleko ispod dopuštenih vrednosti za jelovinu I klase od koje su izrađene drvene grede ($\sigma_{dop}=14$ MPa). Ovaj, dopušteni, napon dostignut je za nosače spregnute ekserima pri nivou opterećenja između 30 i 36 kN, dok je za nosače spregnute zavrtnjevima dopuštena vrednost napona u drvetu dostignuta pri opterećenju između 36 i 42 kN. Ova opterećenja su od 8,3 do 11,7 puta veća od eksploatacionog.

Za istu konfiguraciju nosača koji između betona i drveta nema nikakva sredstva za spreznje (nespregnuti nosači) računski napon na donjoj ivici drvene grede za eksploataciono opterećenje od 3,6 kN iznosila bi 3,59 MPa, dakle 2,64 puta više nego kod ovako spregnutih nosača, dok bi, na primer, za silu od 36 kN (10 puta veću od eksploatacione) ova vrednost napona iznosila 35,9 MPa (2,56 puta više od dopuštene).

Iz ove kratke analize može se videti stepen efikasnosti spreznja drveta i betona za upotrebljena spojna sredstva (eksere i zavrtnjeve).

Slično kao i kod analize ugiba i ovde se može uočiti da su pri opterećivanju do $0,4 F_{max}$, rasterećivanju do $0,1 F_{max}$ i ponovnom opterećivanju vrednosti napona za isti nivo opterećenja različite, odnosno da su ovi naponi u drugom ciklusu opterećivanja, za iste sile, veći, što navodi na zaključak da postoji izvesno početno popuštanje spoja. Ove razlike u naponima veće su za niže vrednosti opterećenja (do 12 kN).

Iz celokupne naponsko-deformacijske analize eksperimentalnih rezultata spregnutih nosača može se zaključiti sledeće:

a) Kriterijum dopuštenih ugiba ($l/200$) - Tabela 4.12:

- nosači spregnuti pomoću eksera tip EP zadovoljavaju do vrednosti sile do 30,8 kN (srednja vrednost za EP1 i EP2), što predstavlja 8,56 puta veću silu od eksploatacione;
- nosači spregnuti pomoću eksera tip EK zadovoljavaju do vrednosti sile do 29,9 kN (srednja vrednost za EK1 i EK2), što predstavlja 8,30 puta veću silu od eksploatacione;
- nosači spregnuti pomoću zavrtnjeva tip ZP zadovoljavaju do vrednosti sile do 30,8 kN (srednja vrednost za ZP1 i ZP2), što predstavlja 8,56 puta veću silu od eksploatacione;
- nosači spregnuti pomoću zavrtnjeva tip ZK zadovoljavaju do vrednosti sile do 46,5 kN (srednja vrednost za ZK1 i ZK2), što predstavlja 12,92 puta veću silu od eksploatacione.

b) *Kriterijum dopuštenih napona u drvetu (14 MPa) - Tabele 4.13 - 4.20 (slike 4.14 - 4.17):*

- nosači spregnuti pomoću eksera tip EP zadovoljavaju do vrednosti sile do 33,3 kN (srednja vrednost za EP1 i EP2), što predstavlja 9,25 puta veću silu od eksploatacione;
- nosači spregnuti pomoću eksera tip EK zadovoljavaju do vrednosti sile do 30,9 kN (srednja vrednost za EK1 i EK2), što predstavlja 8,58 puta veću silu od eksploatacione;
- nosači spregnuti pomoću zavrtnjeva tip ZP zadovoljavaju do vrednosti sile do 31,0 kN (srednja vrednost za ZP1 i ZP2), što predstavlja 8,61 puta veću silu od eksploatacione;
- nosači spregnuti pomoću zavrtnjeva tip ZK zadovoljavaju do vrednosti sile do 37,8 kN (srednja vrednost za ZK1 i ZK2), što predstavlja 10,5 puta veću silu od eksploatacione.

c) *Kriterijum granične nosivosti (loma) - Tabele 4.2 - 4.9:*

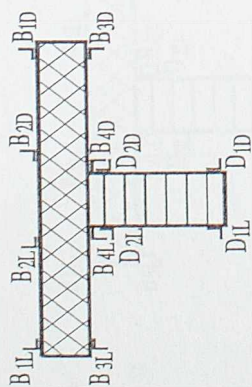
- sila loma za nosače tip EP (srednja vrednost za EP1 i EP2), iznosi 52,7 kN, što predstavlja 14,64 puta veću silu od eksploatacione;
- sila loma za nosače tip EK (srednja vrednost za EK1 i EK2), iznosi 46,5 kN, što predstavlja 12,92 puta veću silu od eksploatacione;
- sila loma za nosače tip ZP (srednja vrednost za ZP1 i ZP2), iznosi 42,4 kN, što predstavlja 11,78 puta veću silu od eksploatacione;
- sila loma za nosače tip ZK (srednja vrednost za ZK1 i ZK2), iznosi 62,7 kN, što predstavlja 17,42 puta veću silu od eksploatacione.

Očigledno je iz gornje analize da je merodavan kriterijum dopuštenih ugiba za nosače tipa EP, EK i ZP, dok je za nosače tipa ZK merodavan kriterijum dopuštenih napona. Obzirom da je mala verovatnoća da će se realno opterećenje međuspratnih konstrukcija povećavati iznad $3p$ ($3 \times 2,0 = 6,0 \text{ kN/m}^2$), odnosno iznad sile od $3 \times 3,6 = 10,8 \text{ kN}$, to se može konstatovati da ovako spregnuti nosači zadovoljavaju. Za nespregnuti nosač ovo opterećenje (10,8 kN) izaziva ugib od 21,7 mm ($l/184$) odnosno napon u drvetu od 13,98 MPa ($\sim \sigma_{\text{dop}} = 14 \text{ MPa}$). Sigurno je da će se pri opterećenju i rasterećenju vrednosti ugiba i napona u spregnutim nosačima povećavati, kako je to i pri ovim eksperimentima pokazano, ali za nivoe eksploatacionog opterećenja (p) kao i za nivoe do $3p$ ove promene nisu značajne.

Takođe, pri dinamički opterećenim spregnutim nosačima treba očekivati popuštanje spojnog sredstva u vezi drveta i betona, a isto tako i dužina trajanja opterećenja ima uticaj na promenu (povećanja) ugiba i napona. Na ova povećanja utiču i neki drugi faktori, kao što su: uticaj vlažnosti, skupljanja i tečenja betona, skupljanje i bubrenje drveta i dr.

Tabela 4.14 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač EP2

	Sila [kN]												
	3,6	6,0	12,0	18,0	24,0	6,0	12,0	18,0	24,0	30,0	36,0	42,0	48,0
B1L	-0.95	-1.58	-3.70	-5.81	-7.86	-2.79	-4.54	-6.62	-8.77	-10.82	-13.88	-15.73	-17.34
B2L	-1.09	-1.81	-3.90	-5.88	-7.93	-2.92	-4.50	-6.39	-8.07	-10.28	-12.57	-15.22	-17.04
B2D	-1.03	-1.71	-3.83	-5.98	-8.03	-2.72	-4.47	-6.39	-8.17	-10.28	-12.80	-15.36	-17.14
B1D	-1.01	-1.68	-3.83	-5.98	-7.96	-2.82	-4.64	-6.55	-8.30	-10.45	-12.94	-15.26	-16.80
B3L	0.48	0.81	1.61	2.49	3.43	1.75	2.49	3.02	3.56	4.70	5.91	7.19	8.00
B4L	0.65	1.08	2.12	3.23	4.57	2.45	3.29	4.00	4.74	6.32	8.64	9.28	9.11
B4D	0.54	0.91	1.81	2.76	3.76	2.02	2.79	3.53	3.97	5.34	7.09	8.37	9.71
B3D	0.63	1.04	1.95	2.82	4.07	2.29	3.02	3.63	4.20	5.68	7.63	9.34	10.38
D1L	1.19	1.98	4.03	6.19	8.43	2.86	4.74	6.64	8.59	11.07	13.99	17.25	21.10
D1D	1.39	2.32	4.66	7.17	9.66	3.34	5.45	7.65	9.82	12.62	14.77	18.32	22.08
D2L	-0.18	-0.31	-0.83	-1.46	-2.26	-1.67	-1.91	-2.16	-2.40	-3.54	-5.44	-7.76	-10.53
D2D	-0.28	-0.46	-1.08	-1.85	-2.80	-1.94	-2.28	-2.63	-2.96	-4.25	-6.37	-8.92	-11.89
Beton gore	-1.06	-1.76	-3.86	-5.93	-7.98	-2.82	-4.49	-6.39	-8.12	-10.28	-12.69	-15.29	-17.09
Beton dole	0.59	0.99	1.97	2.99	4.17	2.23	3.04	3.76	4.35	5.83	7.87	8.82	9.41
Drvo gore	-0.23	-0.38	-0.96	-1.65	-2.53	-1.81	-2.10	-2.40	-2.68	-3.89	-5.90	-8.34	-11.21
Drvo dole	1.29	2.15	4.35	6.68	9.05	3.10	5.09	7.15	9.21	11.85	14.38	17.79	21.59



Beton gore = 0,5 (B_{2L} + B_{2D})

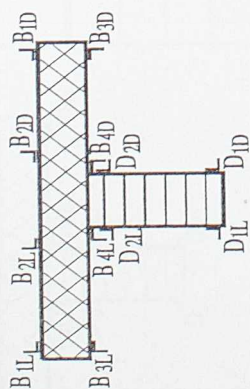
Beton dole = 0,5 (B_{4L} + B_{4D})

Drvo gore = 0,5 (D_{2L} + D_{2D})

Drvo dole = 0,5 (D_{1L} + D_{1D})

Tabela 4.15 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač EKI

	Sila [kN]											
	3,6	6,0	12,0	18,0	24,0	6,0	12,0	18,0	24,0	30,0	36,0	42,0
B1L	-1.11	-1.85	-3.93	-6.05	-7.80	-2.45	-4.03	-6.02	-7.86	-10.38	-14.01	-17.51
B2L	-1.13	-1.88	-4.00	-6.22	-7.93	-2.55	-4.30	-6.08	-7.96	-10.32	-13.68	-18.08
B2D	-1.17	-1.95	-4.13	-6.22	-8.07	-2.59	-4.20	-6.02	-8.00	-10.42	-13.48	-18.08
B1D	-1.11	-1.85	-4.03	-6.18	-7.93	-2.49	-4.10	-5.91	-7.86	-10.15	-13.04	-16.20
B3L	0.56	0.94	2.25	3.63	4.57	2.59	3.26	4.03	5.07	7.09	9.21	9.95
B4L	0.52	0.87	1.98	3.19	4.23	2.52	3.29	3.93	4.84	6.52	9.44	10.82
B4D	0.65	1.08	2.25	3.50	4.50	2.55	3.33	4.10	4.97	6.35	8.87	10.12
B3D	0.58	0.97	2.12	3.19	4.27	2.45	3.13	3.83	4.70	6.32	9.38	7.93
D1L	1.28	2.13	4.59	7.38	10.31	4.23	6.29	8.36	10.69	13.66	17.76	22.88
D1D	1.32	2.19	4.75	7.53	10.58	4.40	6.46	8.58	10.92	13.77	17.73	22.64
D2L	-0.19	-0.32	-1.09	-2.29	-3.81	-3.57	-3.61	-3.77	-4.26	-5.83	-9.21	-13.86
D2D	-0.15	-0.25	-0.80	-1.90	-3.31	-3.27	-3.28	-3.41	-3.84	-5.45	-8.99	-13.90
Beton gore	-1.15	-1.92	-4.07	-6.22	-8.00	-2.57	-4.25	-6.05	-7.98	-10.37	-13.58	-18.08
Beton dole	0.58	0.97	2.12	3.34	4.37	2.54	3.31	4.02	4.91	6.44	9.16	10.47
Drvo gore	-0.17	-0.28	-0.94	-2.10	-3.56	-3.42	-3.45	-3.59	-4.05	-5.64	-9.10	-13.88
Drvo dole	1.30	2.16	4.67	7.46	10.44	4.31	6.38	8.47	10.81	13.72	17.75	22.76



Beton gore = $0,5 (B_{2L} + B_{2D})$

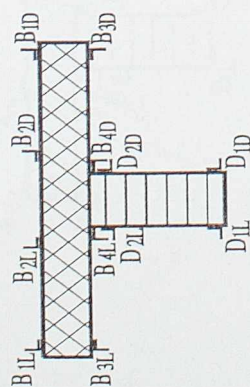
Beton dole = $0,5 (B_{4L} + B_{4D})$

Drvo gore = $0,5 (D_{2L} + D_{2D})$

Drvo dole = $0,5 (D_{1L} + D_{1D})$

Tabela 4.16 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač EK2

	Sila [kN]												
	3,6	6,0	12,0	18,0	24,0	6,0	12,0	18,0	24,0	30,0	36,0	42,0	48,0
B1L	-1.57	-2.62	-5.65	-8.47	-10.96	-3.83	-6.08	-8.67	-11.09	-13.98	-17.31	-27.56	-37.64
B2L	-1.41	-2.35	-5.01	-7.39	-9.85	-3.26	-5.31	-7.53	-9.85	-12.27	-15.46	-23.83	-33.94
B2D	-1.37	-2.29	-4.87	-7.19	-9.58	-3.26	-5.21	-7.43	-9.61	-11.93	-14.82	-22.45	-32.03
B1D	-1.09	-1.81	-3.90	-5.91	-7.83	-2.25	-3.90	-5.85	-7.83	-9.98	-12.60	-20.20	-29.78
B3L	0.60	1.01	2.18	3.29	4.44	2.12	2.89	3.70	4.57	6.08	8.64	12.27	16.57
B4L	0.58	0.97	2.05	3.16	4.17	2.02	2.76	3.50	4.23	5.44	8.13	13.64	16.94
B4D	0.58	0.97	2.08	3.26	4.27	2.05	2.86	3.63	4.44	5.61	7.90	13.41	15.86
B3D	0.54	0.91	1.92	2.99	3.93	1.88	2.65	3.29	4.03	5.34	7.49	11.16	15.76
D1L	1.39	2.32	4.80	7.55	10.40	3.83	6.01	8.42	10.57	13.52	16.89	21.14	26.26
D1D	1.32	2.21	4.61	7.37	10.12	3.88	5.97	8.15	10.33	12.99	16.24	20.35	25.41
D2L	-0.18	-0.29	-0.95	-1.87	-3.05	-2.94	-2.87	-2.98	-3.23	-4.36	-6.54	-9.83	-13.98
D2D	-0.19	-0.32	-1.03	-2.04	-3.36	-3.08	-3.14	-3.30	-3.64	-5.02	-7.56	-11.04	-16.09
Beton gore	-1.39	-2.32	-4.94	-7.29	-9.71	-3.26	-5.26	-7.48	-9.73	-12.10	-15.14	-23.14	-32.99
Beton dole	0.58	0.97	2.07	3.21	4.22	2.03	2.81	3.56	4.34	5.53	8.02	13.53	16.40
Drvo gore	-0.18	-0.31	-0.99	-1.95	-3.21	-3.01	-3.01	-3.14	-3.43	-4.69	-7.05	-10.43	-15.03
Drvo dole	1.36	2.26	4.71	7.46	10.26	3.85	5.99	8.28	10.45	13.26	16.57	20.75	25.84



Beton gore = $0,5 (B_{2L} + B_{2D})$

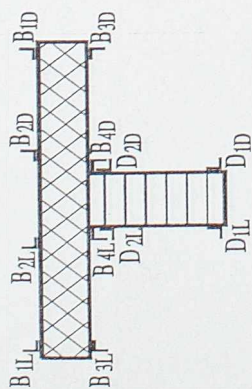
Beton dole = $0,5 (B_{4L} + B_{4D})$

Drvo gore = $0,5 (D_{2L} + D_{2D})$

Drvo dole = $0,5 (D_{1L} + D_{1D})$

Tabela 4.17 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač ZPI

	Sila [kN]											
	3,6	6,0	12,0	18,0	24,0	6,0	12,0	18,0	24,0	30,0	36,0	
B1L	-1.41	-2.43	-5.02	-7.62	-10.46	-4.23	-6.34	-8.45	-10.53	-13.72	-20.03	
B2L	-1.45	-2.49	-5.34	-7.97	-10.74	-4.26	-6.45	-8.66	-10.81	-14.00	-18.88	
B2D	-1.45	-2.49	-5.41	-7.90	-10.71	-4.23	-6.38	-8.59	-10.74	-13.93	-19.16	
B1D	-1.57	-2.70	-5.86	-8.59	-11.75	-4.89	-7.14	-9.49	-11.85	-14.87	-19.16	
B3L	0.78	1.35	3.22	4.82	7.03	4.02	5.20	6.38	7.38	12.72	19.35	
B4L	0.82	1.42	3.40	5.06	7.45	4.40	5.65	6.79	7.87	10.71	17.43	
B4D	0.78	1.52	3.59	5.28	7.07	4.55	5.21	6.10	7.17	11.39	17.81	
B3D	0.80	1.39	3.26	5.06	7.90	5.06	6.38	7.45	8.52	11.57	18.54	
D1L	1.41	2.35	4.94	7.48	10.23	3.76	5.83	8.22	10.44	13.32	17.19	
D1D	1.49	2.49	5.24	7.97	10.92	4.10	6.42	8.83	11.18	14.27	18.39	
D2L	-0.56	-0.94	-2.35	-3.49	-5.12	-3.80	-4.44	-4.94	-5.34	-7.33	-8.57	
D2D	-0.35	-0.58	-1.45	-2.19	-3.24	-2.40	-2.81	-3.11	-3.39	-4.60	-6.69	
Beton gore	-1.45	-2.49	-5.37	-7.94	-10.72	-4.24	-6.41	-8.63	-10.78	-13.96	-19.02	
Beton dole	0.80	1.47	3.49	5.17	7.26	4.48	5.43	6.45	7.52	11.05	17.62	
Drvo gore	-0.46	-0.76	-1.90	-2.84	-4.18	-3.10	-3.63	-4.02	-4.36	-5.96	-7.63	
Drvo dole	1.45	2.42	5.09	7.73	10.58	3.93	6.13	8.53	10.81	13.80	17.79	



Beton gore = 0,5 (B_{2L} + B_{2D})

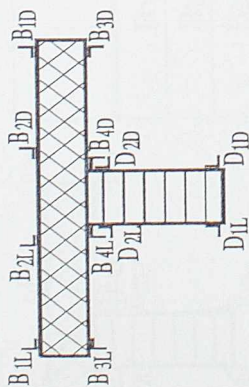
Beton dole = 0,5 (B_{4L} + B_{4D})

Drvo gore = 0,5 (D_{2L} + D_{2D})

Drvo dole = 0,5 (D_{1L} + D_{1D})

Tabela 4.18 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač ZP2

	Sila [kN]													
	3,6		6,0		12,0		18,0		24,0		30,0		36,0	
B1L	-1.39	-2.32	-5.13	-7.87	-10.74	-4.57	-6.72	-8.91	-10.95	-13.72	-16.60			
B2L	-1.58	-2.63	-5.20	-7.80	-10.46	-4.40	-6.51	-8.56	-10.60	-13.24	-16.04			
B2D	-1.33	-2.22	-4.71	-7.35	-9.91	-3.92	-6.06	-8.07	-10.05	-12.65	-15.25			
B1D	-1.41	-2.36	-5.06	-7.73	-10.36	-4.12	-6.38	-8.45	-10.43	-12.89	-15.45			
B3L	0.62	1.04	2.49	4.05	5.54	3.15	3.98	4.89	5.68	7.45	9.66			
B4L	0.69	1.14	2.67	4.16	5.30	3.87	4.67	5.57	6.23	7.89	10.68			
B4D	0.73	1.21	2.77	4.37	6.62	4.23	5.20	6.13	6.98	8.04	11.07			
B3D	0.81	1.35	2.84	4.44	6.03	3.36	4.26	5.27	6.13	7.69	10.95			
D1L	1.46	2.44	5.09	7.83	10.64	3.82	6.15	8.45	10.68	13.81	17.34			
D1D	1.30	2.16	4.46	6.85	9.31	3.41	5.39	7.40	9.31	12.04	16.65			
D2L	-0.28	-0.47	-1.32	-2.25	-3.35	-2.81	-3.10	-3.35	-3.58	-4.82	-7.00			
D2D	-0.28	-0.47	-1.39	-2.36	-3.47	-2.72	-3.18	-3.36	-3.66	-4.84	-6.86			
Beton gore	-1.46	-2.43	-4.96	-7.57	-10.19	-4.16	-6.29	-8.32	-10.33	-12.94	-15.64			
Beton dole	0.71	1.18	2.72	4.26	5.96	4.05	4.93	5.85	6.61	7.97	10.88			
Drvo gore	-0.28	-0.47	-1.35	-2.30	-3.41	-2.76	-3.14	-3.36	-3.62	-4.83	-6.93			
Drvo dole	1.38	2.30	4.77	7.34	9.98	3.61	5.77	7.93	10.00	12.93	17.00			



Beton gore = $0,5 (B_{2L} + B_{2D})$

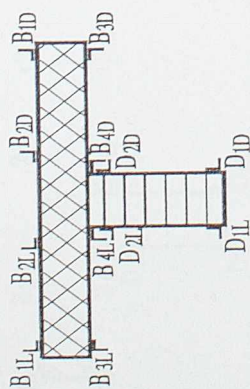
Beton dole = $0,5 (B_{4L} + B_{4D})$

Drvo gore = $0,5 (D_{2L} + D_{2D})$

Drvo dole = $0,5 (D_{1L} + D_{1D})$

Tabela 4.19 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač ZKI

	Sila [kN]												
	3,6	6,0	12,0	18,0	24,0	6,0	12,0	18,0	24,0	30,0	36,0	42,0	48,0
B1L	-1.29	-2.15	-4.12	-6.55	-8.63	-2.91	-4.78	-6.83	-8.84	-10.98	-13.13	-15.11	-17.53
B2L	-1.12	-1.87	-3.92	-5.89	-7.73	-2.39	-4.19	-5.99	-7.83	-9.81	-11.75	-13.58	-15.94
B2D	-1.27	-2.11	-4.40	-6.62	-8.66	-2.84	-4.68	-6.83	-8.91	-11.09	-13.20	-15.28	-17.81
B1D	-1.29	-2.15	-4.57	-6.90	-8.97	-3.12	-5.09	-7.10	-9.32	-11.54	-13.69	-15.70	-18.23
B3L	0.56	0.94	1.84	2.49	3.08	1.49	1.94	2.49	2.98	3.60	3.92	4.44	4.64
B4L	0.54	0.90	1.80	2.46	3.05	1.46	1.94	2.49	2.98	3.50	3.88	4.40	4.61
B4D	0.56	0.94	1.84	2.56	3.26	1.56	2.08	2.60	2.70	3.57	3.95	4.61	4.64
B3D	0.58	0.97	2.08	2.88	3.64	1.66	2.25	2.91	3.40	3.92	4.47	5.06	5.37
D1L	1.38	2.29	4.65	6.89	8.99	3.00	4.97	7.07	9.06	11.21	13.30	15.22	19.56
D1D	1.49	2.49	5.08	7.51	9.87	3.42	5.53	7.76	9.92	12.25	14.50	16.73	21.30
D2L	-0.47	-0.78	-1.65	-2.24	-2.57	-2.07	-2.24	-2.45	-2.66	-2.87	-3.12	-3.34	-4.80
D2D	-0.43	-0.71	-1.50	-2.01	-2.29	-1.90	-2.04	-2.22	-2.39	-2.59	-2.82	-3.00	-4.40
Beton gore	-1.20	-1.99	-4.16	-6.25	-8.19	-2.62	-4.44	-6.41	-8.37	-10.45	-12.47	-14.43	-16.88
Beton dole	0.55	0.92	1.82	2.51	3.15	1.51	2.01	2.55	2.84	3.53	3.92	4.50	4.63
Drvo gore	-0.45	-0.74	-1.57	-2.12	-2.43	-1.99	-2.14	-2.33	-2.53	-2.73	-2.97	-3.17	-4.60
Drvo dole	1.43	2.39	4.86	7.20	9.43	3.21	5.25	7.41	9.49	11.73	13.90	15.98	20.43



Beton gore = $0,5 (B_{2L} + B_{2D})$

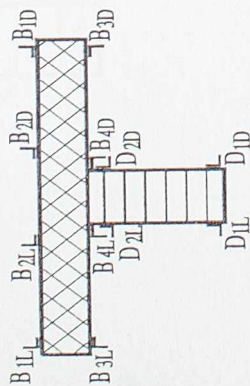
Beton dole = $0,5 (B_{4L} + B_{4D})$

Drvo gore = $0,5 (D_{2L} + D_{2D})$

Drvo dole = $0,5 (D_{1L} + D_{1D})$

Tabela 4.20 - Vrednosti napona u MPa, u preseku na polovini raspona za nosač ZK2

	Sila [kN]																
	3.6	6.0	12.0	18.0	24.0	30.0	36.0	42.0	48.0	54.0	60.0	66.0	72.0				
B1L	-1.02	-1.70	-3.60	-5.30	-6.96	-1.70	-3.40	-5.23	-6.96	-8.80	-10.46	-12.30	-14.41	-16.32	-18.33	-20.31	-22.28
B2L	-1.29	-2.15	-4.30	-6.55	-8.66	-2.36	-4.37	-6.58	-8.49	-10.78	-12.68	-14.83	-17.19	-19.30	-21.62	-23.84	-25.99
B2D	-1.16	-1.94	-3.95	-5.82	-7.62	-1.91	-3.78	-5.72	-7.52	-9.43	-11.30	-13.41	-15.77	-17.81	-19.99	-22.14	-24.22
B1D	-1.14	-1.91	-4.05	-5.96	-7.87	-2.08	-4.02	-5.99	-7.83	-9.84	-11.78	-13.83	-16.18	-18.26	-20.41	-22.56	-24.60
B3L	0.46	0.76	1.46	2.25	2.88	1.35	1.87	2.46	2.95	3.40	3.92	4.26	4.30	4.85	5.23	5.82	6.10
B4L	0.37	0.62	1.35	2.11	2.63	1.11	1.66	2.25	2.74	3.12	3.60	3.85	3.92	4.30	4.75	5.27	6.65
B4D	0.44	0.73	1.49	2.46	3.12	1.56	2.15	2.67	3.26	3.74	4.23	4.44	4.57	4.89	5.13	5.65	6.10
B3D	0.42	0.69	1.35	2.32	2.81	1.49	2.01	2.56	2.95	3.36	3.78	3.88	3.98	4.44	4.82	5.20	5.44
D1L	1.33	2.22	4.56	6.93	9.09	2.80	4.90	7.11	9.17	11.37	13.43	15.56	17.59	19.82	22.13	24.45	26.84
D1D	1.21	2.02	4.18	6.39	8.40	2.59	4.52	6.52	8.47	10.45	12.37	14.34	16.16	18.20	20.38	22.32	24.50
D2L	-0.35	-0.58	-1.28	-1.67	-1.94	-1.24	-1.55	-1.79	-2.00	-2.16	-2.33	-2.61	-2.93	-3.24	-3.63	-4.03	-4.54
D2D	-0.31	-0.52	-1.20	-1.58	-1.79	-1.26	-1.51	-1.69	-1.85	-2.02	-2.21	-2.50	-2.82	-3.16	-3.58	-4.01	-4.59
Beton gore	-1.23	-2.04	-4.12	-6.19	-8.14	-2.13	-4.07	-6.15	-8.00	-10.10	-11.99	-14.12	-16.48	-18.56	-20.81	-22.99	-25.10
Beton dole	0.41	0.68	1.42	2.29	2.88	1.33	1.91	2.46	3.00	3.43	3.92	4.14	4.24	4.59	4.94	5.46	6.38
Drvo gore	-0.33	-0.55	-1.24	-1.63	-1.87	-1.25	-1.53	-1.74	-1.92	-2.09	-2.27	-2.56	-2.87	-3.20	-3.60	-4.02	-4.56
Drvo dole	1.27	2.12	4.37	6.66	8.74	2.69	4.71	6.81	8.82	10.91	12.90	14.95	16.88	19.01	21.26	23.39	25.67

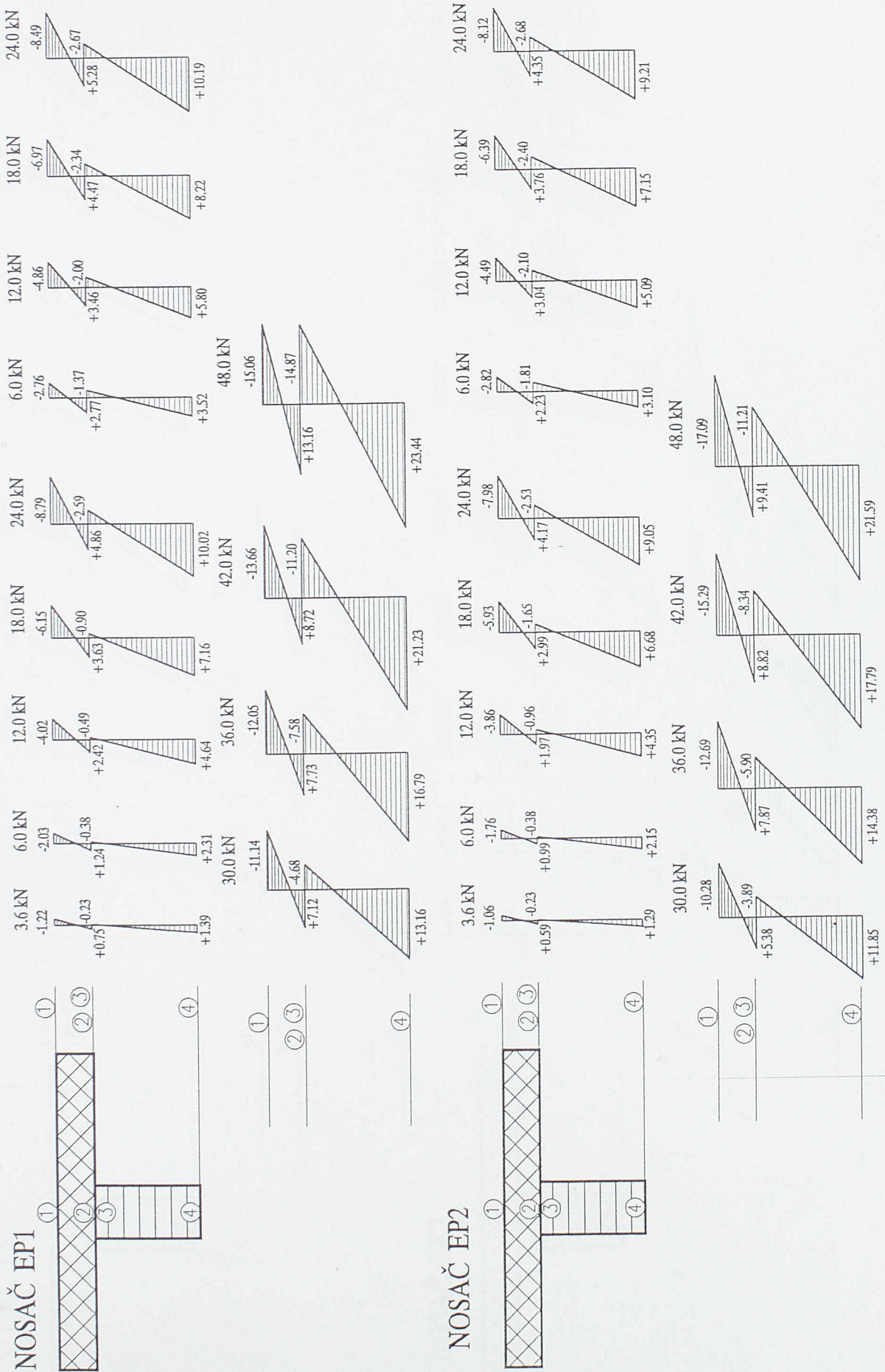


Beton gore = 0,5 (B_{2L} + B_{2D})

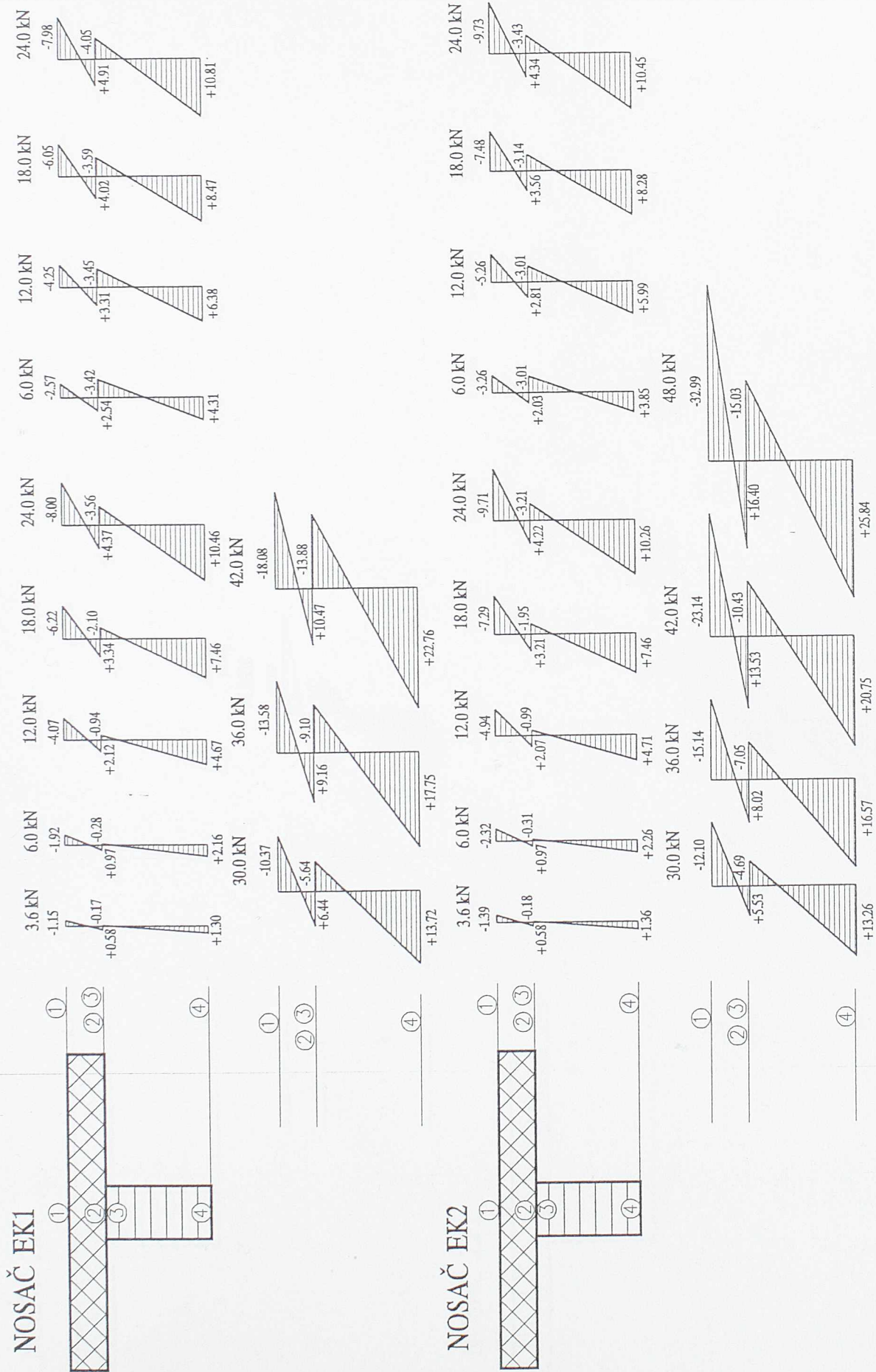
Beton dole = 0,5 (B_{4L} + B_{4D})

Drvo gore = 0,5 (D_{2L} + D_{2D})

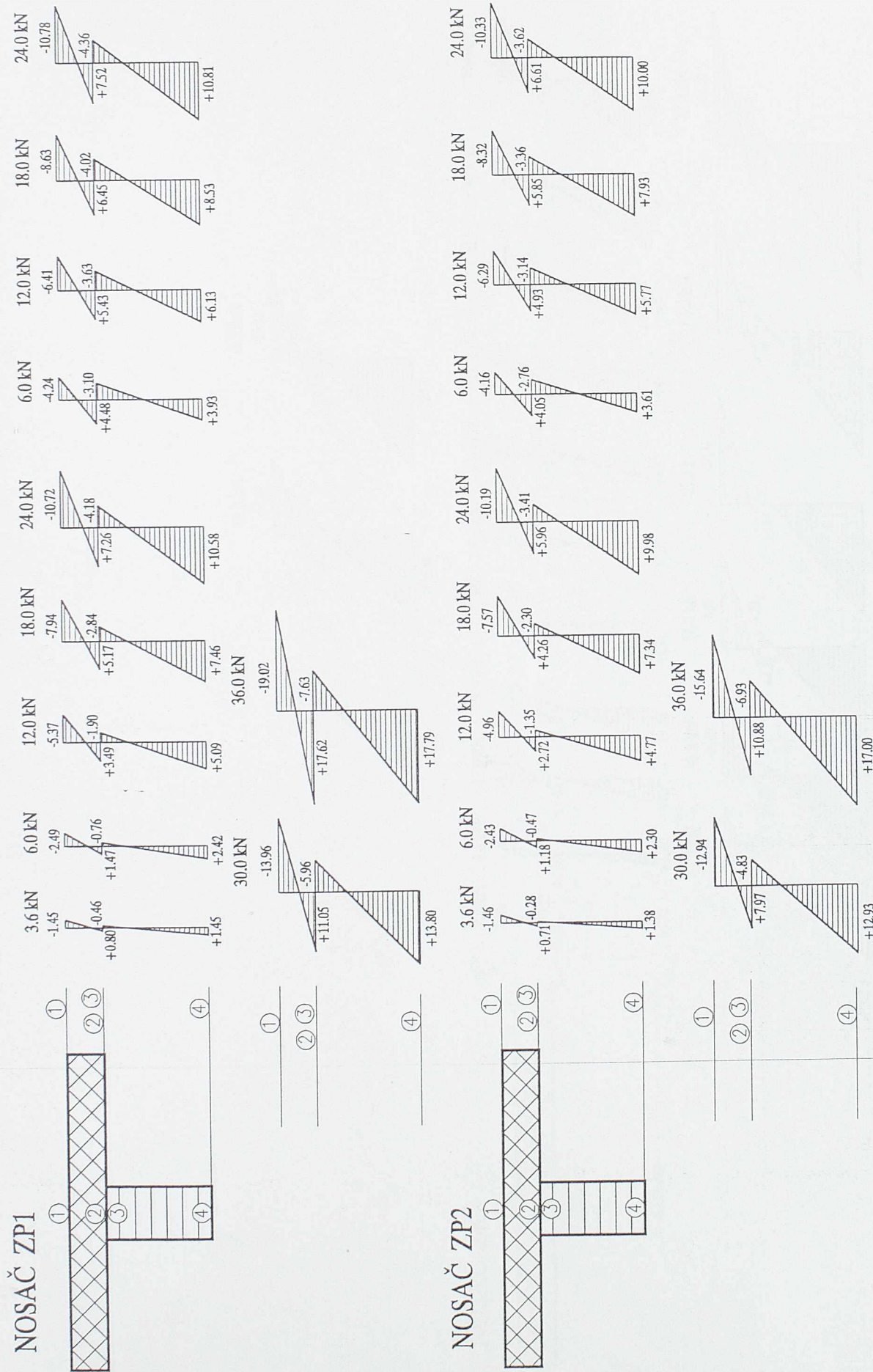
Drvo dole = 0,5 (D_{1L} + D_{1D})



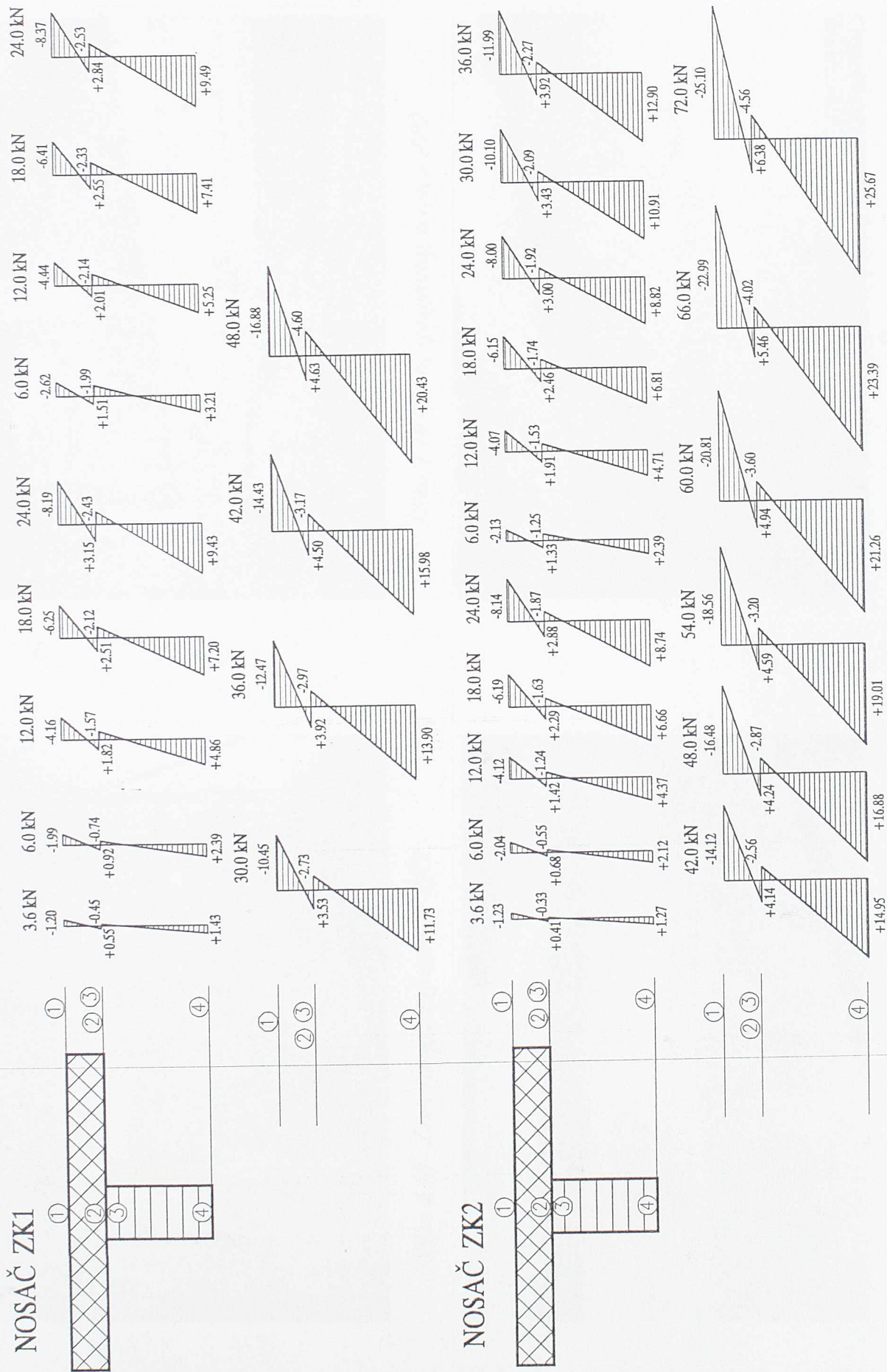
Slika 4.14 - Dijagrami napona u MPa po fazama opterećenja za presek na polovini raspona za nosače EP1 i EP2



Slika 4.15 - Dijagrami napona u MPa po fazama opterećenja za presek na polovini raspona za nosače EK1 i EK2



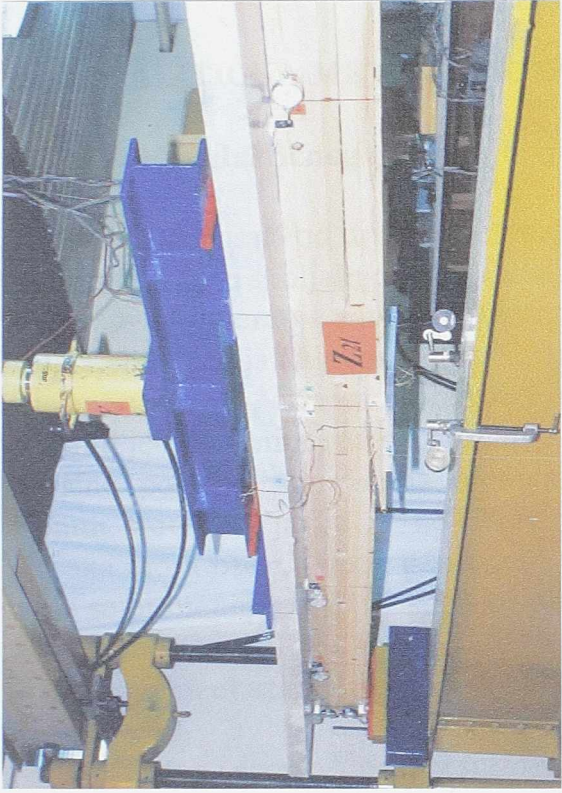
Slika 4.16 - Dijagrami napona u MPa po fazama opterećenja za presek na polovini raspona za nosače ZP1 i ZP2



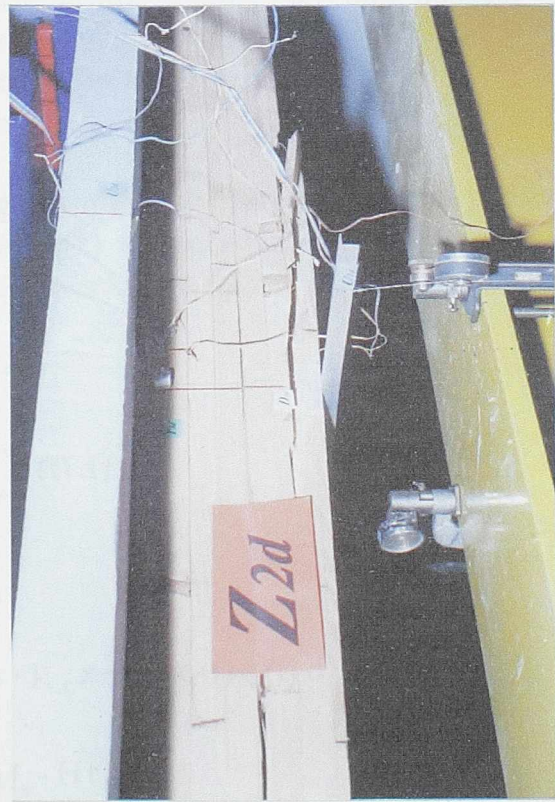
Slika 4.17 - Dijagrami napona u MPa po fazama opterećenja za presek na polovini raspona za nosače ZK1 i ZK2



Slika 4.18 - Lom spregnutog nosača EK2



Slika 4.19 - Lom spregnutog nosača ZP2



Slika 4.20 - Detalj loma nosača ZP2



Slika 4.21 - Prsline na donjoj strani betonske ploče

5. ANALITIČKA METODA PRORAČUNA SPREGNUTIH NOSAČA

5.1. Teorija elastičnog sprezanja

Svi spregnuti nosači od drveta i betona, gde se kao sredstva za sprezanje koriste mehanički moždanici, usled spoljašnjeg opterećenja, kao što je već rečeno, imaju izvesna pomeranja u spoju. Ova pomeranja zavise od vrste upotrebljenih spojnih sredstava, njihovog razmaka, načina oblikovanja i ugradnje i dr. Kada se kao spojno sredstvo upotrebi lepak, ovakva veza smatra se krutom, odnosno sprezanje je potpuno pa se tako dobijeni poprečni presek može smatrati jedinstvenim i na njega se može primeniti teorija krutog sprezanja koja se svodi na klasične postupke proračuna monolitnog preseka. Međutim, pri upotrebi mehaničkih spojnih sredstava javlja se delimično (elastično) sprezanje, pa se za proračun ovakvih preseka mora uzeti u obzir pomeranje (klizanje) u spoju između drveta i betona, odnosno mora se primeniti teorija elastičnog sprezanja.

Pri proračunu elastično spregnutih nosača drvo-beton uvode se sledeće pretpostavke:

- drvo, beton i spojna sredstva si izotropni, elastični materijali i važi Hukov zakon;
- važi Bernulijeva hipoteza, odnosno ravni preseki i posle deformacije ostaju ravni i upravni na deformisanu osu preseka. Ova hipoteza kod elastično spregnutih preseka u principu ne važi za ceo presek, ali važi za svaki od elemenata;
- spojna sredstva postavljena su na konstantnom razmaku i mogu se smatrati kao ekvivalentna kontinualna veza sa konstantnom krutošću spoja duž celog nosača;
- poprečni preseki betona i drveta su konstantni duž raspona;
- drvo i beton imaju jednake ugibe u svakoj tački spoja;
- aksijalna sila deluje u težištu betonskog preseka.

Kao najopštiji slučaj, ovde se razmatra spregnuti nosač drvo-beton sistema proste grede opterećen proizvoljnim spoljnim opterećenjem $q(x)$ i konstantnom normalnom silom H , slika 5.1a. Uslovi ravnoteže dela nosača levo od preseka $n-n$ (slika 5.1b) daju:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow N_b + N_d - H = 0, \quad (5.1)$$

$$\Sigma F_z = 0 \Rightarrow T_b + T_d + R_A - \int_0^x q(t) dt = 0, \quad (5.2)$$

$$\text{odnosno} \quad T_b + T_d = T_x \quad (5.3)$$

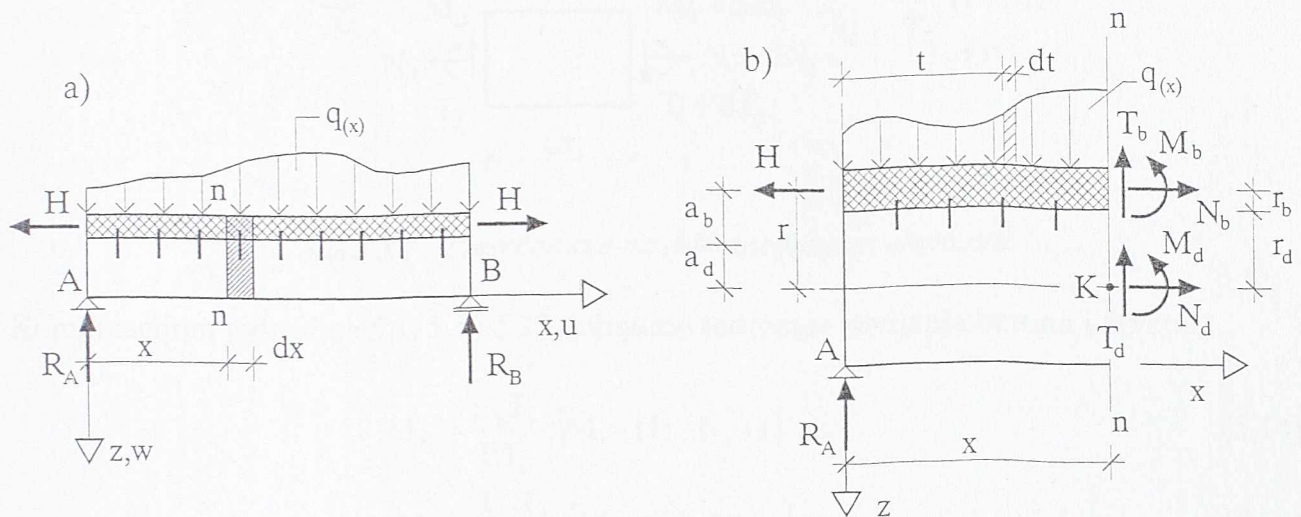
$$\Sigma M_K = 0 \Rightarrow M_b + M_d - N_b r + H r - R_A x + \int_0^x (x-t) q(t) dt = 0, \quad (5.4)$$

$$\text{odnosno} \quad M_b + M_d - N_b r = M_x - H r. \quad (5.5)$$

U gornjim jednačinama je:

$$T_x = \int_0^x q(t) dt - R_A, \quad (5.6)$$

$$M_x = R_A x - \int_0^x (x-t) q(t) dt \quad (5.7)$$



Slika 5.1 - Spregnuti nosač drvo-beton - opterećenje (a) i presečne sile (b)

Iz uslova ravnoteže diferencijalno malog elementa dx na rastojanju x od koordinatnog početka, slika 5.2, sledi:

$$T_s = - \frac{d N_b}{d x} \quad (5.8)$$

Pošto je normalna sila H konstantna duž raspona onda je:

$$\frac{d H}{d x} = 0 \quad (5.9)$$

Iz uslova ravnoteže dalje sledi:

$$T_x = \frac{d M_x}{d x} \quad (5.10)$$

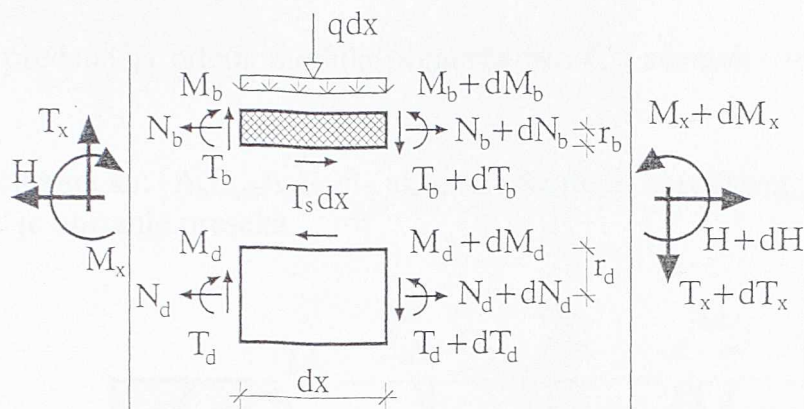
$$T_b = T_s r_b + \frac{d M_b}{d x} \quad (5.11)$$

$$T_d = T_s r_d + \frac{d M_d}{d x} \quad (5.12)$$

Ako pretpostavimo da je krivina betonskog i drvenog dela preseka ista i zanemarimo deformacije usled smičućih sila i skraćenja ose nosača, krivina se može izraziti kao:

$$w'' = - \frac{M_b}{E_b J_b} = - \frac{M_d}{E_d J_d}, \quad (5.13)$$

gde su $E_b J_b$ i $E_d J_d$ - krutosti na savijanje betonskog, odnosno drvenog preseka.



Slika 5.2 - Presečne sile na diferencijalnom elementu

Kombinacijom jednačina 5.1, 5.5 i 5.13 dobijamo momente savijanja betona i drveta:

$$M_b = \frac{E_b J_b}{EJ_o} [M_x - (H - N_b) r] \quad (5.14)$$

$$M_d = \frac{E_d J_d}{EJ_o} [M_x - (H - N_d) r] \quad (5.15)$$

U ovim jednačinama je:

$$(EJ)_o = E_b J_b + E_d J_d, \quad (5.16)$$

što predstavlja krutost na savijanje za nespregnuti presek.

Iz uslova kompatibilnosti deformacija na spoju između drveta i betona, slika 5.3, ukupno pomeranje u veži u aksijalnom pravcu je:

$$\Delta u = d u_d - d u_b + w' r, \quad (5.17)$$

gde su du_b i du_d diferencijalna pomeranja betonskog, odnosno drvenog dela preseka usled aksijalnih sila i dobijaju se preko izraza:

$$d u_b = \frac{N_b dx}{A_b E_b} \quad (5.18)$$

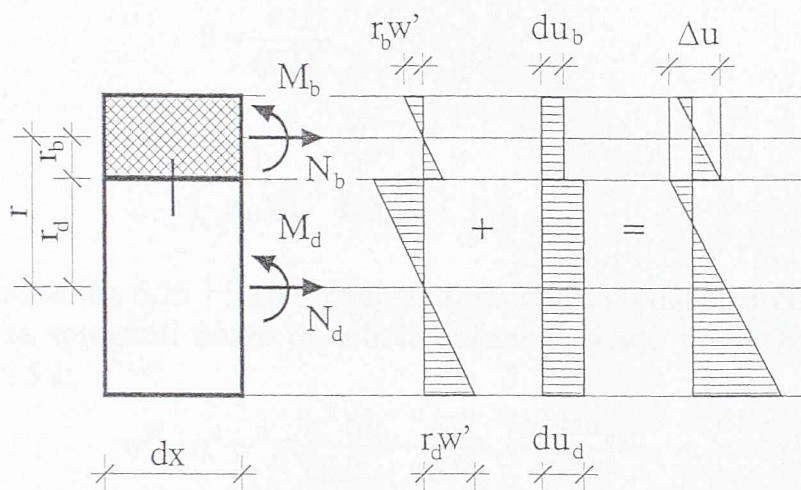
$$d u_d = \frac{N_d dx}{A_d E_d} \quad (5.19)$$

Ukupno pomeranje Δu jednako je odnosu smičuće sile u spoju T_s i krutosti spoja c , odnosno:

$$\Delta u = \frac{T_s}{c} = - \frac{d N_b}{d x} \cdot \frac{1}{c} \quad (5.20)$$

Krutost spoja c , predstavlja odnos modula pomerljivosti C i razmaka spojnih sredstava e ($c=C/e$).

U gornjim jednačinama su: $A_b E_b$, $A_d E_d$ - aksijalne krutosti betonskog, odnosno drvenog dela preseka, a w' je obrtanje preseka.



Slika 5.3 - Raspored dilatacija u preseku

Diferencirajući jednačinu 5.17 i uzimajući u obzir 5.18, 5.19 i 5.20 dobija se:

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon_d - \varepsilon_b + w'' r, \quad (5.21)$$

gde je:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta u}{dx} = - \frac{d^2 N_b}{dx^2} \cdot \frac{1}{c} \quad \text{- ukupna dilatacija;} \quad (5.22)$$

$$\varepsilon_b = \frac{du_b}{dx} = \frac{N_b}{A_b E_b} \quad \text{- podužna dilatacija u betonu;} \quad (5.23)$$

$$\varepsilon_d = \frac{du_d}{dx} = \frac{N_d}{A_d E_d} \quad \text{- podužna dilatacija u drvetu.} \quad (5.24)$$

Iz jednačine 5.13 i 5.14, dobija se da je:

$$w'' = - \frac{[M_x - (H - N_b) r]}{(EJ)_o}. \quad (5.25)$$

Kombinacijom jednačina 5.21 - 5.24 dobija se osnovna diferencijalna jednačina problema u funkciji normalne sile u betonu:

$$\frac{d^2 N_b}{dx^2} - \alpha^2 N_b = \beta M_x - \gamma H, \quad (5.26)$$

gde je:

$$\alpha^2 = c \left(\frac{1}{A_b E_b} + \frac{1}{A_d E_d} + \frac{r^2}{(EJ)_o} \right), \quad (5.27)$$

$$\beta = \frac{c \cdot r}{(EJ)_o}, \quad (5.28)$$

$$\gamma = c \left(\frac{1}{A_b E_b} + \frac{r^2}{E J_o} \right). \quad (5.29)$$

Kombinacijom jednačina 5.25 i 5.26 dobija se diferencijalna jednačina četvrtog stepena po pomeranjima w za spregnuti nosač drvo-beton sistema proste grede koji je opterećen u svemu prema slici 5.1:

$$w^{IV} - \alpha^2 w^{II} = \frac{\alpha^2 M_x}{(EJ)_\infty} - \frac{M_x^{II}}{(EJ)_o} - \frac{\alpha^2 H a_{b\infty}}{(EJ)_\infty}, \quad (5.30)$$

gde je:

$$(EJ)_\infty = \frac{(EJ)_o}{\alpha^2 - \beta r} = E_d J_d + E_b J_b + \frac{r^2 E_d A_d \cdot E_b A_b}{E_d A_d + E_b A_b}, \quad (5.31)$$

što predstavlja krutost na savijanje kod punog sprezanja,

i

$$a_{b\infty} = \frac{r(\alpha^2 - \gamma)}{(\alpha^2 - \beta r)} = \frac{r E_b A_b}{E_d A_d + E_b A_b}, \quad (5.32)$$

što predstavlja rastojanje težišta ukupnog kruto spregnutog preseka od težišta betonskog dela preseka.

Opšte rešenje diferencijalne jednačine 5.30 može se napisati u obliku:

$$w = a_1 \sinh(\alpha x) + a_2 \cosh(\alpha x) + a_3 x + a_4 + w_p, \quad (5.33)$$

gde su $a_1 - a_4$ konstante koje zavise od graničnih uslova (uslova oslanjanja), a w_p partikularno rešenje koje zavisi od spoljašnjeg opterećenja.

Kada je poznato rešenje za w , za date granične uslove, unutrašnje presečne sile lako se mogu sračunati. Iz jednačine 5.13 slede momenti u betonskom, odnosno drvenom delu preseka:

$$M_b = -w^{II} E_b J_b \quad (5.34)$$

$$M_d = -w^{II} E_d J_d. \quad (5.35)$$

Ubacujući 5.35 u 5.14 dobija se normalna sila u betonu:

$$N_b = \frac{Hr - M_x - w^{II}(EJ)_o}{r}, \quad (5.36)$$

a iz 5.36 i 5.1 sledi normalna sila u drvetu:

$$N_d = \frac{M_x + w^{II}(EJ)_o}{r}. \quad (5.37)$$

Sila smicanja između betona i drveta dobija se kombinacijom jednačina 5.36 i 5.8 kao:

$$T_s = \frac{M^I + w^{III}(EJ)_o}{r}. \quad (5.38)$$

Jednačine 5.33 do 5.38 predstavljaju opšte izraze za ugib, odnosno sile u preseku elastično spregnutog nosača drvo-beton.

Kada je spregnuti nosač opterećen samo poprečnim opterećenjem onda je $N_b = -N_d = N$, tada diferencijalna jednačina 5.26 dobija sledeći oblik:

$$\frac{d^2 N}{dx^2} - \alpha^2 \cdot N + \beta \cdot M_x = 0, \quad (5.39)$$

a diferencijalna jednačina 5.30 prelazi u jednačinu

$$w^{IV} - \alpha^2 w^{II} = \alpha^2 \frac{M_x}{(EJ)_o} - \frac{M_x^{II}}{(EJ)_o}. \quad (5.40)$$

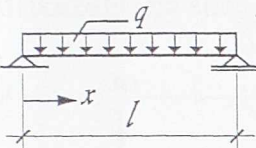
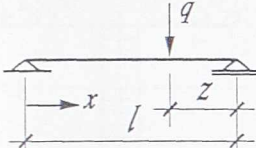
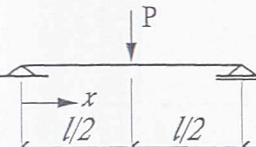
Ne ulazeći u matematički problem rešavanja diferencijalne jednačine 5.40, obzirom da se u literaturi može naći njeno rešenje za različite slučajeve opterećenja (Pischl [117], Hoichen [65], Heimeshoff [63]), ovde se, u Tabeli 5.1, daju izrazi za normalne i smičuće sile za neke karakteristične slučajeve opterećenja.

Rešavanjem diferencijalne jednačine 5.40 za različite granične uslove oslanjanja nosača i različito opterećenje, dobija se ugib w , a preko njega i momenti i normalne sile u drvenom odnosno betonskom delu preseka. Takođe, moguće je odrediti i silu smicanja između drveta i betona.

Naponi u drvetu i betonu mogu se sračunati prema poznatim stavovima otpornosti materijala:

$$\sigma_b = \frac{M_b}{J_b} \cdot y + \frac{N_b}{A_b}, \quad \text{odnosno,} \quad \sigma_d = \frac{M_d}{J_d} \cdot y + \frac{N_d}{A_d}. \quad (5.41)$$

Tabela 5.1 - Normalne i smičuće sile za karakteristične slučajeve opterećenja [65]

Opterećenje		Normalna sila	Smičuća sila
	$x \leq l$	$N_x = \frac{\beta}{\alpha^2} \cdot M_x \left[1 - 2 \frac{\cosh \alpha \frac{1}{2} - \cosh \alpha \left(\frac{1}{2} - x \right)}{x(1-x)\alpha^2 \cdot \cosh \alpha \frac{1}{2}} \right]$	$T_x = \frac{\beta}{\alpha^2} \cdot T_x \left[1 - \frac{\sinh \alpha \left(\frac{1}{2} - x \right)}{\left(\frac{1}{2} - x \right) \cdot \alpha \cdot \cosh \alpha \frac{1}{2}} \right]$
	$x \leq l - z$	$N_x = \frac{\beta}{\alpha^2} \cdot M_x \left[1 - \frac{l \cdot \sinh \alpha z}{\alpha z \sinh \alpha l} \sinh \alpha x \right]$	$T_x = \frac{\beta}{\alpha^2} \cdot T_x \left[1 - \frac{l \cdot \sinh \alpha z}{z \cdot \sinh \alpha l} \cosh \alpha x \right]$
	$x \leq \frac{1}{2}$	$N_x = \frac{\beta}{\alpha^2} \cdot M_x \left[1 - \frac{\sinh \alpha x}{\alpha x \cosh \alpha \frac{1}{2}} \right]$	$T_x = \frac{\beta}{\alpha^2} \cdot T_x \left[1 - \frac{\cosh \alpha x}{\cosh \alpha \frac{1}{2}} \right]$

Rešavanje diferencijalne jednačine 5.40 predstavlja zametan posao pogotovu za komplikovanije slučajeve opterećenja i oslanjanja, pa je za određivanje naprezanja u elastično spregnutim nosačima u praksi usvojen pojednostavljen način proračuna takozvani γ - postupak ili γ - metod.

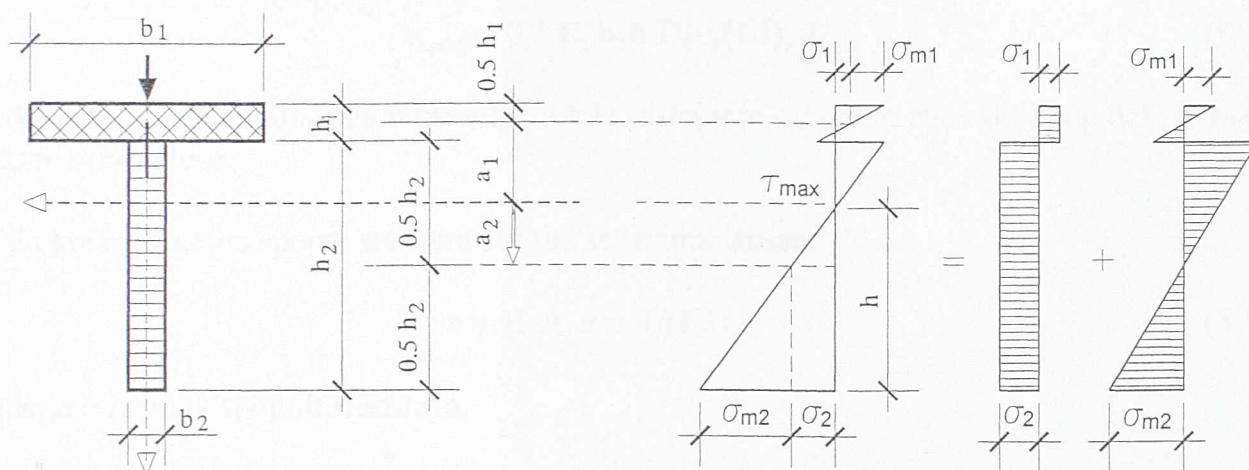
Ovaj postupak prvi je primenio Möhler, daleke 1956. godine, razmatrajući problem pomerljivosti veze drvenih elemenata spojenih mehaničkim spojnim sredstvima. Ovaj postupak bazira se na rešavanju diferencijalne jednačine pomeranja za prostu gredu sa konstantnom krutošću spoja duž raspona, na koju deluje opterećenje po sinusnoj funkciji ($q = q_0 \cdot \sin \pi x / l$), zato što za ovakvo opterećenje postoji jednostavno rešenje u zatvorenom obliku. Usvojeno je da se γ - postupak može primeniti i na druge vrste opterećenja jer je uticaj razlike između tačnog rešenja diferencijalne jednačine i γ - postupka na napone mnogo manji u poređenju sa uticajem koji ima varijacija modula elastičnosti ili modula pomerljivosti veze. Proračun nosača složenog preseka koji su spojeni mehaničkim spojnim sredstvima po ovom postupku dat je i u Evrokodu 5, Aneks B, ali za veze drvo-beton i ploče na bazi drveta-drvo. Uz male modifikacije on se može primeniti i na spregnute nosače drvo-beton.

U skladu sa preporukama u Aneksu B, Evrokoda 5 naponi u poprečnom preseku elastično spregnutog nosača sa oznakama u svemu prema slici 5.4 mogu se sračunati onako kako je to dato na sledećim stranama.

Metod proračuna zasnovan je na teoriji linearne elastičnosti i na sledećim pretpostavkama:

- nosači su sistema proste grede raspona l . Isti izrazi mogu se primeniti i na kontinualne nosače, ako se za l uzme 0,8 od odgovarajućeg raspona, odnosno na konzolne nosače, ako se za l uzme dvostruka dužina konzole;
- betonski i drveni deo preseka su iz jednog komada;
- drvo i beton su međusobno spojeni mehaničkim spojnim sredstvima sa modulom pomerljivosti C ;
- rastojanje spojnih sredstava e je konstantno ili je jednako promenljivo saglasno transverzalnoj sili;

- opterećenje deluje u z pravcu i daje transverzalnu silu $T=T(x)$ i moment $M=M(x)$ koji se menja saglasno sinusoidi ili paraboli;
- sve veličine na slici 5.4 su pozitivne, sem a_2 , koja se uzima kao pozitivna kako je prikazano na slici.



Slika 5.4 - Geometrijske karakteristike i naponi u elastično spregnutom nosaču

Za presek prikazan na slici 5.4 sa pločom od betona (indeks 1) i rebrom od drveta (indeks 2) efektivna krutost $(EJ)_{ef}$ računa se prema sledećem izrazu:

$$(EJ)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i J_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2), \quad (5.42)$$

gde je E_i modul elastičnosti betona odnosno drveta, $A_i = b_i h_i$ - površina odgovarajućeg poprečnog preseka, $I_i = b_i h_i^3 / 12$ - moment inercije poprečnog preseka betona odnosno drveta,

$$\gamma_1 = [1 + \pi^2 E_1 A_1 e / (C \cdot I^2)]^{-1} \quad \text{i} \quad \gamma_2 = 1, \quad (5.43)$$

$$a_2 = \gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) / 2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i, \quad (5.44)$$

$$a_1 = 0,5 (h_1 + h_2) - a_2, \quad (5.45)$$

a_1 i a_2 su rastojanja težišta betonskog i drvenog preseka od neutralne ose.

Sa gore usvojenim oznakama napone u preseku treba sračunati prema sledećim izrazima:

$$\sigma_i = \gamma_i E_i a_i M / (EJ)_{ef} \quad \text{i} \quad (5.46)$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 E_i h_i M / (EJ)_{ef}. \quad (5.47)$$

Ako se u obzir uzima slabljenje poprečnog preseka onda napone σ_i treba pomnožiti faktorom A_i / A_{in} , a napone $\sigma_{m,i}$ faktorom I_i / I_{in} . A_i i A_{in} su bruto odnosno neto površina odgovarajućeg preseka, a I_i i I_{in} moment inercije bruto odnosno neto poprečnog preseka. M je moment savijanja nosača na mestu gde se sračunavaju naponi.

Maksimalni smičući napon javlja se na mestima gde su normalni naponi jednaki nuli. Ako neutralna linija "pada" u drveni deo preseka, što je po pravilu slučaj, onda se maksimalni smičući napon računa prema izrazu:

$$\tau_{2,\max} = 0,5 E_2 b_2 h T / [b_2 (EJ)_{ef}], \quad (5.48)$$

gde je T - transversalna sila u preseku, a h je rastojanje od donje ivice drvenog dela preseka do neutralne ose.

Sila koja deluje na spojna sredstva računa se prema izrazu:

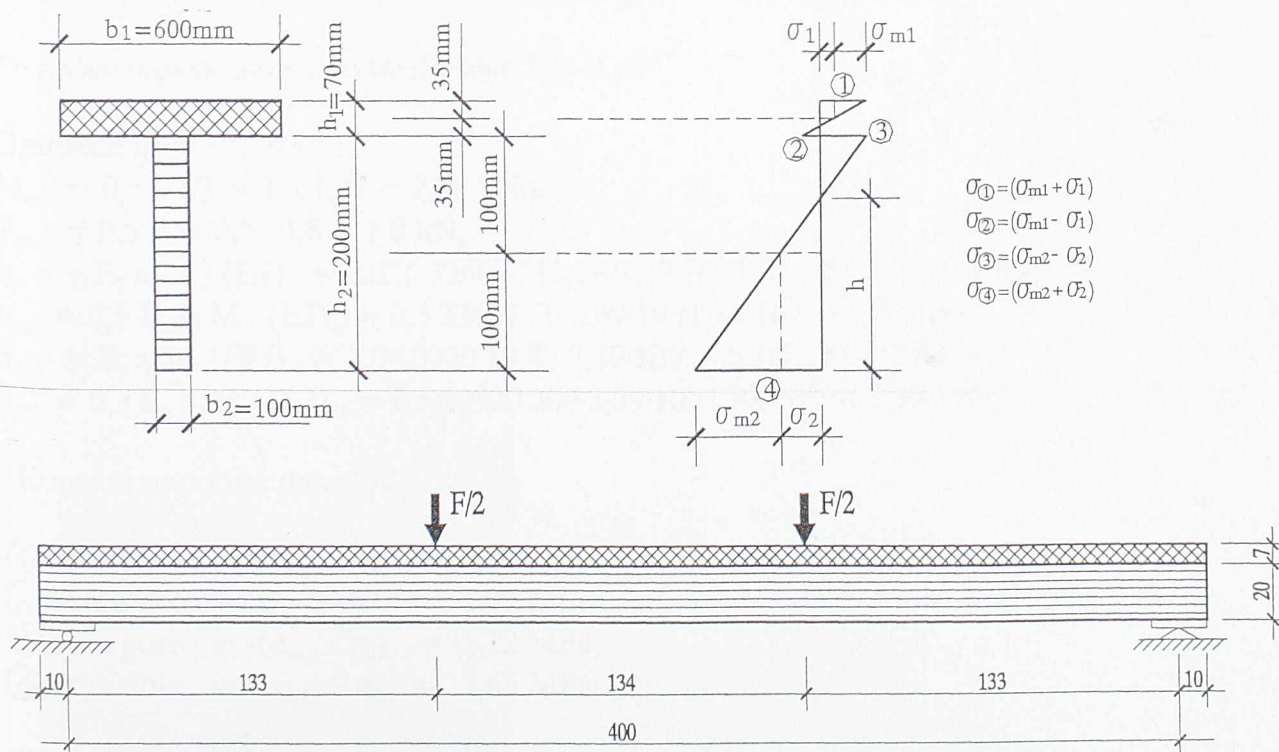
$$F_1 = \gamma_1 E_1 A_1 a_1 e T / (EJ)_{ef}, \quad (5.49)$$

gde je e razmak spojnih sredstava.

5.2. Proračun ispitivanih spregnutih nosača i uporedna analiza sa eksperimentalnim rezultatima

Saglasno preporukama datim u Aneksu B, Evrokoda 5 i razmatranjima prikazanim u prethodnom poglavlju, ovde se daje proračun ispitivanih spregnutih nosača. Proračun je urađen za sva četiri tipa spreznjenja sa geometrijom nosača i stvarnim fizičkim i mehaničkim karakteristikama ugrađenih materijala koje su dobijene ispitivanjem.

Na slici 5.5 prikazane su geometrijske karakteristike spregnutog nosača potrebne za proračun.



Slika 5.5 - Geometrijske karakteristike spregnutog nosača

Pri proračunu napona u betonskom i drvenom delu preseka nosača, odnosno u preraspodeli napona između drveta i betona ključnu ulogu ima modul pomerljivosti C . U ovom proračunu uzeti su eksperimentalno dobijeni moduli pomerljivosti C (Tabela 4.1): za proračun napona, modul pomerljivosti $C_u = 2C_s/3$, a za proračun ugiba, modul pomerljivosti C_s , prema preporukama Evrokoda 5.

a) Nosač tipa EP

Geometrijske karakteristike poprečnog preseka saglasno jednačinama 5.42-5.45:

$$\begin{aligned}
 A_1 &= b_1 \cdot h_1 = 600 \cdot 70 = 42\,000 \text{ mm}^2; \\
 A_2 &= b_2 \cdot h_2 = 100 \cdot 200 = 20\,000 \text{ mm}^2; \\
 J_1 &= b_1 \cdot h_1^3/12 = 600 \cdot 70^3/12 = 17,15 \cdot 10^6 \text{ mm}^4; \\
 J_2 &= b_2 \cdot h_2^3/12 = 100 \cdot 200^3/12 = 66,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^4; \\
 E_1 &= 33\,607 \text{ N/mm}^2, \text{ (Tabela 3.10)}; \\
 E_2 &= 10\,920 \text{ N/mm}^2, \text{ (Tabela 3.1)}; \\
 e &= 100/2 = 50 \text{ mm}; \\
 C_s &= 1710 \text{ N/mm} - \text{ za proračun ugiba, (Tabela 4.1)}; \\
 C_u &= 1140 \text{ N/mm} - \text{ za proračun napona, (Tabela 4.2)}; \\
 \gamma_1 &= [1 + (\pi^2 E_1 A_1 e)/(C_u I^2)]^{-1} = \\
 &= [1 + (3,14^2 \cdot 33\,607 \cdot 42\,000 \cdot 50)/(1140 \cdot 4000)^2]^{-1} = 0,026; \\
 \gamma_2 &= 1,0; \\
 a_2 &= \gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)/2(\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2) = \\
 &= 0,026 \cdot 33\,607 \cdot 42\,000 \cdot (70 + 200)/2(0,026 \cdot 33\,607 \cdot 42\,000 + 1,0 \cdot 10\,920 \cdot 20\,000) = 19,42 \text{ mm}; \\
 a_1 &= 0,5(h_1 + h_2) - a_2 = 0,5(70 + 200) - 19,42 = 115,58 \text{ mm}; \\
 (EJ)_{ef} &= E_1 A_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 A_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = \\
 &= 33\,607 \cdot 17,50 \cdot 10^6 + 0,026 \cdot 33\,607 \cdot 42\,000 \cdot 115,58^2 + \\
 &+ 10\,920 \cdot 66,67 \cdot 10^6 + 1,0 \cdot 10\,920 \cdot 20\,000 \cdot 19,42^2 = 1,88 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2.
 \end{aligned}$$

Proračun napona prema jednačinama 5.46-5.49:

$$\begin{aligned}
 \text{Opterećenje } F &= 3,6 \text{ kN}; \\
 M_{\max} &= 0,5 F \cdot l/3 = 1,8 \cdot 1,33 = 2,39 \text{ kNm}; \\
 T_{\max} &= 0,5 F = 0,5 \cdot 3,6 = 1,8 \text{ kN}; \\
 \sigma_1 &= \gamma_1 E_1 a_1 M / (EJ)_{ef} = 0,026 \cdot 33\,607 \cdot 115,58 \cdot 2,39 \cdot 10^6 / 1,88 \cdot 10^{12} = 0,13 \text{ MPa}; \\
 \sigma_{m,1} &= 0,5 E_1 h_1 M / (EJ)_{ef} = 0,5 \cdot 33\,607 \cdot 70 \cdot 2,39 \cdot 10^6 / 1,88 \cdot 10^{12} = 1,50 \text{ MPa}; \\
 \sigma_2 &= \gamma_2 E_2 a_2 M / (EJ)_{ef} = 1,0 \cdot 10\,920 \cdot 19,42 \cdot 2,39 \cdot 10^6 / 1,88 \cdot 10^{12} = 0,27 \text{ MPa}; \\
 \sigma_{m,2} &= 0,5 E_2 h_2 M / (EJ)_{ef} = 0,5 \cdot 10\,920 \cdot 200 \cdot 2,39 \cdot 10^6 / 1,88 \cdot 10^{12} = 1,39 \text{ MPa}.
 \end{aligned}$$

- Konačni naponi u preseku:

- ① beton gore = $-(\sigma_{m,1} + \sigma_1) = -1,63 \text{ MPa}$;
- ② beton dole = $\sigma_{m,1} - \sigma_1 = 1,37 \text{ MPa}$;
- ③ drvo gore = $-(\sigma_{m,2} - \sigma_2) = -1,12 \text{ MPa}$;
- ④ drvo dole = $\sigma_{m,2} + \sigma_2 = 1,66 \text{ MPa}$.

- Napon smicanja:

$$\begin{aligned}
 \tau_{2,\max} &= 0,5 \cdot E_2 b_2 h^2 T / [b_2 (EJ)_{ef}] = \\
 &= 0,5 \cdot 10\,920 \cdot 100 (100 + 19,42)^2 \cdot 1800 / (100 \cdot 1,88 \cdot 10^{12}) = 0,07 \text{ MPa}.
 \end{aligned}$$

- Sila u spojnom sredstvu:

$$F_1 = \gamma_1 E_1 A_1 a_1 e T / (EJ)_{ef} =$$

$$= 0,026 \cdot 33607 \cdot 42000 \cdot 115,58 \cdot 50 \cdot 1800 / 1,88 \cdot 10^{12} = 203 \text{ N.}$$

Proračun ugiba:

$$\gamma_1 = [1 + (\pi^2 E_1 A_1 e) / (C_s \cdot l^2)]^{-1} = 0,038;$$

$$\gamma_2 = 1,0;$$

$$a_2 = \gamma_1 E_1 A_1 a_1 (h_1 + h_2) / 2 (\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2) = 26,62 \text{ mm};$$

$$a_1 = 0,5 (h_1 + h_2) - a_2 = 108,38 \text{ mm};$$

$$(EJ)_{ef} = E_1 J_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 J_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = 2,09 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2;$$

$$u = 23 \cdot 0,5 \cdot F \cdot l^3 / 648 (EJ)_{ef} = 23 \cdot 0,5 \cdot 3600 \cdot 4000^3 / 648 \cdot 2,09 \cdot 10^{12} = 1,96 \text{ mm.}$$

Po prethodnoj proceduri sračunati su naponi i ugib, kao i sila u spojnim sredstvima, za sve nosače koji su ispitivani za odabrane karakteristične nivoe opterećenja i prikazani u Tabelama 5.2-5.5. U ovim tabelama su zbog poređenja date i merene vrednosti napona i ugiba.

Kao merene vrednosti u tabelama su date srednje vrednosti napona i ugiba za odgovarajuće nosače.

Tabela 5.2 - Računske i merene vrednosti napona i ugiba za nosač tipa EP

F [kN]	3,6		6,0		30,0		48,0	
	računski	mereno	računski	mereno	računski	mereno	računski	mereno
$\sigma_{\textcircled{1}}$ [MPa]	-1,63	-1,14	-2,71	-1,90	-13,57	-10,71	-21,72	-16,08
$\sigma_{\textcircled{2}}$ [MPa]	1,37	0,67	2,29	1,11	11,43	6,25	18,28	11,29
$\sigma_{\textcircled{3}}$ [MPa]	-1,12	-0,23	-1,87	-0,38	-9,36	-4,29	-14,96	-13,04
$\sigma_{\textcircled{4}}$ [MPa]	1,66	1,34	2,77	2,23	13,86	12,51	22,18	22,52
u [mm]	1,96	1,76	3,26	2,94	16,31	19,25	26,09	41,98
$\tau_{2,\max}$ [MPa]	0,07	/	0,12	/	0,62	/	0,99	/
F_1 [kN]	0,20	/	0,34	/	1,69	/	2,71	/

b) Nosač tipa EK

- Proračun napona:

$$A_1 = 42\,000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 20\,000 \text{ mm}^2$$

$$J_1 = 17,15 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$J_2 = 66,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_1 = 33\,607 \text{ N/mm}^2$$

$$E_2 = 10\,920 \text{ N/mm}^2$$

$$e = 50 \text{ mm}$$

$$C_u = 1800 \text{ N/mm}$$

$$\gamma_1 = 0,04$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

$$a_1 = 107,27 \text{ mm}$$

$$a_2 = 27,73 \text{ mm}$$

$$(EJ)_{ef} = 1,89 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

- Proračun ugiba:

$$C_s = 2710 \text{ N/mm}$$

$$\gamma_1 = 0,06$$

$$a_1 = 97,28 \text{ mm}$$

$$(EJ)_{ef} = 2,42 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

$$a_2 = 37,72 \text{ mm}$$

Tabela 5.3 - Računske i merene vrednosti napona i ugiba za nosač tipa EK

F [kN]	3,6		6,0		30,0		42,0	
	računski	mereno	računski	mereno	računski	mereno	računski	mereno
$\sigma_{\textcircled{1}}$ [MPa]	-1,67	-1,27	-2,78	-2,12	-13,94	-11,24	-19,51	-20,61
$\sigma_{\textcircled{2}}$ [MPa]	1,31	0,58	2,18	0,97	10,90	5,99	15,00	12,00
$\sigma_{\textcircled{3}}$ [MPa]	-1,00	-0,18	-1,67	-0,30	-8,33	-5,17	-11,67	-12,16
$\sigma_{\textcircled{4}}$ [MPa]	1,76	1,33	2,95	2,21	14,73	13,49	20,61	21,76
u [mm]	1,69	1,71	2,82	2,85	14,10	19,95	19,74	37,48
$\tau_{2,\max}$ [MPa]	0,08	/	0,14	/	0,71	/	0,99	/
F_1 [kN]	0,29	/	0,48	/	2,42	/	3,38	/

c) Nosač tipa ZP

- Proračun napona:

$$A_1 = 42\,000 \text{ mm}^2$$

$$J_1 = 17,15 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_1 = 34\,651 \text{ N/mm}^2$$

$$e = 100 \text{ mm}$$

$$C_u = 1720 \text{ N/mm}$$

$$\gamma_1 = 0,02$$

$$a_1 = 119,12 \text{ mm}$$

$$(EJ)_{ef} = 1,79 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$A_2 = 20\,000 \text{ mm}^2$$

$$J_2 = 66,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_2 = 10\,920 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

$$a_2 = 15,88 \text{ mm}$$

- Proračun ugiba:

$$C_s = 2580 \text{ N/mm}$$

$$\gamma_1 = 0,03$$

$$a_1 = 112,51 \text{ mm}$$

$$(EJ)_{ef} = 1,99 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

$$a_2 = 22,49 \text{ mm}$$

Tabela 5.4 - Računske i merene vrednosti napona i ugiba za nosač tipa ZP

F [kN]	3,6		6,0		30,0		36,0	
	računski	mereno	računski	mereno	računski	mereno	računski	mereno
$\sigma_{\textcircled{1}}$ [MPa]	-1,73	-1,46	-2,88	-2,46	-14,44	-13,45	-17,32	-17,33
$\sigma_{\textcircled{2}}$ [MPa]	1,51	0,76	2,52	1,33	12,60	9,51	15,12	14,25
$\sigma_{\textcircled{3}}$ [MPa]	-1,23	-0,37	-2,04	-0,62	-10,24	-5,40	-12,28	-7,28
$\sigma_{\textcircled{4}}$ [MPa]	1,69	1,42	2,82	2,36	14,10	13,37	16,92	17,40
u [mm]	2,06	1,73	3,42	2,89	17,12	19,08	20,55	26,85
$\tau_{2,\max}$ [MPa]	0,07	/	0,12	/	0,61	/	0,74	/
F_1 [kN]	0,35	/	0,58	/	2,90	/	3,49	/

d) Nosač tipa ZK

- Proračun napona:

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 42\,000 \text{ mm}^2 & A_2 &= 20\,000 \text{ mm}^2 \\
 J_1 &= 17,15 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 & J_2 &= 66,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \\
 E_1 &= 34\,651 \text{ N/mm}^2 & E_2 &= 10\,920 \text{ N/mm}^2 \\
 e &= 100 \text{ mm} \\
 C_u &= 19490 \text{ N/mm} \\
 \gamma_1 &= 0,18 & \gamma_2 &= 1,0 \\
 a_1 &= 61,38 \text{ mm} & a_2 &= 73,62 \text{ mm} \\
 (EJ)_{ef} &= 3,49 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

- Proračun ugiba:

$$\begin{aligned}
 C_s &= 29240 \text{ N/mm} \\
 \gamma_1 &= 0,25 & \gamma_2 &= 0 \\
 a_1 &= 50,64 \text{ mm} & a_2 &= 84,36 \text{ mm} \\
 (EJ)_{ef} &= 3,81 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

Tabela 5.5 - Računske i merene vrednosti napona i ugiba za nosač tipa ZK

F [kN]	3,6		6,0		30,0		48,0	
	računski	mereno	računski	mereno	računski	mereno	računski	mereno
$\sigma_{\text{①}}$ [MPa]	-1,09	-1,22	-1,83	-2,02	-9,12	-12,29	-14,59	-16,68
$\sigma_{\text{②}}$ [MPa]	0,57	0,48	0,95	0,80	4,74	3,84	7,59	4,44
$\sigma_{\text{③}}$ [MPa]	-0,20	-0,39	-0,33	-0,65	-1,64	-2,65	-2,64	-3,74
$\sigma_{\text{④}}$ [MPa]	1,30	1,35	2,17	2,26	10,84	13,34	17,34	18,65
u [mm]	1,07	1,63	1,78	2,73	8,94	13,10	14,31	20,70
$\tau_{2,\text{max}}$ [MPa]	0,09	/	0,14	/	0,71	/	1,13	/
F_1 [kN]	0,83	/	1,38	/	6,91	/	11,06	/

Za sile loma svakog ispitivanog nosača posebno su, u Tabeli 5.6, date računске vrednosti maksimalnih sila u jednom spojnom sredstvu, kao i računске vrednosti maksimalnih smičućih napona. U ovoj tabeli su, takođe, prikazane i vrednosti maksimalnih sila u spojnom sredstvu dobijene na osnovu ispitivanja odgovarajućih modela na smicanje kao i vrednosti odgovarajućih dopuštenih sila u spojnom sredstvu prema važećim JUS standardima. Ove, dopuštene, sile po spojnom sredstvu određene su kao maksimalne sile podeljene sa koeficijentom 2,75 (${}_{\text{dop}}F_{2,75}$), odnosno kao sile pri pomeranju u vezi od 1,5 mm (${}_{\text{dop}}F_{1,5}$), kako nalaže JUS standard.

Tabela 5.6 - Maksimalne sile u spojnom sredstvu i naponi smicanja pri lomu nosača

	Nosači				Modeli na smicanje			
	F_{\max} [kN]	T_{\max} [kN]	F_1 [kN]	$\tau_{2,\max}$ [MPa]		F_1 [kN]	${}^{\text{dop}}F_{2,75}$ [kN]	${}^{\text{dop}}F_{1,5}$ [kN]
EP1	53,12	26,56	3,00	1,10	E1	/	/	/
					E2	4,44	1,61	2,00
EP2	52,28	26,14	2,95	1,08	E3	4,68	1,70	2,17
					E4	3,79	1,38	2,23
EK1	44,28	22,14	3,55	1,04	E5	3,68	1,34	1,85
					E6	3,38	1,23	2,17
EK2	48,80	24,40	3,91	1,15	Z1	10,78	3,92	3,58
					Z2	10,47	3,81	3,96
ZP1	42,80	21,40	4,14	0,88	Z3	10,70	3,89	3,43
					Z4	11,32	4,12	10,15
ZP2	42,00	21,00	4,07	0,86	Z5	11,75	4,27	11,75
					Z6	23,75	8,64	16,84
ZK1	50,96	25,48	11,74	1,20				
ZK2	74,40	37,20	17,14	1,75				

* * *

Prethodnom analizom obuhvaćeni su normalni naponi u sredini nosača (maksimalne vrednosti za određeni nivo opterećenja), maksimalni smičući naponi, ugibi u sredini nosača, kao i maksimalna sila u jednom spojnom sredstvu (moždaniku). Rezultati analize prikazani su u Tabelama 5.2-5.6, pri tome su date računске i merene brojne vrednosti za četiri nivoa opterećenja. Prva dva nivoa odgovaraju početnim, najnižim, opterećenjima nosača (eksploatacioni nivo), a druga dva su odabrana kao dva nivoa opterećenja neposredno pred lom nosača. Za smičuće napone i maksimalne sile u spojnom sredstvu date su i vrednosti pri lomu nosača.

Analizirajući računске i merene vrednosti normalnih napona generalno se može konstatovati da su računске vrednosti na gornjoj i donjoj ivici preseka ($\sigma_{\text{Ⓢ}}$ - beton-gore i $\sigma_{\text{Ⓣ}}$ - drvo-dole) više od merenih za sve nosače sem za nosač ZK, gde su nešto niže. Procentualno, ove razlike između merenih i računskih vrednosti po nosačima iznose:

- nosač EP $\Delta\sigma_{\text{Ⓢ}} = 26,3\%$ $\Delta\sigma_{\text{Ⓣ}} = 12,5\%$
- nosač EK $\Delta\sigma_{\text{Ⓢ}} = 18,2\%$ $\Delta\sigma_{\text{Ⓣ}} = 17,2\%$
- nosač ZP $\Delta\sigma_{\text{Ⓢ}} = 9,3\%$ $\Delta\sigma_{\text{Ⓣ}} = 10,1\%$
- nosač ZK $\Delta\sigma_{\text{Ⓢ}} = 14,3\%$ $\Delta\sigma_{\text{Ⓣ}} = 8,4\%$.

Za razliku od napona na gornjoj i donjoj ivici preseka, merene i računске vrednosti napona na spoju drvo-beton međusobno se znatno razlikuju pri nižim nivoima opterećenja. Ove razlike smanjuju pred lom nosača. Uzrok ovih razlika je svakako vrednost modula pomerljivosti koja u mnogome utiče na proračun napona. Problematika određivanja modula pomerljivosti prikazana je u Poglavlju 4.1, i kao što je već rečeno, vrednost ovog modula bitno zavisi od posmatranog nivoa opterećenja odnosno usvojene tačke na dijagramu $F-\delta$ za koju se modul pomerljivosti određuje. Iz analize date u Poglavlju 4.1 mogu se videti razlike u vrednosti modula u zavisnosti od načina njegovog određivanja. U konkretnom slučaju i broj uzoraka (modela) za smicanje utiče na vrednost modula jer su za

tip EP ispitana samo dva uzorka, a za ostale tipove po 3, što je nedovoljno da bi se sa sigurnošću moglo tvrditi da je dobijena srednja vrednost modula realna. Ovo se naročito odnosi na modele tipa ZK jer se dobijene vrednosti modula znatno razlikuju ($C_{z4}=8,04$ kN/mm, a $C_{z6}=67,20$ kN/mm).

Obzirom na navedeno, može se zaključiti da su realnije vrednosti napona u spoju spregnutih nosača dobijene eksperimentom, nego računski. Veza drveta i betona je "kruća" kod ispitivanih nosača, nego što se dobija računskim putem. Obzirom na oblik dijagrama $F-\delta$ kod ispitivanih modela veći modul pomerljivosti dobio bi se za niže nivoe opterećenja (niže od $0,4 F_{max}$), a samim tim i računska veza bi bila "kruća". Ovde se napominje da je u nekim eksperimentalnim istraživanjima, npr. V. Rajčić [124], modul pomerljivosti veze drvo-beton ostvarene trnovima $\phi 20$ određivan pri sili od $0,15 F_{max}$, kojoj odgovara pomeranje u vezi od svega $0,1$ mm, pa su i dobijeni moduli pomerljivosti mnogostruko veći ($35,0$ kN/mm). Ovo ne znači da je dobijena vrednost modula pomerljivosti u pomenutom radu realna, već samo ukazuje na razlike u načinu određivanja ovog modula.

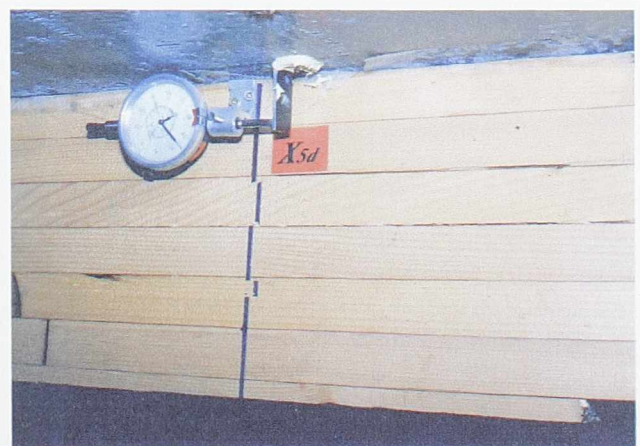
Razlika računskih i merenih vrednosti ugiba nosača u sredini raspona generalno je mnogo manja za niže nivoe opterećenja, dok se razlike povećavaju sa povećanjem opterećenja. Merene vrednosti uvek su veće od računskih. Razlike ovih vrednosti pri eksploatacionom nivou ($F=3,6$ kN) je $15,4\%$, dok je razlika pri opterećenju pred lom nosača $35,2\%$. I ova razlika rezultat je načina određivanja vrednosti modula pomerljivosti koji utiče na proračun efektivne krutosti spregnutog preseka $(EJ)_{ef}$, kao i nelinearno ponašanje nosača pri graničnom opterećenju za koje treba izvršiti korekciju modula elastičnosti materijala, o čemu je bilo reči u Poglavlju 4.2.2.

Računska vrednost napona smicanja $\tau_{2,max}$ određena je na osnovu izraza 5.48 u kome takođe figuriše $(EJ)_{ef}$, odnosno modul pomerljivosti veze. Iz Tabele 5.6 vidi se da su ovi naponi ispod dopuštenih vrednosti ($_{dop}\tau_2 = 1,2$ MPa) i pri lomu nosača, za sve nosače osim za nosač ZK2. Za nivoe opterećenja pre loma nosača ova vrednost napona smicanja manja je od dopuštene za sve nosače. Promenom modula pomerljivosti povećava se efektivna krutost preseka, pa je samim tim i napon smicanja manji.

Smicanje nosača, odnosno smicanja u drvetu u zoni oko neutralne ose konstatovano je i u eksperimentu, slika 5.6. Pomeranja vidljiva na slici konstatovana su neposredno pred lom nosača ZK2 (u eksperimentu ovaj nosač ima oznaku Z_4).



a)



b)

Slika 5.6 - Smicanje u drvetu pri lomu nosača (a) i detalj smicanja (b)

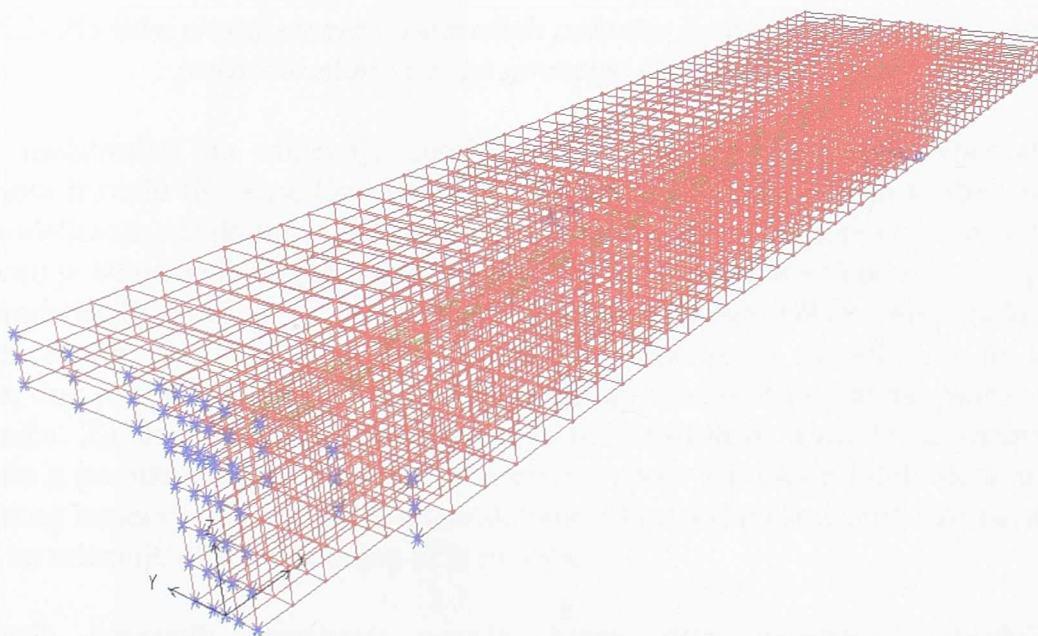
Vrednosti sile u spojnom sredstvu dobijene su računski za različite nivoe opterećenja. Njihove maksimalne vrednosti (pri lomu nosača) upoređene su sa maksimalnim vrednostima dobijenim na osnovu dijagrama $F-\delta$ za smicanje (slika 4.2-4.5), odnosno sa dopuštenim vrednostima prema JUS standardima. Poređenje ovih (maksimalnih) vrednosti je realnije od poređenja napona i ugiba obzirom da su obe dobijene na osnovu istog dijagrama $F-\delta$. Kod računске vrednosti sile u spojnom sredstvu nosača ovaj dijagram utiče preko modula pomeřljivosti, a kod modela za smicanje, maksimalna sila određena je pri pomeranju veze od 15 mm ili pri stvarnom lomu uzorka. Za nosače spojene ekserima (tip EP i tip EK) vrednosti maksimalnih sila F_1 su približno jednake maksimalnim silama kod modela na smicanje, dok je za nosač spojen zavrtanjima (tip ZP) razlika ovih sila $\sim 2,5$ puta. Za nosač tipa ZK razlika iznosi 7%. Objašnjenje ovih razlika leži u dijagramima $F-\delta$ i kriterijumu određivanja maksimalne sile. Povećanje broja uzoraka za ispitivanje smicanja između drveta i betona svakako bi dovelo do realnijih dijagrama $F-\delta$ i mogućnosti statističke obrade podataka koja bi rezultirala tačnijem određivanju maksimalne sile u spojnom sredstvu.

6. NUMERIČKA ANALIZA

Numerička analiza, kontrola i verifikacija eksperimentalnog istraživanja, sprovedena je primenom metode konačnih elemenata (*MKE*). U ovu svrhu korišćen je postojeći komercijalni programski paket za statičku i dinamičku analizu konstrukcija: *SAP2000-Nonlinear ver. 6.10*, formiranjem 3D modela polovine nosača koji su eksperimentalno ispitivani. Pri analizi je iskorišćena simetrija nosača i opterećenja, pa je tretirana samo polovina nosača.

6.1. Numeričko modeliranje ispitivanih nosača

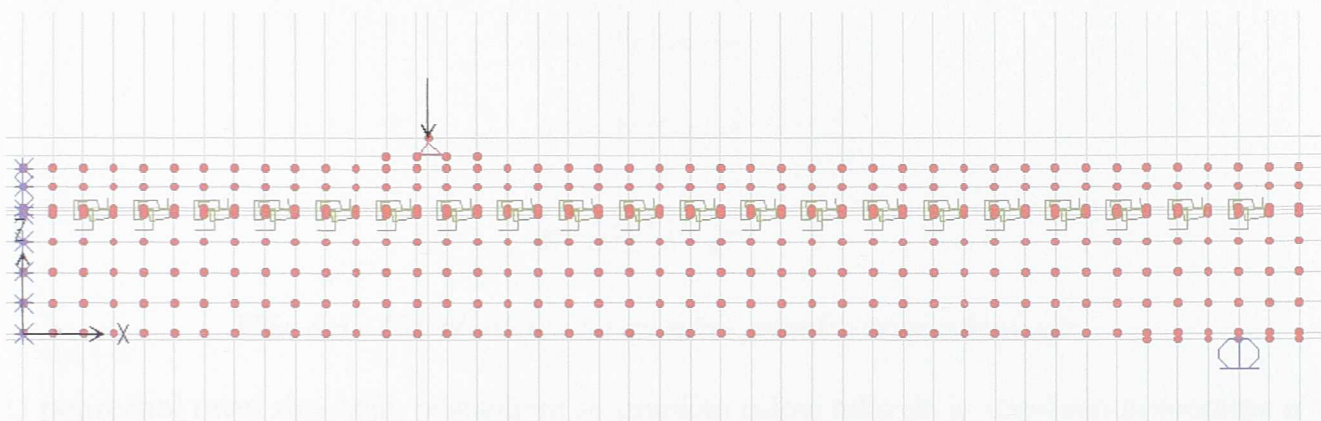
Eksperimentalno ispitivani sregnuti nosači sa elementima za raspodelu apliciranog opterećenja, kao i elementima za sprezanje, modelirani su primenom više tipova konačnih elemenata dostupnim u primenjenom programskom paketu *SAP2000 - Nonlinear*.



Slika 6.1 - Trodimenzionalni model polovine nosača korišćen za numeričku analizu

Delovi nosača izrađeni od betona i drveta modelirani su isključivo tzv. *solid* konačnim elementima - prostornim trodimenzionalnim konačnim elementima sa 8 čvorova ugrađenim u korišćeni programski paket. Ovi elementi u svakom čvoru imaju 6 stepeni slobode pomeranja, tri pomeranja i tri obrtanja - u_x , u_y , u_z , φ_x , φ_y i φ_z , što znači da su primenjeni elementi sa 48 stepeni slobode pomeranja. Deo polovine nosača koji je izrađen od lepljenog lameliranog drveta, širine 10 cm i visine 20 cm, modeliran je sa 692 *solid* konačna elementa, pri čemu su usvojena 4 reda konačnih elemenata po visini i 4 reda konačnih elemenata po širini nosača. Armiranobetonska ploča, širine 60 cm i debljine 7 cm, modelirana je pomoću 840 *solid* konačnih elemenata. Pri ovome su usvojena 2 reda elemenata po debljini ploče i 10 reda elemenata po širini ploče, slika 6.1.

Spojna sredstva (moždanici), odnosno ekseri i zavrtnjevi, modelirani su pomoću *Nllink* elemenata (*Nllink* - Nonlinear link element), za opisivanje plastičnog ponašanja grednih elemenata. Ovim elementima moguće je modelirati ponašanje štapastih sistema u elastičnoj i plastičnoj oblasti. *Nllink* elementi imaju po dva čvora i načelno mogu imati do šest stepeni slobode pomeranja u svakom čvoru, tri pomeranja i tri obrtanja. Međutim, zbog jednostavnosti modela, usvojeno je da ovi elementi za povezivanje imaju krutost samo u aksijalnom pravcu.

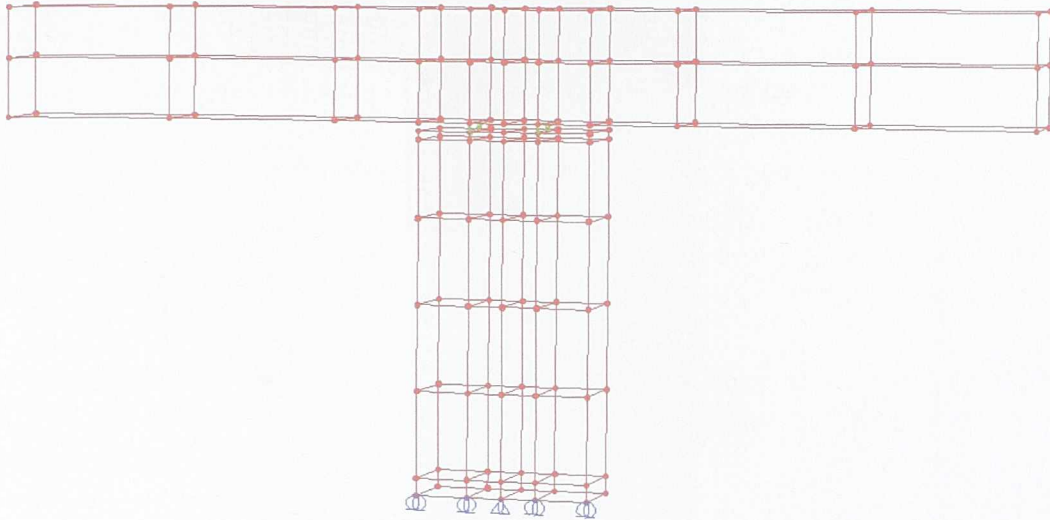


Slika 6.2 - Podužni presek numeričkog modela polovine nosača u ravni spojnih sredstava sa prikazom elemenata za sprezanje (Nllink elemenata)

Krutost moždanika na smicanje modelirana je horizontalno postavljenim ovakvim elementima između dva susedna čvora na rastojanju od 5 cm, dok je krutost na odizanje ploče modelirana vertikalnim elementima. Za slučaj gde su spojna sredstva bili ekseri, postavljeno je 80 ovakvih elemenata u dva reda na mestima gde su kod nosača i postavljena spojna sredstva. Svaki ekser je modeliran praktično sa po dva *Nllink* elementa koji \pm rade \pm u pravcu svojih podužnih osa. Horizontalnim elementom modelirana je krutost na smicanje, dok je vertikalnim elementom modelirana krutost na odizanje ploče od drvenog dela nosača. Za slučaj gde su spojna sredstva bili zavrtnjevi, u model je uneto 40 *Nllink* elemenata u podužnoj ravni simetrije na mestima spoja AB ploče i dela nosača izrađenog od lepljenog lameliranog drveta: 20 za modeliranje krutosti na smicanje i 20 za modeliranje krutosti na odizanje ploče od donjeg dela nosača.

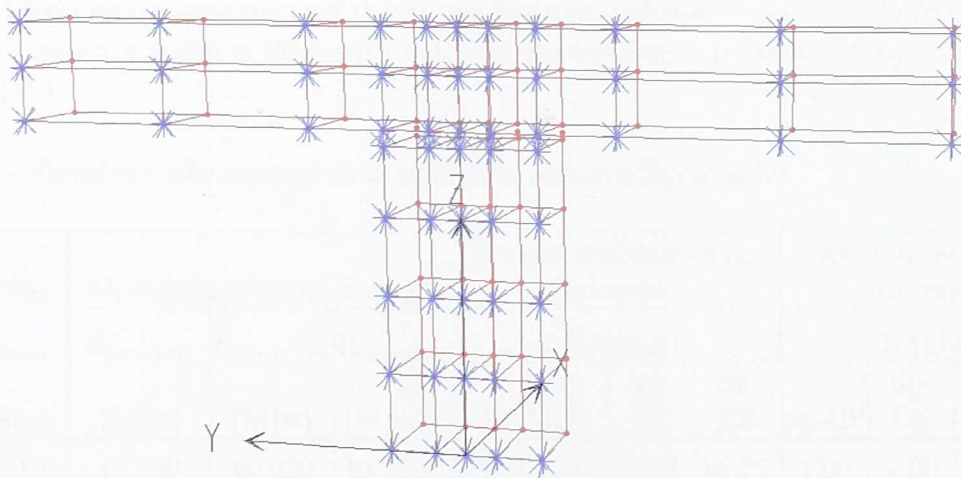
Pored ovih, osnovnih, elemenata nosača (beton, drvo, moždanici), modelirani su i sekundarni elementi: oslonačke ploče i profili za apliciranje opterećenja i to pomoću *solid* konačnih elemenata sa karakteristikama čelika. Na mestu apliciranja sile, zbog centrisanja opterećenja, postavljeni su trougaoni konačni elementi ljuske (*shell* konačni elementi), sa tri čvora i sa po tri nepoznata pomeranja i tri obrtanja u svakom čvoru, tj. sa po šest stepeni slobode pomeranja u čvorovima. Ovi elementi su praktično napregnuti samo u svojoj ravni, i svrha im je da izvrše raspodelu opterećenja na nosač i to na isti način kakav je bilo prilikom izvođenja eksperimenta.

Granični uslovi, odnosno uslovi oslanjanja, modelirani su u potpunoj saglasnosti sa eksperimentalnim ispitivanjima. Na mestima oslanjanja nosača, u donjim čvorovima oslonačkih ploča postavljeni su pokretni oslonci sa dopuštenim pomeranjem u podužnom pravcu, i dopuštenim svim obrtanjima ($u_x \neq 0$, $u_y = u_z = 0$, $\varphi_x \neq 0$, $\varphi_y \neq 0$ i $\varphi_z \neq 0$), slika 6.3.



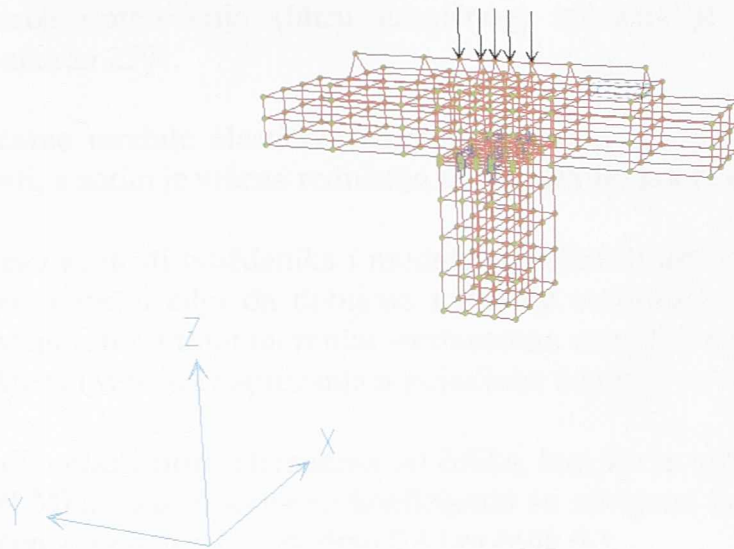
Slika 6.3 - Uslovi oslanjanja nosača - presek u zoni oslanjanja

U poprečnoj ravni simetrije, postavljeni su granični uslovi tako da je sprečeno pomeranje u podužnom pravcu i obrtanje oko poprečne horizontalne ose (y ose) ($u_x = 0$, $u_y \neq 0$, $u_z \neq 0$, $\varphi_x \neq 0$, $\varphi_y = 0$ i $\varphi_z \neq 0$), slika 6.4.



Slika 6.4 - Granični uslovi u osi simetrije

Opterećenje na modelu zadato je u čvorovima trougaonih *shell* elemenata kako bi se postigla dispozicija opterećenja kakva je bila prilikom eksperimenta s obzirom da je u podužnom pravcu usvojena mreža čvorova konačnih elemenata nosača na konstantnom razmaku od 5cm. Sile su aplicirane na čvorove koji se nalaze u zoni širine rebra nosača izrađenog od lepljenog lameliranog drveta, slika 6.5.



Slika 6.5 - Deo modela u zoni nanošenja opterećenja

Prilikom numeričke analize posebna pažnja posvećena je karakteristikama materijala kao i krutostima spojnih sredstava primenjenim za sprezanje. S obzirom da su svi tipovi nosača tretirani praktično do graničnog stanja, evidentno je da su materijali i spojna sredstva ušli u zonu nelinearnog ponašanja. S obzirom da korišćeni softverski paket dopušta samo linearnu analizu za sve korišćene tipove konačnih elemenata (izuzev *Nllink* elemenata u tzv. direktnoj dinamičkoj analizi), opisivanje nelinearnog ponašanja materijala modelirano je promenom karakteristika materijala - modula elastičnosti, za različite nivoe opterećenja. Takođe, za opterećenja bliska graničnom izvršena je i redukcija krutosti sredstava za sprezanje. Ovde treba napomenuti da su ove krutosti određene na osnovu eksperimentalno dobijenih dijagrama datih u Poglavlju 4.1. Podaci korišćeni u numeričkoj analizi prikazani su u Tabeli 6.1.

Tabela 6.1 - Karakteristike materijala korišćene u numeričkoj analizi

Sila F [kN]	Beton E_{beton} [Mpa]	Modul elastičnosti drveta			Krutost moždanika na smicanje				Krutost moždanika na odizanje ploče			
		$E_{\text{drvo-gore}}$ [Mpa]	$E_{\text{drvo-sredina}}$ [Mpa]	$E_{\text{drvo-dole}}$ [Mpa]	K [kN/mm]				K [kN/mm]			
					tip-EP	tip-EK	tip-ZP	tip-ZK	tip-EP	tip-EK	tip-ZP	tip-ZK
3.6	34 000	10 920	10 920	10 920	2.50	2.80	5.50	16.75	1.00	1.00	1.00	1.00
6.0	34 000	10 920	10 920	10 920	2.50	2.80	5.50	16.75	1.00	1.00	1.00	1.00
12.0	34 000	10 920	10 920	10 920	2.50	2.80	5.50	16.75	1.00	1.00	1.00	1.00
18.0	34 000	10 920	10 920	10 920	2.50	2.80	5.50	16.75	1.00	1.00	1.00	1.00
24.0	23 000	7 700	10 920	6 600	2.50	2.80	5.50	16.75	1.00	1.00	1.00	1.00
30.0	23 000	7 700	10 920	6 600	2.50	2.80	5.50	16.75	1.00	1.00	1.00	1.00
36.0	19 800	6 600	7 700	5 500	1.88	2.10	4.13	12.56	0.75	0.75	0.75	0.75
42.0	19 800	6 600	7 700	5 500	1.88	2.10	4.13	12.56	0.75	0.75	0.75	0.75
48.0	19 800	6 600	7 700	5 500	1.88	2.10	4.13	12.56	0.75	0.75	0.75	0.75

Vrednosti koeficijenta K određene su kao tangens ugla početnih (linearnih) delova eksperimentalno dobijenih dijagrama $F - \delta$ (slike 4.2 - 4.5), za različite tipove sprezanja. Za

više nivoe opterećenja (blizu graničnog) izvršena je redukcija (smanjenje) krutosti moždanika za 25%.

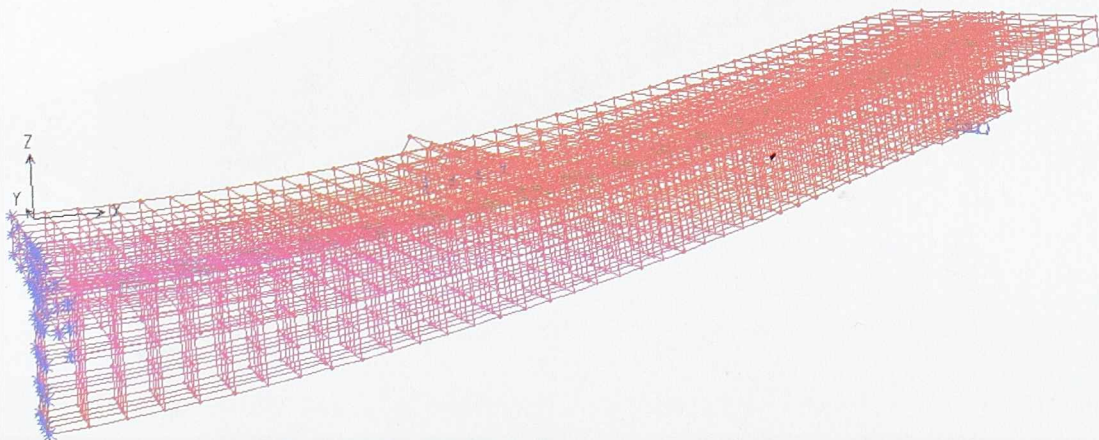
Za početne module elastičnosti betona i drveta usvojene su eksperimentalno određene vrednosti, a zatim je vršena redukcija sa određenim koeficijentima.

Redukcija krutosti moždanika i modula elastičnosti drveta i betona izvršena je u nekoliko iteracija, a sve u cilju da dobijene računске vrednosti ugiba nosača što je moguće više odgovaraju referentnim merenim vrednostima u sredini nosača. Pri ovome se vodilo računa o karakteru i veličina naprežanja u pojedinim zonama po visini spregnutog preseka.

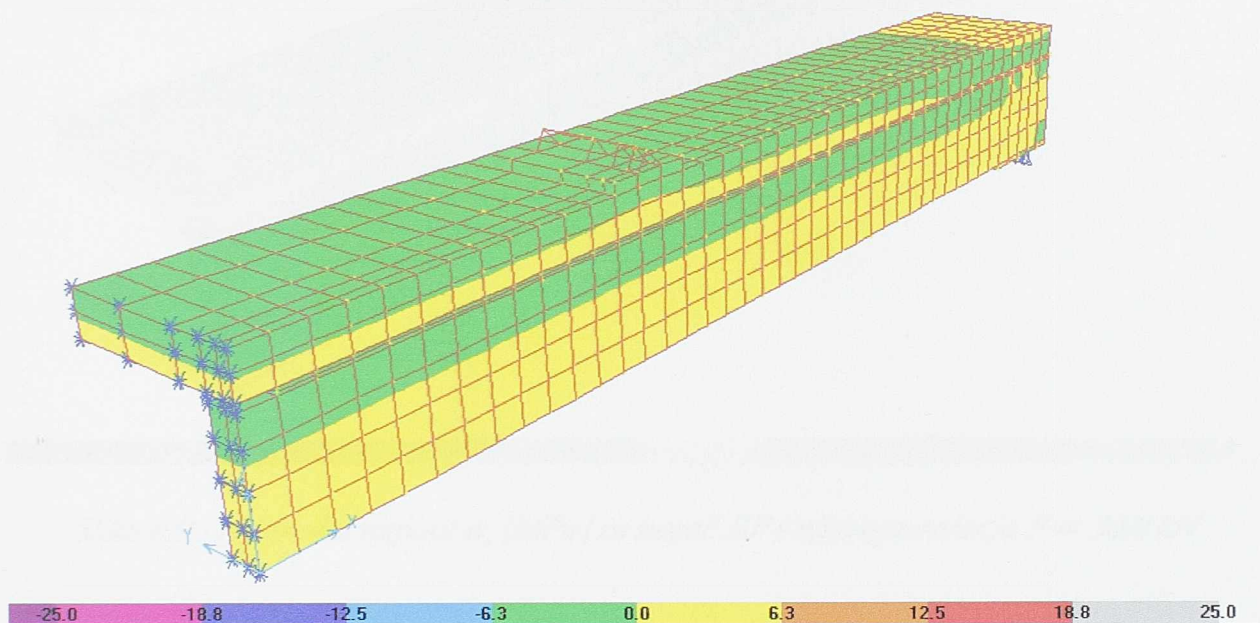
Za moduo elastičnosti elemenata od čelika, kao što je uobičajeno, usvojena je vrednost od 210 000 MPa. Za Poasonove koeficijente su usvojene konstantne vrednosti za sve nivoe opterećenja: za beton 0.2, za drvo 0.4 i za čelik 0.3.

6.2. Rezultati numeričke analize i njihova komparacija sa eksperimentalnim i analitičkim rezultatima

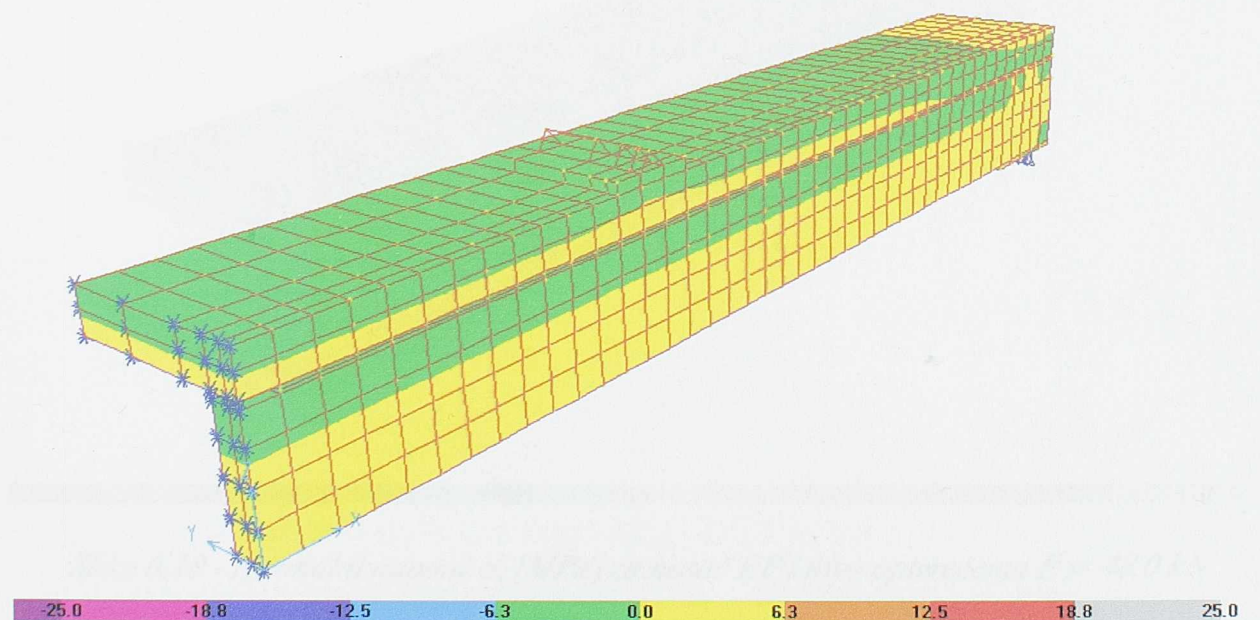
Numerička analiza na prethodno opisanom modelu konačnih elemenata spregnutih nosača izvršena je za sve tipove ispitivanih nosača i za sve nivoe opterećenja koja su aplicirana pri eksperimentalnim ispitivanjima. Proračun je vršen u nekoliko iteracija posle analize dobijenih rezultata u prethodnoj iteraciji, pri tome su u svakoj iteraciji menjane vrednosti modula elastičnosti i krutosti moždanika pri višim nivoima opterećenja. Iterativni postupak obustavljen je kada je dobijeno dobro slaganje merenih i računskih vrednosti, pre svega ugiba, ali i normalnih napona. Na sledećim stranama ilustrovano su prikazani ugibi i naponi za nosače tipa EP i EK za neke (odabrane) nivoe opterećenja. Da bi se što jasnije pokazala promena napona duž nosača, ako i u poprečnim presecima, napravljen je podužni presek u osi simetrije.



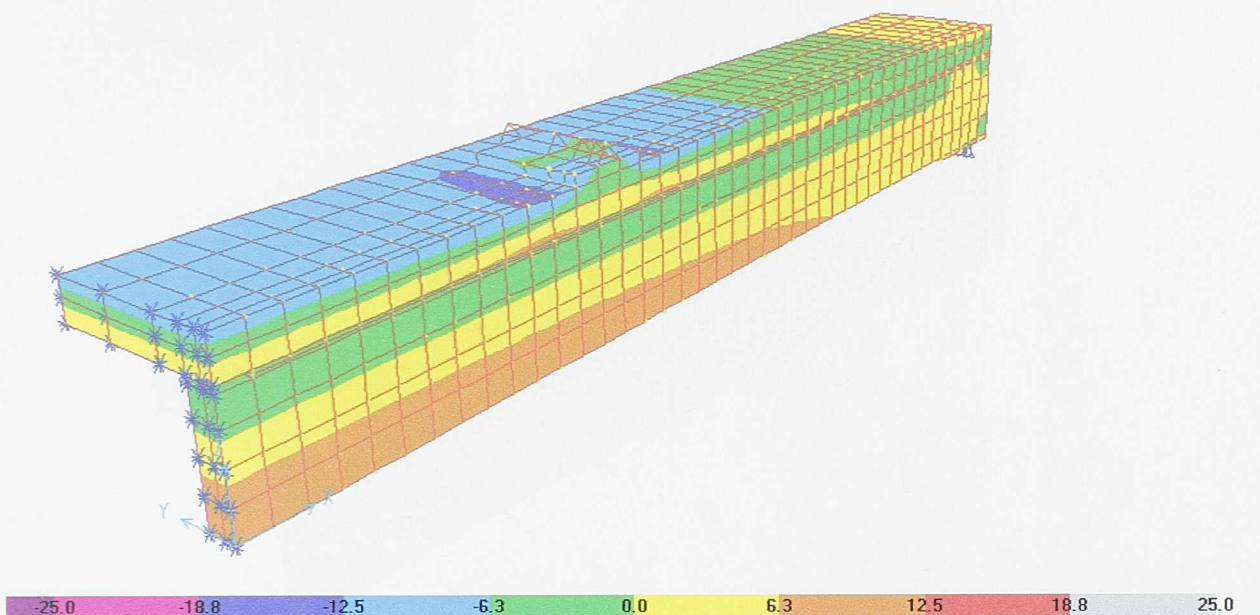
Slika 6.6 - Deformisani oblik nosača EP za nivo opterećenja $F = 6.0 \text{ kN}$



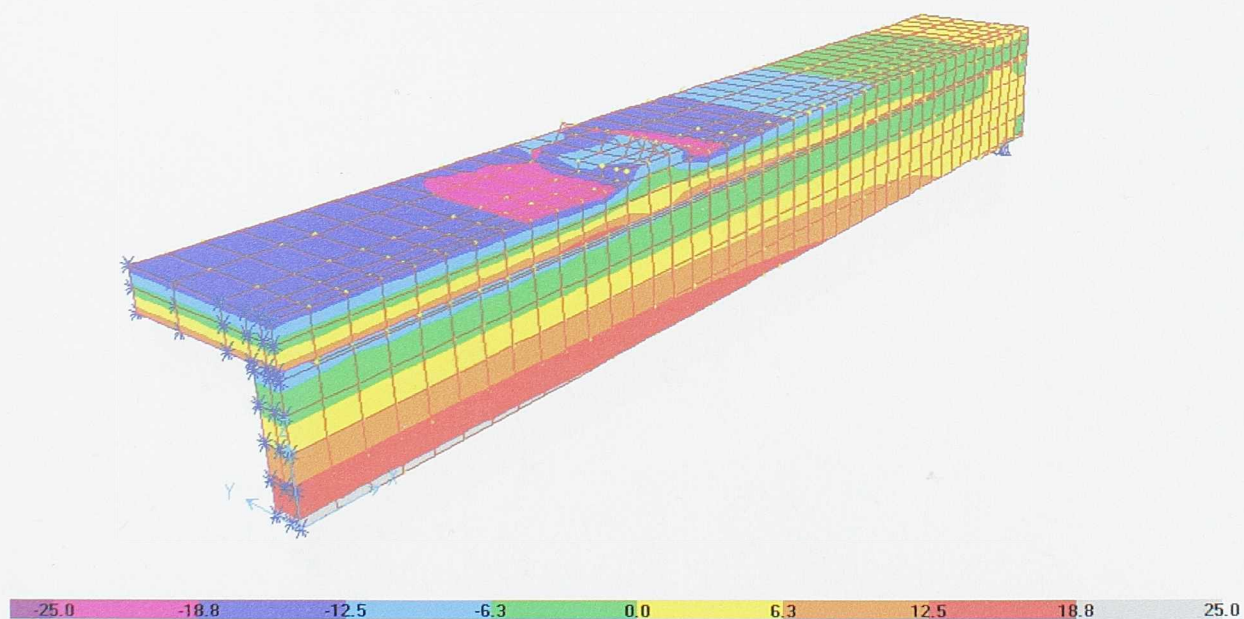
Slika 6.7 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač EP i nivo opterećenja $F = 3.6 \text{ kN}$



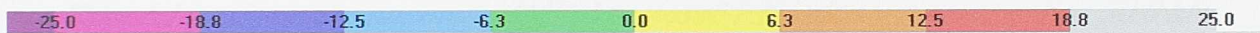
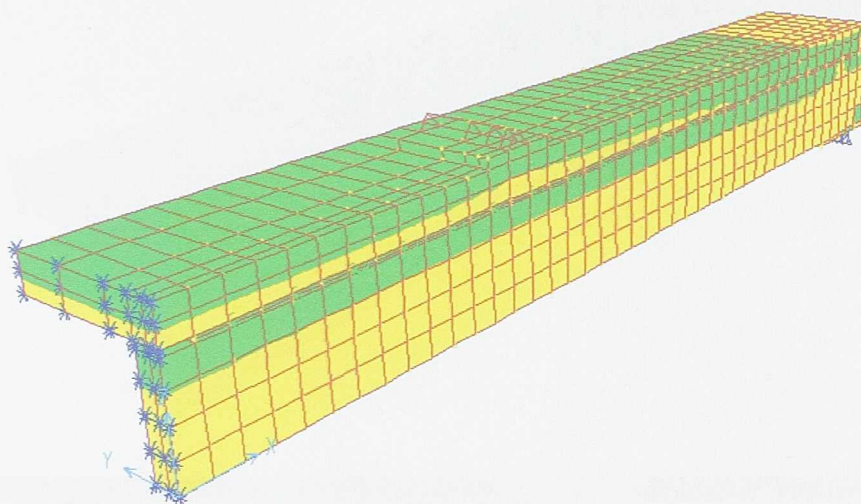
Slika 6.8 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač EP i nivo opterećenja $F = 6.0 \text{ kN}$



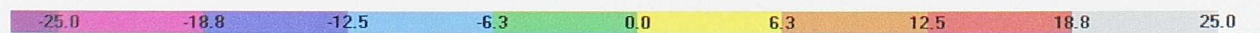
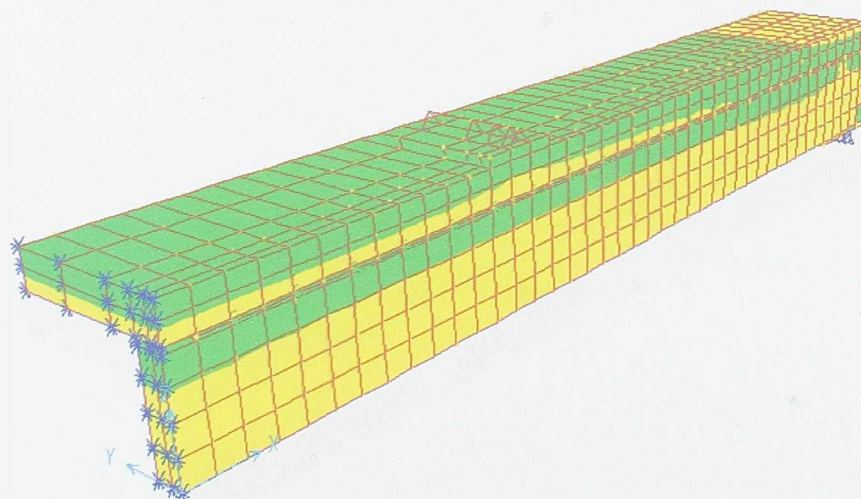
Slika 6.9 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač EP i nivo opterećenja $F = 30.0$ kN



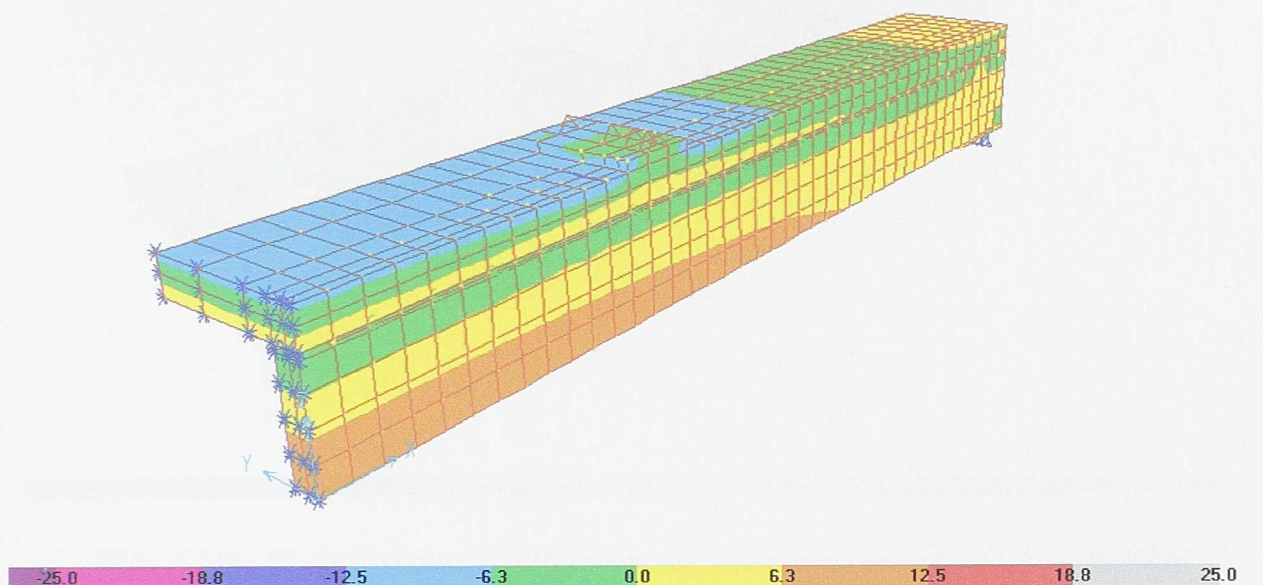
Slika 6.10 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač EP i nivo opterećenja $F = 48.0$ kN



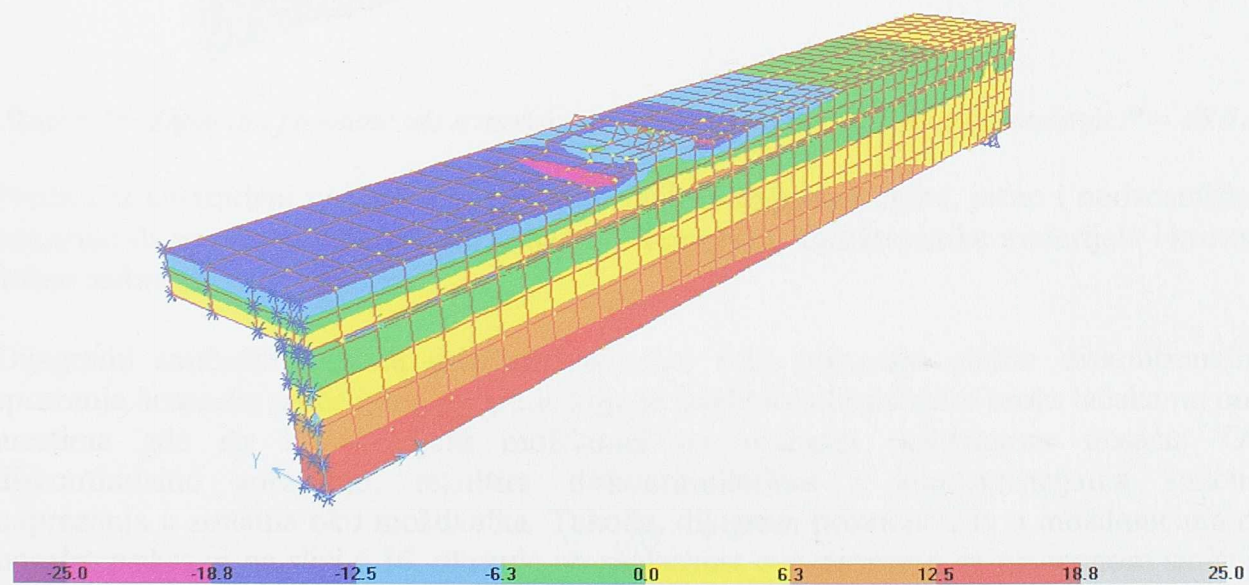
Slika 6.11 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač ZK i nivo opterećenja $F = 3.6$ kN



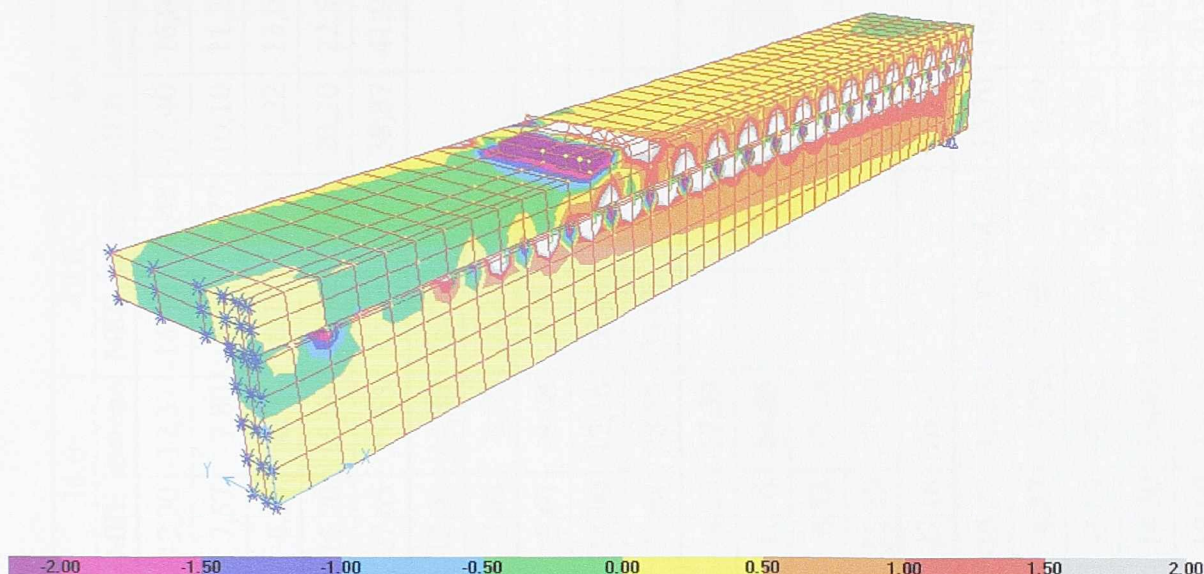
Slika 6.12 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač ZK i nivo opterećenja $F = 6.0$ kN



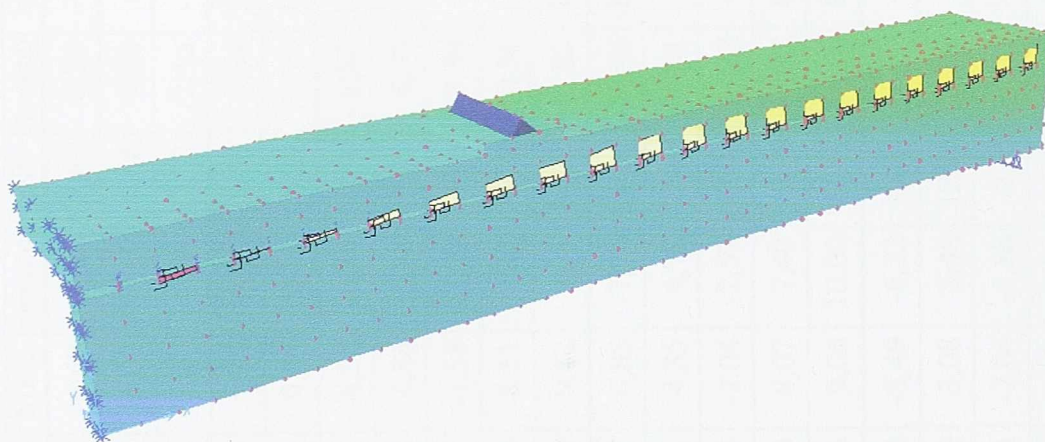
Slika 6.13 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač ZK i nivo opterećenja $F = 30.0 \text{ kN}$



Slika 6.14 - Normalni naponi σ_x [MPa] za nosač ZK i nivo opterećenja $F = 48.0 \text{ kN}$



Slika 6.15 - Smičući naponi [MPa] za nosač ZK i nivo opterećenja $F = 48.0 \text{ kN}$



Slika 6.16 - Dijagram promene sila u moždanicima duž nosača ZK za nivo opterećenja $P = 48.0 \text{ kN}$

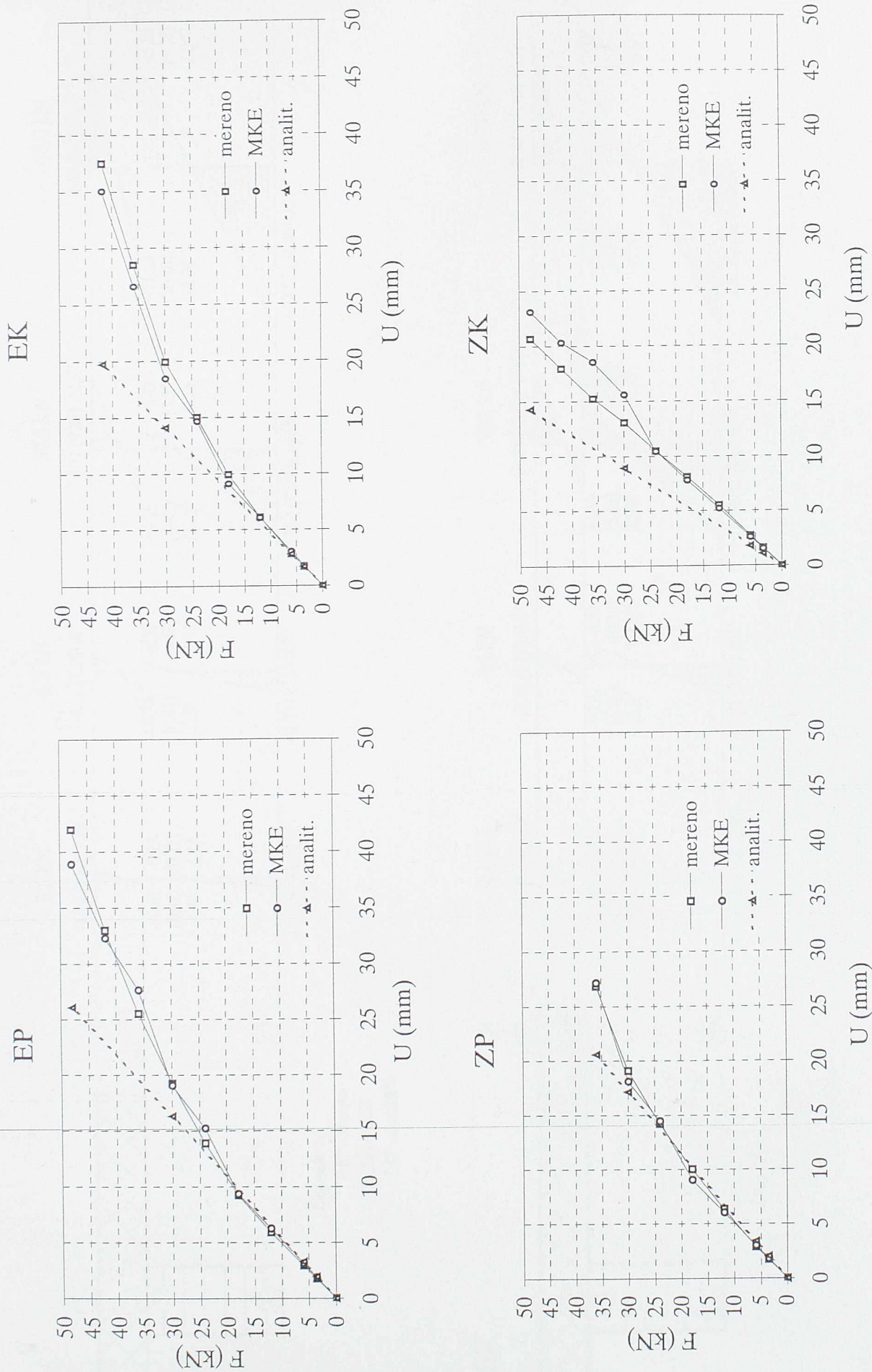
Prethodni ilustrativni prikaz raspodele normalnih napona i ugiba, jasno i nedvosmisleno pokazuje da su prezentirani model konačnih elemenata, karakteristike materijala i krutosti, dobro izabrani.

Dijagrami smičućih napona prikazani na slici 6.15 pokazuju efekte diskontinualnog sprezanja betonske ploče i drvene grede koje je izvršeno u konačnom broju tačaka na onim mestima gde su i postavljeni moždanici na realnom ispitivanom nosaču. Ovo, diskontinualno sprezanje, rezultira diskontinuitetima i koncentracijama smičućih naprezanja u zonama oko moždanika. Takođe, dijagram promene sila u moždanicima duž nosača, prikazan na slici 6.16, ukazuje na saglasnost ove promene sa promenom smičućih naprezanja odnosno transverzalnih sila duž nosača, pri graničnom poprečnom opterećenju.

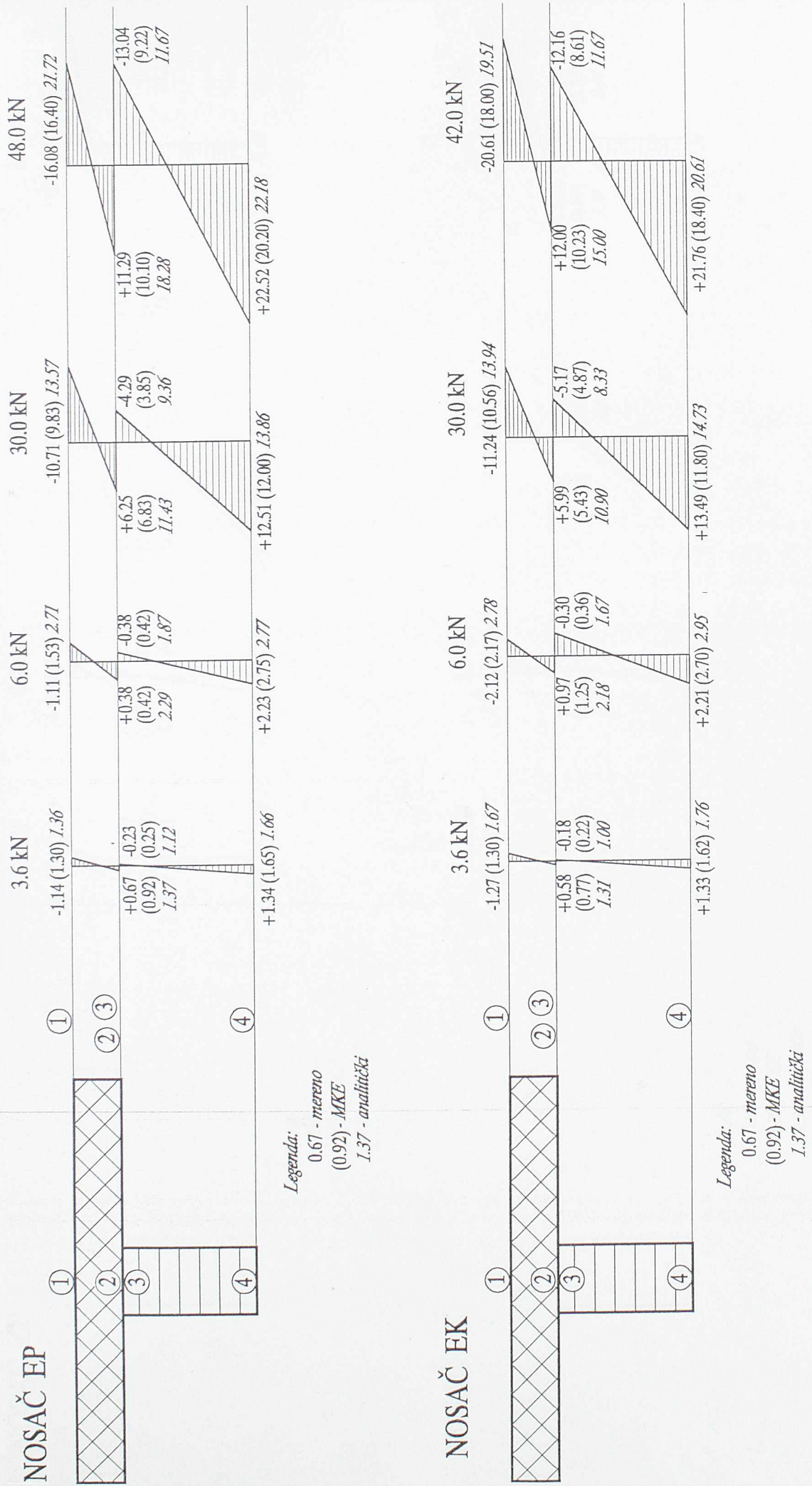
Poređenje računskih i merenih vrednosti napona i ugiba date su u Tabeli 6.2, pri tome su za merene vrednosti uzete srednje vrednosti napona i ugiba za dva nosača odgovarajućeg tipa. Radi lakše i preglednije komparacije merenih, numeričkih i analitičkih vrednosti, na slikama 6.17 - 6.19 dati su dijagrami ugiba i napona za sve nosače i za karakteristične novoe opterećenja (eksploatacione i granične).

Tabela 6.2 - Računske (MKE) i merene vrednosti napona i ugiba za nosače tipa EP, EK, ZP i ZK

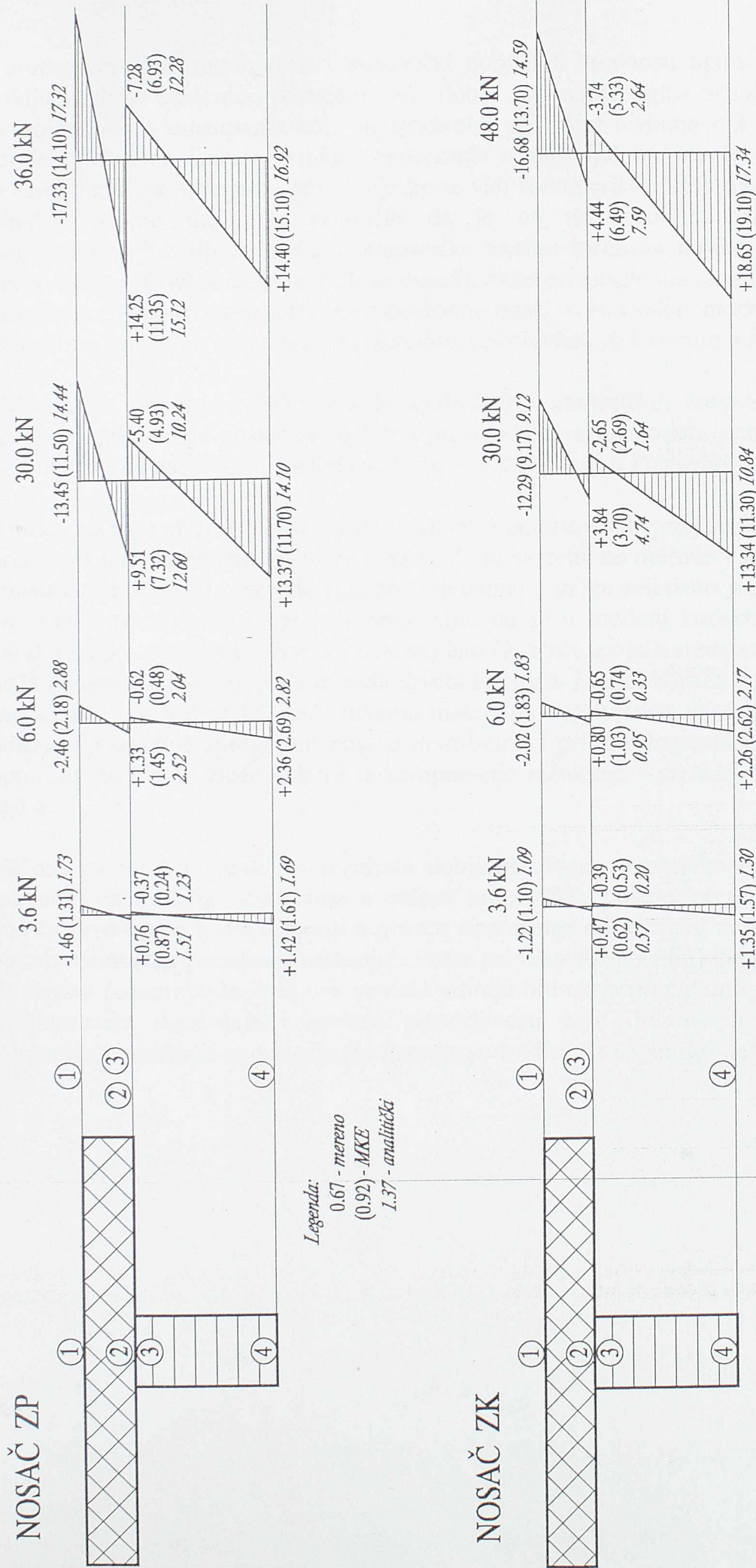
Tip nosača	F [kN]	3,6		6,0		12,0		18,0		24,0		30,0		36,0		42,0		48,0	
		MKE	mereno	MKE	mereno	MKE	mereno	MKE	mereno	MKE	mereno	MKE	mereno	MKE	mereno	MKE	mereno	MKE	mereno
EP	$\sigma_{\text{①}}$ [MPa]	-1,33	-1,14	-2,22	-1,90	-4,44	-5,94	-6,67	-6,04	-7,87	8,39	-9,83	-10,71	-12,30	-12,37	-14,40	-14,48	-16,40	-16,08
	$\sigma_{\text{②}}$ [MPa]	0,92	0,67	1,53	1,11	2,66	2,20	4,09	3,31	4,66	4,52	6,83	6,25	7,57	7,80	8,83	8,77	10,10	11,29
	$\sigma_{\text{③}}$ [MPa]	-0,25	-0,23	-0,42	-0,38	-0,85	-0,73	-1,48	-1,28	-2,07	-2,56	-3,85	-4,29	-6,16	-6,74	-8,19	-9,77	-9,22	-13,04
	$\sigma_{\text{④}}$ [MPa]	1,65	1,34	2,75	2,23	5,29	4,50	7,84	6,92	9,63	9,54	12,00	12,51	15,20	15,59	17,70	19,51	20,20	22,52
	u [mm]	1,88	1,76	3,13	2,94	6,25	5,90	9,38	9,25	15,24	13,90	19,05	19,25	27,65	25,53	32,26	32,95	38,87	41,98
EK	$\sigma_{\text{①}}$ [MPa]	-1,30	-1,27	-2,17	-2,12	-4,35	-4,51	-6,52	-6,76	-7,56	-8,86	-10,56	-11,24	-12,00	-14,36	-18,00	-20,61		
	$\sigma_{\text{②}}$ [MPa]	0,77	0,58	1,25	0,97	2,91	2,10	4,36	3,28	4,35	4,30	5,43	5,99	7,06	8,59	10,23	12,00		
	$\sigma_{\text{③}}$ [MPa]	-0,22	-0,18	-0,36	-0,30	-0,82	-0,97	-1,58	-2,03	-3,89	-3,39	-4,87	-5,17	-5,67	-8,08	-8,61	-12,16		
	$\sigma_{\text{④}}$ [MPa]	1,62	1,33	2,70	2,21	5,41	4,69	8,11	7,46	9,48	10,36	11,80	13,49	15,90	17,16	18,40	21,76		
	u [mm]	1,82	1,71	3,04	2,85	6,08	6,10	9,12	9,95	14,70	15,05	18,48	19,95	26,64	28,55	35,08	37,48		
ZP	$\sigma_{\text{①}}$ [MPa]	-1,31	-1,46	-2,18	-2,46	-4,55	5,17	-6,83	-7,76	-8,60	-10,46	-11,50	-13,45	-14,10	-17,33				
	$\sigma_{\text{②}}$ [MPa]	0,87	0,76	1,45	1,33	2,90	3,31	4,35	4,72	5,25	6,61	7,32	9,51	11,35	14,25				
	$\sigma_{\text{③}}$ [MPa]	-0,21	-0,37	-0,48	-0,62	-1,49	-1,63	-2,04	-2,57	-3,94	-3,80	-4,93	-5,40	-6,93	-7,28				
	$\sigma_{\text{④}}$ [MPa]	1,61	1,42	2,69	2,36	5,38	4,93	8,07	7,40	9,38	10,28	11,70	13,37	15,10	17,40				
	u [mm]	1,81	1,73	3,02	2,89	6,04	6,35	9,06	10,00	14,47	14,18	18,08	19,08	27,18	26,85				
ZK	$\sigma_{\text{①}}$ [MPa]	-1,10	-1,22	-1,83	-2,02	-3,66	-4,13	-5,49	-6,22	-6,74	-8,17	-9,17	-12,29	-10,20	-12,23	-11,90	-14,28	-13,70	-16,68
	$\sigma_{\text{②}}$ [MPa]	0,62	0,48	1,03	0,80	2,06	1,62	3,08	2,40	2,96	3,02	3,70	3,84	4,87	3,92	5,68	4,32	6,49	4,44
	$\sigma_{\text{③}}$ [MPa]	-0,53	-0,39	-0,74	-0,65	-1,79	-1,41	-2,04	-1,88	-2,85	-2,15	-2,69	-2,65	-3,09	-2,62	-3,66	-2,87	-5,33	-3,74
	$\sigma_{\text{④}}$ [MPa]	0,57	1,35	2,62	2,26	5,24	4,62	7,56	6,93	9,08	9,09	11,30	13,34	14,30	13,40	16,70	15,47	19,10	18,65
	u [mm]	1,56	1,63	2,61	2,73	5,21	5,55	7,81	8,13	10,50	10,55	15,62	13,10	18,60	15,25	20,37	18,00	23,13	20,70



Slika 6.17 - Komparacija merenih, numeričkih i analitičkih vrednosti ugiba spregnutih nosača



Slika 6.18 - Komparativne vrednosti napona u MPa za karakteristične nivoe opterećenja za nosače EP i EK



Slika 6.19 - Komparativne vrednosti napona u MPa za karakteristične nivoe opterećenja za nosače ZP i ZK

Poređenjem eksperimentalnih i numerički dobijenih vrednosti ugiba i napona može se zaključiti da je evidentno postojanje vrlo dobre saglasnosti ugiba nosača dok u naponima postoje izvesna odstupanja koja su izraženija pri višim nivoima opterećenja. Međutim, model adekvatno opisuje karakter naprezanja u materijalima, lokalno savijanje oba dela preseka i njihovo spregnuto ponašanje što se vidi iz numerički dobijenih dijagrama napona. Shodno ovome može se zaključiti da je na relativno jednostavan način i sa najjednostavnijim tipom linearne numeričke analize formiran model kojim se praktično verno može opisati ponašanje ovakvih nosača, kako pri eksploatacionim (radnim) tako i pri graničnim nivoima opterećenja. Ovo praktično znači da se ovakav model može koristiti pri proračunu paralelno sa analitičkim metodama proračuna prikazanim u Poglavlju 5.

Odstupanja, odnosno razlike između analitičkih i numeričkih vrednosti ugiba pri višim nivoima opterećenja posledica su kriterijuma određivanja modula pomerljivosti veze (C) koji figuriše u analitičkim izrazima, o čemu je već bilo reči u Poglavlju 4.

Kratka, ali veoma ilustrativna analiza napona i deformacija spregnutih nosača drvo-beton prikazana u ovom poglavlju ukazuje na to da se savremene metode numeričkih proračuna konstrukcija, kakva je metoda konačnih elemenata, mogu relativno jednostavno primeniti na ovakve nosače. Pri tome je veoma bitno da se u modelu korektno odrede i usvoje karakteristike materijala (drveta i betona) kao i krutost spojnih sredstava koja u mnogome utiče na preraspodelu napona između drveta i betona. Model konačnih elemenata koji je u ovom radu usvojen sa karakteristikama materijala i krutostima moždanika veoma dobro ilustruje ponašanje spregnutih nosača drvo-beton i pri eksploatacionom i pri graničnom opterećenju, što se može videti i iz komparacije računskih i merenih vrednosti napona i ugiba.

Na osnovu analize modela i rezultata dobijenih ovom numeričkom analizom može se zaključiti da buduća istraživanja u oblasti numeričkih postupaka proračuna spregnutih nosača drvo-beton treba usmeriti u pravcu iznalaženja adekvatnog modela kojim se može opisati nelinearno ponašanje materijala i veza pri višim (graničnim) napreznjima. Naravno da osnova (ulazni podaci) za ove modele moraju biti eksperimentalno određene vrednosti karakteristika materijala i modula pomerljivosti veze drvo-beton, odnosno krutosti primenjenih moždanika, a u cilju što realnijeg određivanja naponsko-deformacijskog stanja.

7. ZAKLJUČCI I PREPORUKE

Prezentovanim radom prikazane su, u sažetom obliku, tendencije izražene poslednjih godina u svetu, vezane za teorijsko-eksperimentalna istraživanja i primenu spregnutih nosača drvo-beton, kao i pokušaj autora da se, kroz sprovedena eksperimentalna istraživanja, priključi ovim tendencijama radi što potpunijeg sagledavanja kompleksne problematike sprezanja drveta i betona, kako bi dao određeni doprinos sveobuhvatnoj analizi ponašanja spregnutih nosača drvo-beton.

Smatrajući oblast sprezanja drveta i betona izuzetno zanimljivom, aktuelnom i nedovoljno istraženom, čak i u svetskim okvirima, ovaj rad ima za cilj da upozna stručnu javnost sa ovom problematikom i da stvori osnove za budući teorijsko-eksperimentalni rad u ovoj oblasti.

Dosadašnja, kako teorijska, tako i eksperimentalna istraživanja u oblasti sprezanja drveta i betona svakako nisu dovoljna da bi se dobili odgovori na mnogobrojna pitanja koja ova problematika postavlja. Ova činjenica ima, kao rezultat, odnosno bolje reći kao posledicu, nedovoljnu primenu ovih i ovakvih konstrukcija, odnosno relativno mali broj izvedenih objekata. Negativna posledica je i to što ne postoji odgovarajuća tehnička regulativa koja bi se odnosila na ove konstrukcije. EC 4, kao skup preporuka sa generalnim odredbama, principima i smernicama za proračun i konstruisanje spregnutih konstrukcija, kao i JUS U.Z1.010, koji predstavlja standard za spregnute konstrukcije, sa obaveznom primenom, uopšte ne pominju spregnute konstrukcije od drveta i betona. One se samo informativno pominju u Evrokodu 5 - deo 2, koji se odnosi na drvene mostove. Zbog svega ovoga neophodan i imperativni krajnji cilj teorijsko-eksperimentalnih istraživanja u ovoj oblasti trebalo bi da bude uvođenje spregnutih konstrukcija drvo-beton u postojeću tehničku regulativu za spregnute konstrukcije, a samim tim i njihova veća primena.

U okviru ovog rada prikazana su teorijska i eksperimentalna istraživanja u oblasti sprezanja drveta i betona. Eksperimentalnim istraživanjima obuhvaćene su tri međusobno povezane grupe ispitivanja:

- ispitivanje fizičkih i mehaničkih karakteristika materijala ugrađenih u spregnute nosače drvo-beton (drvo, beton, sredstva za sprezanje);
- određivanje modula pomerljivosti između drveta i betona za različite tipove veza, odnosno sprezanja;
- ispitivanje spregnutih nosača drvo-beton izvedenih različitim tipovima mehaničkih spojnih sredstava.

Cilj ispitivanja bio je praćenje ponašanja spregnutih nosača pri eksploatacionom i graničnom opterećenju, odnosno, utvrđivanje njihovog naponskog i deformacijskog stanja za različite faze opterećenja sve do loma. U tu svrhu ispitano je osam spregnutih nosača sistema proste grede, raspona 4,0 m, sa armiranobetonskom pločom ($b/d=60/7$ cm) i gredom od lepljenog lameliranog drveta ($b/h=10/20$ cm). Međusobna veza betonske ploče i drvene grede ostvarena je mehaničkim spojnim sredstvima (ekserima E50/150 i zavrtnjima

$\phi 10/150$) sa četiri načina (tipa) veze drvo-beton. Ispitivanje je izvršeno u posebnom čeličnom ramu, opterećenje je nanošeno hidrauličkom presom, a deformacije su merene ugibomerima i mernim trakama.

Prikazano je i eksperimentalno određivanje modula pomerljivosti za primenjene tipove veza i dat predlog modela za njegovo ispitivanje.

Pored eksperimentalnog istraživanja data je i analitička metoda proračuna po teoriji elastičnog sprezanja, kao i numerička analiza nosača primenom metode konačnih elemenata i poređenje dobijenih rezultata.

Na osnovu teorijsko-eksperimentalne analize sprovedene u ovom radu mogu se formulisati sledeći zaključci značajni sa teorijskog i praktičnog stanovišta:

- rezultati ispitivanja fizičkih i mehaničkih karakteristika materijala ugrađenih u spregnute nosače koja su izvršena na osnovu važećih JUS standarda predstavljaju osnovni podatak za naponsko-deformacijsku analizu spregnutih nosača, ali i za kvalitativnu komparativnu analizu ovih podataka sa podacima drugih istraživača kao i sa podacima datim u propisima;
- na osnovu sveobuhvatne analize do sada primenjivanih modela za ispitivanje modula pomerljivosti veze drvo-beton, predložen je oblik modela za ispitivanje ovog modula zasnovan na "pushout" testu. Ovaj model jednostavan je za izradu, manipulaciju i ispitivanje;
- analiza rezultata ispitivanja modula pomerljivosti koja su izvršena saglasno standardu EN 26891 i prezentovana tabelarno i grafički za različita spojna sredstva, ukazuje na potrebu preciznijeg utvrđivanja kriterijuma za sračunavanje ovog modula. Obzirom na nelinearnost dijagrama $F-\delta$ dobijaju se velike razlike modula pomerljivosti u zavisnosti od posmatranog nivoa opterećenja, pa je, zbog komparativnosti rezultata različitih istraživanja, potrebno precizno definisanje modela za ispitivanje i načina određivanja modula pomerljivosti;
- rezultati ispitivanja spregnutih nosača drvo-beton pokazuju opravdanost sprezanja čak i za veoma elastično sprezanje kakvo je ostvareno kod ispitivanih nosača, jer je njihova nosivost u odnosu na nespregnuti nosač znatno povećana, a deformabilnost smanjena. Povećanje nosivosti je značajnije kod "krućeg" sprezanja što je i dokazano ispitivanjima (nosivost nosača spregnutih kosim zavrtnjevima veća je u odnosu na nosače spregnute pravim zavrtnjevima i ekserima);
- poređenjem računskih (analitičkih i numeričkih) i merenih vrednosti napona i deformacija u spregnutim nosačima može se konstatovati delimično neslaganje analitičkih i merenih vrednosti, naročito pri nižim nivoima opterećenja. Razlog ovog neslaganja leži u vrednosti modula pomerljivosti koji je korišćen u računskim postupcima, a dobijen je eksperimentalno. Potreba za preciznijim definisanjem kriterijuma za određivanje ovog modula već je apostrofirana u ovim zaključcima.

Na osnovu navedenog može se zaključiti da su se dosadašnja teorijsko-eksperimentalna istraživanja u oblasti sprezanja drveta i betona odvijala u različitim pravcima, ali osnovni

problem koji je najviše izučavan i razmatran je, ponašanje njihove međusobne veze, odnosno sadejstvo ova dva materijala u zavisnosti od vrste moždanika kojim su povezani. Način povezivanja drveta i betona u spregnuti presek i ponašanje tako dobijenih elemenata trebalo bi da budu i predmet budućih istraživanja, obzirom da njihov zajednički rad u konstrukciji u najvećoj meri zavisi od ove veze.

Generalno govoreći, dalja istraživanja u domenu spregnutih konstrukcija drvo-beton trebalo bi da se odvijaju u pravcu unapređenja principa konstruisanja veze između drveta i betona i njene pouzdanosti, odnosno poznavanja, pre svega, modula pomerljivosti za upotrebljena sredstva za sprezanje. Dobijeni rezultati istraživanja moraju se tako obraditi i interpretirati da se mogu relativno jednostavno primeniti u praksi.

Ovde je decidno apostrofirano samo osnovni, i po mnogim mišljenjima, najvažniji problem. Međutim, kao što je i u radu izneto, postoje i drugi nedovoljno istraženi i ispitani parametri koji utiču na proračun i konstruisanje spregnutih konstrukcija drvo-beton, pa shodno ovome, razvoj istraživanja i primene ovih konstrukcija treba realizovati i usmeravati u više pravaca kao što su:

- razvijanje i poboljšanje postupaka za laboratorijsko određivanje fizičkih i mehaničkih karakteristika materijala ugrađenih u spregnute nosače (karakteristika drveta, betona, sredstava za sprezanje i dr.), načina interpretacije rezultata i njihovo standardizovanje;
- razvoj i usavršavanje matematičkih modela, potvrđenih eksperimentima, kojima se mogu opisati i sračunati nosivost i krutost, odnosno naponi i deformacije spregnutih nosača drvo-beton, a u zavisnosti od različitih parametara. Ovde, pored analitičkih, treba spomenuti i numeričke metode, pre svega, danas veoma razvijenu Metodu konačnih elemenata, koja, između ostalog, omogućuje jednostavan način kontrole eksperimentalno određenih parametara relevantnih za proračun spregnutih i ostalih građevinskih konstrukcija;
- utvrđivanje uticaja relevantnih faktora na nosivost i krutost spregnutih elemenata od drveta i betona u uslovima eksploatacije, odnosno u konstrukciji. Od ovih faktora treba, pre svega pomenuti:
 - uticaj istorije (dužine trajanja) pojedinih opterećenja, odnosno ponašanje spregnutog elementa pod dugotrajnim opterećenjem;
 - uticaj tečenja i skupljanja betona;
 - uticaj klimatskih faktora, temperature i vlažnosti, koji naročitog uticaja imaju na skupljanje i bubrenje drveta, a time i na celokupni spregnuti element;
 - način konstruisanja veze između drveta i betona, odnosno vrste sredstva za sprezanje (moždanika);
 - modul pomerljivosti veze;
 - aktivna širina betonske ploče;
 - nosivost i krutost spregnutog nosača u odnosu na ciklička i dinamička opterećenja;
 - uticaj požara i dr.;
- definisanje funkcije graničnog kapaciteta nosivosti i upotrebljivosti, odnosno ponašanja pri lomu i uzroka loma. Ovo je dosta bitno obzirom da je tokom poslednjih godina evidentan generalni trend uvođenja filozofije graničnih stanja u proračun građevinskih konstrukcija, kao koncepta proračuna koji na realnosti bliskiji, racionalniji i pouzdaniji

način može propisati savremeno konstruisanje i građenje svih, pa samim tim i spregnutih konstrukcija od drveta i betona. Ovde se napominje da u našoj zemlji za proračun i konstruisanje drvenih konstrukcija važe propisi koji se baziraju na teoriji dopuštenih napona, dok je u propise za betonske konstrukcije uveden koncept proračuna prema graničnim stanjima (nosivosti i upotrebljivosti).

Iz svega iznetog očigledna je kompleksnost problematike konstruisanja, proračuna i primene spregnutih konstrukcija od drveta i betona, ali sa druge strane, teorijsko-eksperimentalna analiza i izvedeni objekti jasno ukazuju na prednosti koje se konstrukterima pružaju u ovoj oblasti.

U čovekovoј je prirodi da rešava postojeće probleme i teži ka novim saznanjima. U tom smislu dosadašnja istraživanja spregnutih konstrukcija drvo-beton predstavljaju dovoljno bogatu riznicu konstruktorskih zaključaka i smernica za dalji rad u ovoj oblasti, ali i pored toga oblast sprežanja drveta i betona je nedovoljno istražena što predstavlja jedinstven izazov za buduće istraživače.

8. LITERATURA

- [1] Aicher, S., von Roth, W.: "Ein modifiziertes g-Verfahren für das mechanische Analogon: dreischichtiger Sandwichverbund-zweiteiliger verschieblicher Verbund", Bautechnik H.1, 1987., s. 21-29.
- [2] AITC: "Timber Construction Manual", 3rd Ed., American Inst. of Timber Construction, Vancouver, WA. John W. & Sons Publ., New York, USA, 1966., 1985.
- [3] Amadio, C., Ceccotti, A., Di Marco, R., Fragiaccimo, M.: "Long-Term Behaviour of a Timber-Concrete Connection System", Proceedings of the International RILEM Symposium - Joints in Timber Structures, Stuttgart, Germany, Sept. 2001., pp. 263-272.
- [4] Bakht, B., Tharmabala, T.: "Steel-Wood Composite Bridge", IABSE 12th Congress, Vancouver, Sept. 1984., Final Report, pp. 1131-1138.
- [5] Bakht, B.: "Load Distribution in Laminated Timber Decks", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 7, July, 1988., pp. 1551-1570.
- [6] Bathon, L.A., Graf, M.: "A Continuous Wood-Concrete-Composite System", Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, British Columbia, Canada, Aug. 2000., T-8.2.4.
- [7] Behr, R.A., Goodspeed C.H.: "Shear Connector Design for Composite Flexural Members", Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 2, Feb. 1989., pp. 483-489.
- [8] Benitez, M.F.: "Development and Testing of Timber/Concrete Shear Connectors", Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, British Columbia, Canada, Aug. 2000., T-8.3.2.
- [9] Bergtelder, J.: "Näherungsverfahren zur Berechnung allgemeiner zusammengesetzter hölzerner Biegeträger mit elastischem Verbund", Der Bauingenieur 49, 1974., s. 350-357.
- [10] Bessette, A.E., Hoyle, R.J.: "Test Evaluation of Beam Design Method", Journal of Structural Engineering, ASCE Vol. 111, No. 1, Jan. 1985., pp. 123-141.
- [11] Beton i armirani beton prema BAB 87, Gradevinska knjiga, Beograd, 1991.
- [12] Bier, H., Page, D.R.: "Exterior Performance of Radiata Pine Bridge Components", Proceedings of the International Timber Engineering Conference, London, Sept. 1991., Vol. 3, pp. 251-258.
- [13] Blaß, H.J., Schlager, M.: "Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen" - Teil 1, Baunen mit Holz, 5/96, 1996., s. 392-399.
- [14] Blaß, H.J., Schlager, M.: "Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen" - Teil 2, Baunen mit Holz, 6/96, 1996., s. 472-477.
- [15] Blaß, H.J., van der Linden, M., Schlager, M.: "Trag- und Verformungsverhalten von Holz - Beton - Verbundkonstruktionen", Informationeinst Holz, Holzbauwerke - STEP 3, Fachverlag Holz, Düsseldorf, 1995., pp. 14/1-14/25.
- [16] Bodig, J., Jayne, B.A.: "Mechanics of Wood and Wood Composites", Van Nostrand Reinhold Company, New York, NY, 1982.
- [17] Bohannon, B.: "Presstressing wood members", U.S. Forest Products Laboratory, 1962.

- [18] Brčić, V.: "Otpornost materijala", Građevinska knjiga, Beograd, 1970.
- [19] Breyer, D.E.: "Design of Wood Structures", McGraw-Hill Book Co., New York, USA, 1980.
- [20] Bruner, M., Gerber, C.: "Composite Decks of Concrete Glued to Timber", Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, British Columbia, Canada, Aug. 2000., P46.
- [21] BS 5268: Part 2: British Standard: Structural Use of Timber, British Standard Institution, 1988.
- [22] BS EN 26891- Timber structures - joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics, CEN, 1991.
- [23] Capretti, S., Ceccotti, A.: "Service Behaviour of Timber-Concrete Composite Beams: a 5-Year Monitoring and Testing Experience", Proceedings of the International Wood Engineering Conference, New Orleans, USA, Oct. 1996., Vol. 3, pp. 3/443-3/449.
- [24] Capretti, S., Ceccotti, A.: "Time Dependent Analysis of Timber and Concrete Composite (TCC) Structures", Proceedings of the RILEM Symposium: Timber-Concrete Composite Structures", Ravenna, Italy, June 1992., Chap. 3.5.
- [25] Ceccotti, A., Covan, C.: "Different Technology of Timber/Concrete Composite Structures Used in Various Countries", Proceedings of the RILEM Symposium: Timber-Concrete Composite Structures", Ravenna, Italy, June 1992., Chap. 2.1.
- [26] Ceccotti, A.: "Timber - Concrete Composite Structures", Timber Engineering - STEP 2, Centrum Hout, The Netherlands, 1995., pp. E13/1-E13/12.
- [27] Claudio, A., Ceccotti, A., Di Marco, R., Fragiaco, M.: "Numerical Evaluation of Long-Term Behaviour of Timber-Concrete Composite Beams", Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, British Columbia, Canada, Aug. 2000., T-8.2.4.
- [28] Cvetković, R.: "Behaviour of Composite Timber-Concrete Structures with Bending Action", Masters thesis, Ruhr-University, Bochum, 2002.
- [29] Čechavičins, R.: "Investigation of Deflection of Prestressed Multilayer beams", Proceedings of the International RILEM Symposium - Joints in Timber Structures, Stuttgart, Germany, Sept. 2001., pp. 311-322.
- [30] Dansk Standard DS 413: Structural Use of Timber (translation into English), 1983.
- [31] Davis, W.G., Dagher, H.J., Breton, J.M.: "Experimental and Numerical Study on Creep of FRP Reinforced Glulam Beams", RILEM Symposium on Timber Engineering, Stockholm, Sweden, Sept. 1999., pp. 581-590.
- [32] Demarzo, M., Tacitano, M.: "Semirigid Composite Wood-Concrete T-Beams", Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, British Columbia, Canada, Aug. 2000., P47.
- [33] Deretić-Stojanović, B. "Proračun spregnutih konstrukcija metodom deformacija", Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Beograd, 1992.
- [34] Đurđević, M.: "Ponašanje betonskih spregnutih montažnih elemenata i veza u oblasti loma", Doktorska disertacija, Beograd, 1990.
- [35] Đurić, M.: "Teorija spregnutih i prethodno napregnutih konstrukcija", Naučno delo, Beograd, 1963.

- [36] Đurić, M.: "Uticaj skupljanja i puženja betona na napone i deformacije spregnutih konstrukcija", časopis "Izgradnja", posebno izdanje: "Spregnute konstrukcije", Beograd, 1972.
- [37] Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 2: Bridges, CEN, 1997.
- [38] Eurocode 5: Design of Timber Structures, Part 1-2: General rules - Structural fire design, CEN, 2002.
- [39] Evrokod 4: Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, Deo 1.1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada, GF Niš, GF Beograd, 1996.
- [40] Evrokod 5: Proračun drvenih konstrukcija, Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada, GF Beograd, GF Niš, 1996.
- [41] Fontana, M., Frangi, A.: "Bemessung von Hold-Beton-Verbunddecken für den Brandfall", Bauingenieur, Band 77, Juli/Aug. 2002., s. 320-326.
- [42] Foschi, R.O.: "Structural Analysis of Wood Floor Systems", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST7, July, 1982., pp. 1557-1574.
- [43] Frangi, A., Fontana, M.: "Elasto-Plastic Model for Timber-Concrete Composite Beams with Ductile Connection", Structural Engineering Internationale 1/2003., pp. 47-57.
- [44] Gelfi, P., Giuriani, E., Marini, A.: "Stud Shear Connection Design for Composite Concrete Slab and Wood Beams", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 12, Dec. 2002., pp. 1544-1550.
- [45] Gelfi, P., Giuriani, E.: "Stud Hear Connectors in Wood-Concrete Composite Beams", RILEM Symposium on Timber Engineering, Stockholm, Sweden, Sept. 1999., pp. 245-254.
- [46] Gelfi, P., Ronca, P.: "Consolidamento dei solai in legno: studio sui connettori tra trave in legno e cappa in calcestruzzo armato", L'EDILIZIA, No 5, Milano, Italia, anno VII, Maggio 1993., pp. 41-50.
- [47] Girhammar, U.A., Gopu, V.K.A.: "Analysis of P-D Effect in Composite Concrete/Timber Beam-Columns", Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Part 2, Mar. 1991., pp. 39-54.
- [48] Girhammar, U.A.: "Composite Timber and Concrete Components for Walls", IABSE 12th Congress., Vancouver, Sept. 1984., Final Report, pp. 369-376.
- [49] Girhammar, U.A.: "Nail-Plates as Shear Connectors in Composite Timber and Concrete Structures", IABSE 12th Congress, Vancouver, Sept. 1984., Final Report, pp. 961-968.
- [50] Girhammar, A.U.: "General Analysis of Continous Shear Connectors in Timber/Concrete Composite Structures", Proceedings of the RILEM Symposium: Timber-Concrete Composite Structures", Ravenna, Italy, June 1992., Chap. 3.2.
- [51] Godycki, T., Pawlica, J., Kleszezewski, J.: "Verbunddecke aus Holzrippen and Betonplatte", Bauingenieur 59, 1984., s. 477-483.
- [52] Gojković, M., Muravljev, M. Kovačević, T., Stevanović, B.: "Jedan slučaj ispitivanja sprežanja drveta i betona lepljenjem", Simpozijum "Savremene drvene konstrukcije", Bled, april 1986., str. 567-575.
- [53] Gojković, M., Stevanović, B., Komnenović, M., Kuzmanović, S., Stojić, D.: "Drvene konstrukcije", Građevinski fakultet u Beogradu, 2001.

- [54] Gojković, M., Stevanović, B.: "Drveni mostovi", GF Beograd - Naučna knjiga, Beograd, 1985.
- [55] Gojković, M., Stevanović, B.: "Tehničar 5", deo Drveni mostovi, Građevinska knjiga, Beograd, 1987.
- [56] Gojković, M., Stojić, D.: "Drvene konstrukcije", GF Beograd - Grosknjiga, Beograd, 1996.
- [57] Gojković, M.: "Drvene konstrukcije", GF Beograd - Naučna knjiga, Beograd, 1989.
- [58] Goodman, J.R., Popov, E.P.: "Layered Beam Systems with Interlayer Slip", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST11, Proc. Paper 6526, Nov. 1968., pp. 2535-2547.
- [59] Gopu, V.K.A., Diago, J.C., Girhammar, U.A.: "Approximation of Second Order Effects in Composite Timber Beam Columns", Proceedings of the International Conference on Timber Engineering, Seattle, USA, Sept. 1988., Vol. 2, pp. 872-880.
- [60] Gutkowski, M.R., Chen, T.M.: "Tests and Analysis of Mixed Concrete - Wood Beams", Proceedings of the International Wood Engineering Conference, New Orleans, USA, Oct. 1996., Vol. 3, pp. 3/436-3/442.
- [61] Gutkowski, R., Balogh, J., Natterer, J., Brown, K., Koike, E., Etournaud, P.: "Laboratory Tests of Composite Wood-Concrete Beam and Floor Specimens", Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, British Columbia, Canada, Aug. 2000., T-8.2.1.
- [62] Gutkowski, R., Thompson, W., Brown, K., Etournaud, P., Shigidi, A., Natterer, J.: "Laboratory Test of Composite Wood-Concrete Beam and Deck Specimens", RILEM Symposium on Timber Engineering, Stockholm, Sweden, Sept. 1999., pp. 263-272.
- [63] Heimeshoff, B.: "Zur Berechnung von Biegeträgern aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen im Ingenieurholzbau", Holz als Roh- und Werkstoff 45, H6, 1987., s. 237-241.
- [64] Hoeft, M.: "Analysis at Already Made Laboratory Tests of Timber/Concrete Composite Structures", Proceedings of the RILEM Symposium: Timber-Concrete Composite Structures", Ravenna, Italy, June 1992., Chap. 2.3.
- [65] Hoichen, A.: "Verbundtrager mit elastischer und unterbrochenen Verdubelung", Der Bauingenieur, Vol. 29, No. 7, 1954.
- [66] Horvatić, D.: "Analiza otpornosti spregnutog nosača", Seminar: "Spregnute konstrukcije danas", DGKH, Zagreb, 1987.
- [67] Horvatić, D.: "Mehanizam delovanja spregnutog nosača", Seminar: "Spregnute konstrukcije danas", DGKH, Zagreb, 1987.
- [68] Horvatić, D.: "Spregnuti nosači", skripta, Zagreb, 1976.
- [69] Howard, G.A.: "Analysis and Design of Structural Sandwich Panels", Pergamon Press Ltd., Headington Hill Hall, Oxford, London, UK, 1969.
- [70] Hurst, H.T.: "Continuous Wood Joists in Composite Action With Concrete and Steel", Proceedings of the International Timber Engineering Conference, London, UK, Sept. 1991., Vol. 3, pp. 259-266.
- [71] Itani, R.Y., Morshed H.M.: "Experimental Evaluation of Composite Action", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. St3, Mar. 1981., pp. 551-565.

- [72] Johnson, R.P., Molestra, N.: "Partial Shear Connection in Composite Beams for Buildings", Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Part 2, Dec. 1991., pp. 679-704.
- [73] Jones, R.M.: "Mechanics of composite materials", McGraw-Hill Book Co., New York, USA, 1975.
- [74] Jullien, J.F., Michel, G., Mungwa, M.S., Siemers, M.: "Experimental Behaviour and Design of Composite Wood Floors", RILEM Symposium on Timber Engineering, Stockholm, Sweden, Sept. 1999., pp. 563-570.
- [75] Jutila, A., Mäkipuro, R., Salokangas, L.: "Testing a Wood-Concrete Composite Bridge", Structural Engineering International, Vol. 7, No. 4, Nov. 1997., pp. 275-277.
- [76] Kamiya, F.: "Buckling Theory of Sheathed Walls: Linear Analysis", Journal of Structural Engineering, ASCE Vol. 113, No. 9, Sept. 1987., pp. 2009-2022.
- [77] Keenan, F.J.: "Limit States Design of Wood Structures", Morrison Hershfield Limited, Canada, 1986.
- [78] Kermani, A.: "A Study of Semi-Rigid and Non-linear Behaviour of Niled Joints in Timber Portal Frames", Journal of Forest Engineering, Vol. 7, No. 2, Jan. 1996., pp. 17-33.
- [79] Kneidl, R., Hartmann, H.: "Träger mit nachgiebigem Verbund", Bauen mit Holz, 4/95, s. 285-290.
- [80] Kneidl, R.: "Ein numerisches Verfahren zur Berechnung von Trägern mit veränderlichem nachgiebigem Verbund", Bauingenieur 65, 1990., s. 281-288.
- [81] Kočetov-Mišulić, T.: "Eksperimentalna i teorijska istraživanja osnovnih materijala i veza kod nosivih zidnih panela montažnih drvenih kuća", Magistarska teza, Fakultet tehničkih nauka Novi Sad, 1997.
- [82] Krasulja, M.: "Prilog istraživanju mogućnosti sprežanja čelika i betona masama na bazi epoksidnih smola", Magistarska teza, Građevinski fakultet Beograd, 1990.
- [83] Kuhlmann, U., Schänzlin, J.: "Grooves as Shear Connectors for Timber-Concrete Composite Decks", Proceedings of the International RILEM Symposium - Joints in Timber Structures, Stuttgart, Germany, Sept. 2001., pp. 283-290.
- [84] Кулиш, В.И.: "Клеевые деревянные мосты с железобетонной плитой" Транспорт, Москва, СССР, 1979.
- [85] Lazić, J.: "Približna teorija spregnutih i prethodno napregnutih konstrukcija", Naučna knjiga, Beograd, 1982.
- [86] Lehmann, S., Grosse, M., Rautenstrauch, K.: "New Connector Types of Laminated Timber-Concrete Composite Element Joints", Proceedings of the International RILEM Symposium - Joints in Timber Structures, Stuttgart, Germany, Sept. 2001., pp. 301-310.
- [87] Liebl, M., Steuerwald, T.: "Die Verbunddecke", Bauen mit Holz, 4/2000, s. 46-49.
- [88] Madsen, B.: "Behaviour of Timber Connections", Timber Engineering Ltd, Vancouver, Canada, 2000.
- [89] Maglajlić, Z.: "Prilog spregnutim konstrukcijama - pomerljive veze sprege", Tehnika br. 3, 1998., str. 9-15.
- [90] Mantill, E.V., Carrasco, A., Oliveira, S.: "Behaviour of Composite Timber-Concrete Beams", RILEM Symposium on Timber Engineering, Stockholm, Sweden, Sept. 1999., pp. 571-580.

- [91] McCutcheon, W.J.: "Stiffness of Framing Members with Partial Composite Action", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 112, No. 7, July 1986., pp. 1623-1637.
- [92] Meierhofer, U.: "Principles of Testing Timber/Concrete Composite Structural Elements", *Proceedings of the RILEM Symposium: Timber-Concrete Composite Structures*, Ravenna, Italy, June 1992., Chap. 5.
- [93] Meierhofer, A.U.: "RF 2000, a New Efficient for Timber/Concrete Composite Structural Elements", *Proceedings at the 1992 Conference - Timber Engineering*, Bordeaux, France, 1992., pp. 383-393.
- [94] Milosavljević, M.: "Konstruktivni problemi spregnutih konstrukcija", časopis "Izgradnja", posebno izdanje: "Spregnute konstrukcije", Beograd, 1972.
- [95] Modul-Haus auch hier Holz-Beton-Verbunddecken, *Bauen mit Holz*, 11/92, s. 904-907.
- [96] Möhler, K.: "Verschiebungsgröben mechanischer Holzverbindungen der DIN 1052, Teil 2 (Entwurf 1984)", *Bauen mit Holz*, 4/86, s. 206-214.
- [97] Mungwa, M.S., Kenmou, D.A.: "Instantaneous and Time-Dependent Analysis of Composite Wood-Concrete Cross-Section Using Dischinger's equations of state: Part I - Instantaneous Analysis", *Materials and Structures* 26, 1993., pp. 98-102.
- [98] Mungwa, M.S., Kenmou, D.A.: "Instantaneous and Time-Dependent Analysis of Composite Wood-Concrete Cross-Section Using Dischinger's equations of state: Part II - Time-Dependent Analysis", *Materials and Structures* 26, 1993., pp. 176-180.
- [99] Muravljev, M., Stevanović, B., Kovačević, T., Vasić, S., Živković, S.: "Analiza i proračun drvenih nosača spregnutih sa betonskom pločom pomoću eksera", *Simpozij: "Specijalni inženjerski objekti"*, Brioni, maj 1988., knjiga 2, str. 179-191.
- [100] Muravljev, M., Krasulja, M., Stevanović, B., Isakov, P.: "Prilog teorijskoj i eksperimentalnoj analizi sprežanja drveta i betona masama na bazi epoksidne smole", *Simpozijum, SDGKJ '89-T57*, Dubrovnik, april 1989., str. 135-142.
- [101] Muravljev, M., Gojković, M., Kovačević, T., Stevanović, B., Živković, S.: "Test of Behaviour of the Elements Made by Bonding the Wood and the Concrete with the Bonding Compound on Epoxy Resins", *"European Scientific Colloquium on the Mechanical Behaviour of Wood"*, Bordeaux, France, juni 1988.
- [102] Muravljev, M., Stevanović, B., Kovačević, T., Živković, S., Solomka, B.: "Teorijska i eksperimentalna analiza elemenata dobijenih sprežanjem drveta i betona masama na bazi epoksi smole", *Simpozijum "Specijalni inženjerski objekti"*, Brioni, maj 1988., knjiga 1, str. 123-134.
- [103] Muravljev, M.: "Osnovi teorije u tehnologije betona", *Građevinska knjiga*, Beograd, 1991.
- [104] Natterer, J., Hamm, J., Favre, P.A.: "Composite Wood-Concrete Floors for Multi-Story Buildings", *Proceedings of the International Wood Engineering Conference*, New Orleans, USA, Oct. 1996., Vol. 3, pp. 3/431- /435.
- [105] Navi, P., Martensson, A.: "Time and Environmental Dependent Behaviour of Timber/Concrete Composite Structures", *Proceedings of the RILEM Symposium: Timber-Concrete Composite Structures*, Ravenna, Italy, June 1992., Chap. 3.5.
- [106] Nevil, A.M.: "Svojstva betona", *Građevinska knjiga*, Beograd, 1976.
- [107] Norlin, B.: "On a Theory for Composite Timber Beams with Nonlinear Connectors", *Proceedings of the International Timber Engineering Conference*, London, UK, Sept. 1991., Vol. 3, pp. 267-274.

- [108] Ostrund, L.: "Basic Principles of the Structural Behaviour of Timber/Concrete Composite Structures", Proceedings of the RILEM Symposium: Timber-Concrete Composite Structures", Ravenna, Italy, June 1992., Chap. 3.1.
- [109] Ozelton, E.C., Baird, J.A.: "Timber Designers' Manual", Granada Publishing Limited, London, UK, 1976.
- [110] Patton-Mallory, M., Cramer, M.S., Smith, W.F., Pellicane, J.P.: "Nonlinear Material Models for Analysis of Bolted Wood Connections", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 8, Aug. 1997., pp. 1063-1070.
- [111] Patton-Mallory, M., Pellicane, J.P., Smith, W.S.: "Modeling Bolted Connections in Wood: Review", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 8, Aug. 1997., pp. 1054-1062.
- [112] Petković, D.: "Sprezanje betona betonom", Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Niš, 1987.
- [113] Piazza, M., Ballerini, M.: "Experimental and Numerical Results on Timber-Concrete Composite Floors", Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, British Columbia, Canada, Aug. 2000., P07.
- [114] Pincus, G.: "Behaviour of Wood-Concrete Composite Beams", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 96, No. St10, Oct. 1970., pp. 2009-2019.
- [115] Pincus, G.: "Bonded Wood-Concrete T-beams", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. St10, Oct. 1969., pp. 2265-2279.
- [116] Pischl, R.: "Die direkte Bemessung der Verbindungsmittel bei zusammengesetzten Biegeträgern im Holzbau unter Voraussetzung von DIN 1052, Absatz 5", Bauingenieur 48, H8, 1973., s. 293-296.
- [117] Pischl, R.: "Ein Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter hölzerner Biegeträger", Bauingenieur 43, H.12, 1968., s. 448-452.
- [118] Polensek, A., Kažić, M.: "Reliability of Nonlinear Wood Composites in Bending", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 6, June 1991., pp. 1685-1702.
- [119] Polensek, A.: "Finite Element Analysis of Wood-Stud Walls", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. St7, July 1976., pp. 1317-1335.
- [120] Pržulj, M.: "Spregnute konstrukcije", Građevinska knjiga, Beograd, 1989.
- [121] Pravilnik o tehničkim normativima za beton i armirani beton, Službeni list SFRJ, br. 11, Beograd, 1987.
- [122] Прокопович, И.Е., Зедгенидзе, В.А.: "Прикладная теория ползучести", Стойиздат, Москва, СССР, 1980.
- [123] Racher, P.: "Mechanical Timber Joints - General", Timber Engineering - STEP 1, Centrum Hout, The Netherlands, 1995., pp. C1/1-C1/10.
- [124] Rajčić, V.: "Karakteristike spregnutih nosača drvo-laki beton", Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Zagreb, Hrvatska, 2001.
- [125] Rao, K.M., Ghosh, B.G.: "Exact Analysis of Unsymmetric Laminated Beam", ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 105, No. St 11, Nov. 1979., pp. 2313-2325.
- [126] Rug, W.: "Stand und Entwicklungstendenzen im Holzbau - Literaturstudie", Internationale Holzbautagung mit RGW - Beteiligung, Bauforschung-Baupraxis, Heft 205, Berlin, 1987.
- [127] Sabnis, M.G.: "Handbook of Composite Construction Engineering", Van Nostrand Reinhold Company, New York, USA, 1979.

- [128] Savezni zavod za standardizaciju: "JUS U.Z1.010: Spregnute građevinske konstrukcije", Beograd, 1988.
- [129] Smith, J.: "Series Type Solutions for Built-up Timber Beams with Semi-Rigid Connections", Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Part 2, Sept. 1980., pp. 707-719.
- [130] Соболев, Ю.С.: "Древесина как конструкционный материал", Лесная промышленность, Москва, СССР, 1979.
- [131] Soriano, J., Mascia, N.: "Mechanical Behaviour of Flexible Connections in the Timber-Concrete Composite Beams", Proceedings of the International RILEM Symposium - Joints in Timber Structures, Stuttgart, Germany, Sept. 2001., pp. 291-300.
- [132] Stevanović, B., Gojković, M., Stojić, D.: "Design of Composite Timber - Concrete Beams", Časopis Facta Universitatis, series Architecture and Civil Engineering, Vol. 1, No 2, 1995., pp. 167-177.
- [133] Stevanović, B., Gojković, M., Kočetov, T., Cvetković, R.: "The Fasteners in Timber Structures - Design According to Eurocode 5", 7th International Symposium of the Macedonia Association of Structural Engineers, Ohrid, Republic of Macedonia, Vol. 2, Oct. 1997., pp. EC 21/1-EC 21/6.
- [134] Stevanović, B., Kočetov, T., Stojić, D.: "Proračun veza i nastavaka u drvenim konstrukcijama prema Evrokodu 5", Drugo jugoslovensko savetovanje: "Evrokodovi i jugoslovensko građevinsko konstrukterstvo", Posebna izlaganja EC 5 - EC 8, Beograd, april 1997., str. 1-21.
- [135] Stevanović, B., Ostojić, D.: "Neke mogućnosti ojačanja zidanih konstrukcija", Savetovanje: Zidane konstrukcije u savremenoj građevinskoj praksi, JUDIMK - Beograd, GF Beograd, dec. 2001., str. 85-93.
- [136] Stevanović, B., Stojić, D., Kočetov, T.: "Proračun spojnih sredstava u drvenim konstrukcijama prema Evrokodu 5", 6-ti Simpozijum DGKM, Ohrid, Makedonija, oktobar 1995.
- [137] Stevanović, B., Vasić, S.: "Jedan način proračuna i primeri izvođenja drvenih nosača spregnutih sa betonskom pločom pomoću eksera", Simpozijum SDGKJ '89-T57, Dubrovnik, april 1989., str. 351-356.
- [138] Stevanović, B.: "Analiza spregnutih nosača od drveta i betona", Magistarska teza, Građevinski fakultet Beograd, juni 1994.
- [139] Stevanović, B.: "Analysis, Calculation and Practical Use of Composite Action of Timber Beams and Reinforced Concrete Plate Connected by Nails", Proceedings of the Second Pacific Timber Engineering Conference, Auckland, New Zealand, Aug. 1989., Vol. 1, pp. 465-474.
- [140] Stevanović, B.: "Elastically Coupled Timber-Concrete Beams", International Wood Engineering Conference, New Orleans, USA, Oct. 1996., Vol. 3, pp. 3425-3431.
- [141] Stevanović, B.: "Ispitivanje spregnutih nosača drvo-beton izvedenih mehaničkim spojnim sredstvima", XXII Kongres JUDIMK-a, Niška Banja, oktobar 2002., str. 227-233.
- [142] Stevanović, B.: "Jedan način ojačanja drvenih međuspratnih konstrukcija kod nadogradnje zgrada", Časopis "Materijali i konstrukcije" br. 1-2, Beograd, 2001., str. 41-45.

- [143] Stevanović, B.: "Osnovne karakteristike i proračun spregnutih nosača od drveta i betona", XX Kongres JUDIMK-a, Cetinje, juni 1996., str. 237-242
- [144] Stevanović, B.: "Practical Use of Composite Timber - Concrete Beams Connected by Nails", The Fifth World Conference on Timber Engineering, Lausanne, Switzerland, Aug. 1998., Vol. 4, pp. 256-263.
- [145] Stevanović, B.: "Praktična primena nosača drvo-beton spregnutih pomoću eksera", 10. Kongres JDGK, Vrnjačka Banja, juni 1998., knjiga T, str. 265-271.
- [146] Stevanović, B.: "Spregnute konstrukcije drvo-beton", Stručni seminar: Savremena građevinska praksa '99, FTNIIG - Novi Sad, mart 1999., str. 103-118.
- [147] Stevanović, B.: "Spregnuti nosači drvo-beton", Časopis "Izgradnja" br. 2-3, februar-mart 2000., str. 59-65.
- [148] Stevanović, B.: "Timber-Concrete Composite Structures", Wood-Engineering 21st Century, Research, Needs and Goals, Portland, Oregon, USA, April 1997.
- [149] Stojić, D.: "Drvene konstrukcije i skele", Izdavačka jedinica Univerziteta u Nišu, 1996.
- [150] Takač, S., Matošević, D., Bogičević, P.: "Numerical Modeling of Wood-Concrete Composite Structures Joints", Proceedings of the International RILEM Symposium - Joints in Timber Structures, Stuttgart, Germany, Sept. 2001., pp. 273-282.
- [151] Takač, S., Plaribat-Lončarić, S., Bogičević, P.: "Wood-Concrete Composite Structures Joined by Special Type Dowels", RILEM Symposium on Timber Engineering, Stockholm, Sweden, Sept. 1999., pp. 255-262.
- [152] Takač, S.: "Experimental Research of Wood-Concrete Composite Structures Joined by Building Dowels", Proceedings of the International Wood Engineering Conference, New Orleans, USA, Oct. 1996., Vol. 3, pp. 3/299-3/303.
- [153] Talja, A., Toratti, T.: "Effect of Floating Floors on the Vibration Performance of Wood-Concrete Composite Floors", Proceedings of the World Conference on Timber Engineering, British Columbia, Canada, Aug. 2000., T-8.2.3.
- [154] Thompson, E.G., Goodman, J.R.: "Finite Element Analysis of Layered Wood System", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.101, No. St12, Dec. 1975., pp. 2659-2672.
- [155] Timmermann, K., Meierhofer, U.A.: "Design of Timber/Concrete Composite Structural Elements by Means of the Finite Difference Method", Proceedings of the RILEM Symposium: Timber-Concrete Composite Structures", Ravenna, Italy, June 1992., Chap. 3.6.
- [156] Timošenko, S.: "Teorija elastične stabilnosti", Naučna knjiga, Beograd, 1952.
- [157] Tser-Ming C., Gutkowski, R.M., Pellicane, P.J.: "Tests and Analysis of Mixed Concrete-Wood Beams", Structural Research Report No. SR 69, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, USA, 1992.
- [158] Van der Linden, M., Blass, J.H.: "Timber-Concrete Composite Floor Systems", Proceedings of the International Wood Engineering Conference New Orleans, USA, Oct. 1996., Vol. 3, pp. 3/309-3/315.
- [159] Vanderbilt, M.D., Goodman, J.R., Criswell, M.E.: "Service and Overload Behaviour of Wood Joist Floor Systems", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. St1, Jan. 1974., pp. 11-29.

- [160] Vasić, S.: "Ponašanje mehaničkih spojnih sredstava u drvenim konstrukcijama u elastičnoj i plastičnoj oblasti", Magistarska teza, Građevinski fakultet, Beograd, 1992.
- [161] Von der Linden, M.: "Load-Sharing in Timber-Concrete Composite Floors", Proceedings of the Pacific Timber Engineering, Conference, Gold Coast, Australia, July 1994., pp. 318-325.
- [162] Werner, H.: "Holz-Beton-Verbunddecke mit einer neuartigen Fugenausbildung", Bauen mit Holz, 4/92, pp. 312-324.
- [163] Wheat, D.L., Vanderbilt, M.D., Goodman, J.R.: "Wood Floors with Nonlinear Nail Stiffness", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 5, May 1983., pp. 1290-1302.
- [164] Wieland, H., Wilhelm, J.: "Timber-Concrete Composite Load-Bearing Structures. Design Simplified Rules", Proceedings of the RILEM Symposium: Timber-Concrete Composite Structures", Ravenna, Italy, June 1992., Chap. 3.7.
- [165] Wood Handbook - Wood as an Engineering Material, Forest Products Laboratory, Madison, USA, 1999.
- [166] Yttrup, J.P.: "Concrete Enhanced Timber", Proceedings of the International Wood Engineering Conference New Orleans, USA, Vol. 3, Oct. 1996., pp. 3/304-3/308.
- [167] Zajicek, P.: "Bemessungsvorschlag für Holz-Beton-Verbunddecken", Österreichische Ingenieur-und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ), 134, Jg., Heft 9/1989, s. 456-462.
- [168] Zajicek, P.: "Holz-Beton-Verbunddecken mit nachgiebigem Verbund", Österreichische Ingenieur-und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ), 134, Jg., Heft 2/1989, s. 94-100.
- [169] Zakić, B.D.: "Mehanika drveta", Fakultet tehničkih nauka Novi Sad, 1999.
- [170] Zakić, B.D.: "Uvod u mehaniku drveta", Fakultet tehničkih nauka Novi Sad, 1985.
- [171] Zbirka jugoslovenskih pravilnika i standarda za građevinske konstrukcije: Knjiga 4 - Drvene konstrukcije; GF Beograd, JDGK i Savezni zavod za standardizaciju, Beograd, 1995.
- [172] Žagar, Z.: "Drveni mostovi", Sveučilište u Zagrebu, Hrvatska, 2000.







РД 18146



300126413

СОBISS