



UNIVERZITET U NOVOM SADU
GRAĐEVINSKI FAKULTET SUBOTICA
STUDIJSKI PROGRAM: GRAĐEVINARSTVO

VIBRACIJE IZAZVANE LJUDSKIM
DELOVANJEM KOD SPREGNUTIH
MEĐUSPRATNIH KONSTRUKCIJA
TIPA DRVO-LAKI BETON

Doktorska disertacija

Mentor:
Prof. dr Aleksandar Prokić

Kandidat:
Ljiljana Kozarić

Subotica, 2016 godine

**UNIVERZITET U NOVOM SADU
GRAĐEVINSKI FAKULTET SUBOTICA**

KLJUČNA DOKUMENTACIJSKA INFORMACIJA

RBR	Redni broj:	
IBR	Identifikacioni broj:	
TD	Tip dokumentacije:	Monografska dokumentacija
TZ	Tip zapisa:	Tekstualni štampani materijal
VR	Vrsta rada:	Doktorska disertacija
AU	Ime i prezime autora:	Ljiljana Kozarić
MN	Mentor:	dr Aleksandar Prokić
NR	Naslov rada:	Vibracije izazvane ljudskim delovanjem kod spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-laki beton
JP	Jezik publikacije:	Srpski
Jl	Jezik izvoda:	Srpski/Engleski
ZP	Zemlja publikovanja:	Republika Srbija
UGP	Uže geografsko područje:	Vojvodina
GO	Godina:	2016
IZ	Izdavač:	Autorski reprint
MA	Mesto i adresa:	Subotica, Kozaračka 2a
FO	Fizički opis rada:	Broj poglavlja: 6; Broj stranica: 112; Broj slika: 87; Broj tabela: 29; Broj priloga: 6; Broj referenci: 63
NO	Naučna oblast:	Građevinarstvo
ND	Naučna disciplina:	Spregnute konstrukcije, Drvene konstrukcije
PO	Predmetna odrednica, ključne reči:	vibracije, spregnuti nosač, drvo, laki beton, modul pomerljivosti
UDK		692.5 : 666.973
ČU	Čuva se:	
VN	Važna napomena:	
IZ	Izvod:	<p>U ovom radu ispitano je dinamičko ponašanje spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-laki beton usled svakodnevnih ljudskih aktivnosti. Pri sanaciji, nadogradnji i seizmičkom ojačanju objekata na postojeće drvene međuspratne konstrukcije najčešće se izlivaju betonske ploče koje se sprežu sa postojećom konstrukcijom. Beton u gornjoj ploči međuspratne konstrukcije povećava njenu krutost i time smanjuje osetljivost na dinamičku pobudu. Potreba da se smanji dodatno opterećenje na postojeće temelje konstrukcije, dovodi do sve češće upotrebe lakog betona pri sanaciji i rekonstrukciji objekata. Njegovom primenom povoljni efekti sprežanja ostaju očuvani, a prednosti u vidu smanjenja dodatne težine dolaze do izražaja.</p> <p>Međutim, u dostupnoj literaturi, podataka o dinamičkom ponašanju spregnutih međuspratnih konstrukcija izvedenih sa lakim betonima malih zapreminskih masa nema, pa je cilj ovog rada bio da se ispituju osnovne dinamičke karakteristike drvenih međuspratnih konstrukcija saniranih lakim betonom raznih zapreminskih težina. Analizirano je dinamičko ponašanje, odnosno sračunate su prve tri sopstvene frekvencije oscilovanja četiri međuspratne spregnute konstrukcije sa identičnim poprečnim presecima i spojnim sredstvima, ali sa različitom klasom zapreminske mase lakog betona u gornjoj betonskoj ploči. Preliminarnim laboratorijskim ispitivanjem relevantnih svojstava četiri vrste lakog betona, monolitnog drveta i spojnih sredstava, koja su se koristila pri sprežanju drveta i lakog betona, dobijeni su potrebni ulazni podaci za numerička istraživanja.</p> <p>Za potrebe analitičkog istraživanja predložena je jednostavna metoda dinamičkog proračuna sopstvenih frekvencija oscilovanja elastično spregnutih konstrukcija. Tačnost rezultata predloženog dinamičkog proračuna potvrđena je eksperimentalno, i poređenjem sa rezultatima programskog paketa Ansys.</p>
DP	Datum prihvatanja teme od strane NN veća:	17.03.2014.
DO	Datum odbrane:	
KO	Članovi komisije:	predsednik: dr Miroslav Bešević član: dr Dragoslav Stojić član: dr Tatjana Kočetov Mišulić član: dr Danijel Kukaras član: dr Aleksandar Prokić

**UNIVERSITY OF NOVI SAD
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING SUBOTICA**

KEY WORD DOCUMENTATION

ANO	Accession number:	
INO	Identification number:	
DT	Document type:	Monograph documentation
TR	Type of record:	Textual printed material
CC	Contents code:	PhD Thesis
AU	Author:	Ljiljana Kozarić
MN	Mentor:	dr Aleksandar Prokić
TI	Title:	Vibrations of composite wood-lightweight concrete floor structures caused by human action
LT	Language of text:	Serbian
LA	Language of abstract:	English/Serbian
CP	Country of publication:	Republic of Serbia
LP	Locality of publication:	Vojvodina
PY	Publication year:	2016
PU	Publisher:	Author reprint
PP	Publication place:	Subotica, Kozarač ka 2a
PD	Physical description:	Number of chapters: 6; Number of pages: 112; Number of figures: 87; Number of tables: 29; Number of appendices: 6; Number of references: 63
SF	Scientific field:	Civil Engineering
SD	Scientific discipline:	Composite structures, Wooden structures
SKW	Subject, Key words:	vibration, composite beam, wood, lightweight concrete, slip modulus
UC		692.5 : 666.973
HD	Holding data:	
N	Note:	
AB	Abstract:	<p>This work has examines dynamic behavior of composite wood-lightweight concrete floor structures exposed to normal everyday human activities. In a case of restoration, renovation or seismic reinforcement, the most common approach is to pour concrete slabs onto existing wooden floor structures. Concrete in the upper zone of floor structure is increasing its stiffness and thus reducing the dynamic excitation. In the attempt to reduce the weight on the existing foundations, lightweight concrete is used for restoration and renovation. Coupling effect remains undisturbed but added weight is significantly reduced when lightweight concrete is used.</p> <p>However, the available literature does not provide data about dynamic behavior of the composite wood-lightweight concrete floor structures; therefore the goal of this research work is to examine the characteristics of the restored wooden structures coupled with lightweight concrete of the different specific weights. This research work analyzes dynamic behavior that included first three frequencies of four composite floor structures with identical cross sections and connections, but different specific weights of the lightweight concrete in the upper layer of the concrete slab. Preliminary laboratory testing of four different types of the lightweight concrete, wood and connections, yielded necessary data for the further numeric analysis.</p> <p>Simple calculation method for obtaining mode frequencies of the partial composite structures has been proposed, for the purpose of this analytical research. The accuracy of the proposed dynamic model has been confirmed through experimental research and compared up against the results from the Ansys.</p>
AS	Accepted on Scientific Board on:	17.03.2014.
DE	Defended:	
DB	Thesis Defend Board:	<p>president: dr Miroslav Bešević member: dr Dragoslav Stojić member: dr Tatjana Kočetov Mišulić member: dr Danijel Kukaras member: dr Aleksandar Prokić</p>

UNIVERZITET U NOVOM SADU
GRAĐEVINSKI FAKULTET SUBOTICA
DOKTORSKA DISERTACIJA
podneta 2016. godine

VIBRACIJE IZAZVANE LJUDSKIM DELOVANJEM KOD SPREGNUTIH MEĐUSPRATNIH KONSTRUKCIJA TIPA DRVO-LAKI BETON

Ljiljana Kozarić, d.i.g.
Katedra za konstrukcije i materijale
Građevinski fakultet Subotica
Univerzitet u Novom Sadu

Sažetak:

U ovom radu ispitano je dinamičko ponašanje spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-laki beton usled svakodnevnih ljudskih aktivnosti. Pri sanaciji, nadogradnji i seizmičkom ojačanju objekata na postojeće drvene međuspratne konstrukcije najčešće se izlivaju betonske ploče koje se sprežu sa postojećom konstrukcijom. Beton u gornjoj ploči međuspratne konstrukcije povećava njenu krutost i time smanjuje osetljivost na dinamičku pobudu. Potreba da se smanji dodatno opterećenje na postojeće temelje konstrukcije, dovodi do sve češće upotrebe lakog betona pri sanaciji i rekonstrukciji objekata. Njegovom primenom povoljni efekti sprežanja ostaju očuvani, a prednosti u vidu smanjenja dodatne težine dolaze do izražaja.

Međutim, u dostupnoj literaturi, podataka o dinamičkom ponašanju spregnutih međuspratnih konstrukcija izvedenih sa lakim betonima malih zapreminskih masa nema, pa je cilj ovog rada bio da se ispituju osnovne dinamičke karakteristike drvenih međuspratnih konstrukcija saniranih lakim betonom raznih zapreminskih težina. Analizirano je dinamičko ponašanje, odnosno sračunate su prve tri sopstvene frekvencije oscilovanja četiri međuspratne spregnute konstrukcije sa identičnim poprečnim presecima i spojnim sredstvima, ali sa različitom klasom zapreminske mase lakog betona u gornjoj betonskoj ploči. Preliminarnim laboratorijskim ispitivanjem relevantnih svojstava četiri vrste lakog betona, monolitnog drveta i spojnih sredstava, koja su se koristila pri sprežanju drveta i lakog betona, dobijeni su potrebni ulazni podaci za numerička istraživanja.

Za potrebe analitičkog istraživanja predložena je jednostavna metoda dinamičkog proračuna sopstvenih frekvencija oscilovanja elastično spregnutih konstrukcija. Tačnost rezultata predloženog dinamičkog proračuna potvrđena je eksperimentalno, i poređenjem sa rezultatima programskog paketa Ansys.

UNIVERSITY OF NOVI SAD
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING SUBOTICA
PhD THESIS
submitted in 2016

VIBRATIONS OF COMPOSITE WOOD-LIGHTWEIGHT CONCRETE FLOOR STRUCTURES CAUSED BY HUMAN ACTION

Ljiljana Kozarić, C.E.
Department for Structures and Materials
Faculty of Civil Engineering Subotica
University of Novi sad

Abstract:

This work has examines dynamic behavior of composite wood-lightweight concrete floor structures exposed to normal everyday human activities. In a case of restoration, renovation or seismic reinforcement, the most common approach is to pour concrete slabs onto existing wooden floor structures. Concrete in the upper zone of floor structure is increasing its stiffness and thus reducing the dynamic excitation. In the attempt to reduce the weight on the existing foundations, lightweight concrete is used for restoration and renovation. Coupling effect remains undisturbed but added weight is significantly reduced when lightweight concrete is used.

However, the available literature does not provide data about dynamic behavior of the composite wood-lightweight concrete floor structures; therefore the goal of this research work is to examine the characteristics of the restored wooden structures coupled with lightweight concrete of the different specific weights. This research work analyzes dynamic behavior that included first three frequencies of four composite floor structures with identical cross sections and connections, but different specific weights of the lightweight concrete in the upper layer of the concrete slab. Preliminary laboratory testing of four different types of the lightweight concrete, wood and connections, yielded necessary data for the further numeric analysis.

Simple calculation method for obtaining mode frequencies of the partial composite structures has been proposed, for the purpose of this analytical research. The accuracy of the proposed dynamic model has been confirmed through experimental research and compared up against the results from the Ansys.

Sadržaj

1. UVOD.....	1
1.1. Opis predmeta istraživanja	1
1.2. Pregled dostupne literature u području istraživanja.....	3
1.3. Obrazloženje o potrebama istraživanja	4
1.4. Cilj istraživanja.....	5
1.5. Primenjena metodologija	5
1.6. Rezultati istraživanja i njihova primenljivost	6
1.7. Kratak sadržaj rada	6
2. SPREGNUTE MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE DRVO-BETON.....	8
2.1. Tipovi spregnutih nosača i sredstava za sprezanje drveta i betona.....	8
2.2. Vibracije spregnutih međuspratnih konstrukcija drvo-beton	12
2.3. Granično stanje upotrebljivosti konstrukcija	14
2.3.1. Kriterijum granične vrednosti ubrzanja (pomeranja)	15
2.3.2. Kriterijum minimalne vrednosti osnovne frekvencije oscilovanja.....	19
2.3.3. Kriterijum maksimalnog dopuštenog ugiba usled jedinične statičke sile.....	22
3. TEORIJA SPREZANJA	24
3.1. Spregnute konstrukcije	24
3.2. Statička analiza spregnutih konstrukcija	26
3.2.1. Kruto spregnute konstrukcije i konstrukcije bez sprezanja	26
3.2.2. Elastično spregnute konstrukcije	27
3.2.2.1. Analitička metoda proračuna elastično spregnutih nosača.....	27
3.2.2.2. Pojednostavljen postupak primenom γ - metode po Kreuzingeru .	33
3.2.2.3. Proračun spregnutog nosača složenog preseka po Evrokodu 5	36
3.2.3. Modul pomerljivosti.....	39
3.3. Dinamička analiza elastično spregnute konstrukcije.....	40

4. RAČUNARSKO MODELIRANJE MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE	44
4.1. Proračun spregnute međuspratne konstrukcije metodom konačnih elemenata	44
4.2. Geometrija nosača	46
4.3. Modeliranje nosača	48
4.4. Fizičko-mehaničke karakteristike materijala	51
4.4.1. Karakteristike materijala po Evropskim standardima	51
4.4.2. Laboratorijsko ispitivanje karakteristika materijala	54
4.5. Proračun dinamičkih parametara modela	70
4.5.1. Analitički proračun dinamičkih parametara modela	70
4.5.2. Proračun dinamičkih parametara modela softverskim paketom Ansys...	71
5. EKSPERIMENTALNA ANALIZA MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE	78
5.1. Eksperimentalna modalna analiza	78
5.2. Oprema za prikupljanje i obradu podataka	79
5.3. Geometrijske karakteristike spregnutog nosača	81
5.4. Izrada spregnutog nosača	83
5.5. Elastomehaničke karakteristike ugrađenih materijala	84
5.6. Ispitivanje spregnutog nosača	85
5.7. Rezultati ispitivanja spregnutog nosača	87
5.8. Analiza dobijenih eksperimentalno teorijskih rezultata	88
6. ZAKLJUČAK	91
PRILOG A	93
PRILOG B	95
PRILOG C	96
PRILOG D	97
PRILOG E	103
PRILOG F	104
LITERATURA	108

Spisak slika

<i>Slika 2.1. Spregnute ploče drvo-beton</i>	9
<i>Slika 2.2. Spregnuti nosači drvo-beton (T-grede). Mehanički moždanici</i>	10
<i>Slika 2.3. Spregnuti nosači drvo-beton. Mehanički moždanici i lepljenje</i>	11
<i>Slika 2.4. Vrste dimaničkog opterećenja (Murray, Allen & Ungar, 2003)</i>	13
<i>Slika 2.5. Reiher-Meisterov dijagram</i>	16
<i>Slika 2.6. Modifikovani Reiher-Meisterov dijagram (Naeim, 1991)</i>	16
<i>Slika 2.7. Prihvatljiva ubrzanja vibracija (Allen & Murray, 1993; ISO 2631-2, 1989)</i>	17
<i>Slika 2.8. Preporučene vrednosti i veza između parametara a i b</i>	22
<i>Slika 2.9. Kriterijum maksimalnog ugiba usled jedinične statičke sile (Allen & Pernica 1998)</i>	22
<i>Slika 3.1. Smicanje u kontaktnoj ravni spregnutog nosača</i>	24
<i>Slika 3.2. Ponašanje grede sa spregnutim T poprečnim presekom</i>	25
<i>Slika 3.3. Spregnuti nosač drvo-beton - opterećenje (a) i presečne sile (b)</i>	28
<i>Slika 3.4. Presečne sile na diferencijalnom elementu</i>	29
<i>Slika 3.5. Raspored dilatacija u preseku</i>	30
<i>Slika 3.6. Spregnuta greda pre i posle deformacije</i>	34
<i>Slika 3.7. Delimično spregnut nosač T poprečnog preseka</i>	37
<i>Slika 4.1. Model spregnute grede T-poprečnog preseka (Linden, 1999)</i>	45
<i>Slika 4.2. Model spregnute čelično-betonske grede (Fragiacomo et al., 2004)</i>	45
<i>Slika 4.3. Smičuća sila po jedinici dužine (Ollgard, Slutter & Fischer, 1971)</i>	46
<i>Slika 4.4. Geometrijske karakteristike nosača</i>	47
<i>Slika 4.5. Geometrijske karakteristike elementa PLANE42 (Ansys 2011)</i>	48
<i>Slika 4.6. Modeliranje kontaktne površine</i>	49
<i>Slika 4.7. Geometrijske karakteristike elementa CONTA171 (Ansys 2011)</i>	49
<i>Slika 4.8. Geometrijske karakteristike elementa TARGE169 (Ansys 2011)</i>	50
<i>Slika 4.9. Geometrijske karakteristike elementa COMBIN39 (Ansys 2011)</i>	50

<i>Slika 4.10. Statički sistem i potrebne dimenzije uzorka (SRPS EN 408, 2014)</i>	55
<i>Slika 4.11. Izgled uzoraka za ispitivanje</i>	55
<i>Slika 4.12. Metalni nosač</i>	56
<i>Slika 4.13. Položaj uzorka i pomičnih merila</i>	56
<i>Slika 4.14. Raspored mernih mesta uzorka</i>	57
<i>Slika 4.15. Akvizicioni sistem „Su-tech“</i>	57
<i>Slika 4.16. Eksperimentalo određen dijagram $F - w_r$ za uzorak 1</i>	58
<i>Slika 4.17. Eksperimentalo određen dijagram $F - w$ za uzorak 1</i>	59
<i>Slika 4.18. Izgled uzorka nakon loma</i>	59
<i>Slika 4.19. Uzorci za ispitivanje vlažnosti i zapreminske mase</i>	60
<i>Slika 4.20. Uzorci za ispitivanje modula elastičnosti i Poasonovog koeficijenta</i>	61
<i>Slika 4.21. Uzorci za ispitivanje čvrstoće na pritisak</i>	62
<i>Slika 4.22. Ispitani modeli za pomerljivost veze</i>	64
<i>Slika 4.23. Izgled drvenog dela modela sa ugrađenim spojnim sredstvima</i>	65
<i>Slika 4.24. Oblik i dimenzije modela za određivanje modula pomerljivosti veze</i>	65
<i>Slika 4.25. Položaj pomičnih merila na modelu i ispitivanje modela</i>	66
<i>Slika 4.26. Procedura nanošenja opterećenja po standardu SRPS EN 26891(2012)</i>	67
<i>Slika 4.27. Eksperimentalo određen dijagram $F - \delta$ za model G1 1,2/1</i>	67
<i>Slika 4.28. Određivanje modula pomerljivosti veze K</i>	68
<i>Slika 4.29. Granični uslovi modela</i>	70
<i>Slika 4.30. Raspored čvorova i konačnih elemenata modela</i>	71
<i>Slika 4.31. Prva tri karakteristična oblika oscilovanja grede G1</i>	72
<i>Slika 4.32. Uticaj debljine betonske ploče na osnovnu frekvenciju oscilovanja</i>	73
<i>Slika 4.33. Uticaj debljine betonske ploče na amplitudu oscilovanja pri osnovnoj frekvenciji oscilovanja</i>	74
<i>Slika 4.34. Uticaj rastojanja drvenih greda na osnovnu frekvenciju oscilovanja</i>	76
<i>Slika 4.35. Uticaj raspona konstrukcije na osnovnu frekvenciju oscilovanja</i>	77
<i>Slika 5.1. Analizator VB2000TM FFT</i>	80

<i>Slika 5.2. Merni lanac za određivanje sopstvenih frekvencija konstrukcije</i>	81
<i>Slika 5.3. Raspored zavrtnjeva u nosaču</i>	82
<i>Slika 5.4. Izrada betonske ploče nosača</i>	83
<i>Slika 5.5. Izrada spregnutih nosača</i>	83
<i>Slika 5.6. Izrada uzoraka za ispitivanje modula pomeljivosti veze</i>	84
<i>Slika 5.7. Prve tri sopstvene frekvencije oscilovanja nosača</i>	85
<i>Slika 5.8. Dispozicija mernih mesta na spregnutom nosaču</i>	85
<i>Slika 5.9. Postavljanje akcelerometra na merno mesto</i>	86
<i>Slika 5.10. Šematski prikaz toka ispitivanja</i>	86
<i>Slika 5.11. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A2 nosača 1</i>	87
<i>Slika 5.12. Apsolutna greška dobijenih rezultata</i>	89
<i>Slika 5.13. Relativna greška dobijenih rezultata</i>	90
<i>Slika B.1. Eksperimentalno određen dijagram $F - w_r$ za uzorak 2</i>	95
<i>Slika B.2. Eksperimentalno određen dijagram $F - w_r$ za uzorak 3</i>	95
<i>Slika C.1. Eksperimentalno određen dijagram $F - w$ za uzorak 2</i>	96
<i>Slika C.2. Eksperimentalno određen dijagram $F - w$ za uzorak 3</i>	96
<i>Slika D.1. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G1 1,2/2</i>	97
<i>Slika D.2. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G1 1,2/3</i>	97
<i>Slika D.3. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G2 1,4/1</i>	98
<i>Slika D.4. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G2 1,4/2</i>	98
<i>Slika D.5. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G2 1,4/3</i>	99
<i>Slika D.6. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G3 1,6/1</i>	99
<i>Slika D.7. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G3 1,6/2</i>	100
<i>Slika D.8. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G3 1,6/3</i>	100
<i>Slika D.9. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G4 1,8/1</i>	101
<i>Slika D.10. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G4 1,8/2</i>	101
<i>Slika D.11. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G4 1,8/3</i>	102
<i>Slika F.1. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A1 nosača 1</i>	104
<i>Slika F.2. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A3 nosača 1</i>	104

<i>Slika F.3. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A1 nosača 2</i>	105
<i>Slika F.4. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A2 nosača 2</i>	105
<i>Slika F.5. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A3 nosača 2</i>	106
<i>Slika F.6. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A1 nosača 3</i>	106
<i>Slika F.7. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A2 nosača 3</i>	107
<i>Slika F.8. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A3 nosača 3</i>	107

Spisak tabela

<i>Tabela 2.1. Preporučene vrednosti koeficijenata P_0, ζ i a_0/g</i>	18
<i>Tabela 2.2. Granične vrednosti ubrzanja vibracija</i>	19
<i>Tabela 2.3. Minimalne osnovne frekvencije međuspratnih konstrukcija (Hz)</i>	20
<i>Tabela 3.1. Normalne i smičuće sile za karakteristične slučajeve opterećenja</i>	33
<i>Tabela 4.1. Klase zapreminske mase upotrebljenog lakog betona</i>	47
<i>Tabela 4.2. Klase čvrstoća i karakteristične vrednosti za monolitno drvo prema SRPS EN 338 (2012)</i>	52
<i>Tabela 4.3. Klase zapreminske mase i odgovarajuće proračunske zapreminske mase betona od lakog agregata prema SRPS EN 206-1 (2011)</i>	53
<i>Tabela 4.4. Sekantni moduli elastičnosti betonskih ploča po Evrokodu 2</i>	54
<i>Tabela 4.5. Moduli elastičnosti ispitanih uzoraka drveta</i>	58
<i>Tabela 4.6. Čvrstoće pri statičkom savijanju ispitanih uzoraka drveta</i>	60
<i>Tabela 4.7. Apsolutne vlažnosti i zapreminske mase ispitanih uzoraka drveta</i>	60
<i>Tabela 4.8. Recepture za svaku klasu zapreminske mase lakog betona</i>	61
<i>Tabela 4.9. Moduli elastičnosti ispitanih uzoraka lakog betona</i>	62
<i>Tabela 4.10. Čvrstoće na pritisak ispitanih uzoraka lakog betona</i>	63
<i>Tabela 4.11. Zapreminske mase ispitanih uzoraka lakog betona</i>	63
<i>Tabela 4.12. Moduli pomerljivosti ispitanih modela</i>	69
<i>Tabela 4.13. Krutost spoja ispitanih modela</i>	69
<i>Tabela 4.14. Sopstvene frekvencije (Hz) analiziranih spregnutih greda (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)</i>	70
<i>Tabela 4.15. Sopstvene frekvencije (Hz) analiziranih spregnutih greda (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)</i>	72
<i>Tabela 4.16. Sopstvene frekvencije (Hz) greda sa betonskom pločom visine 10 cm (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)</i>	73

<i>Tabela 4.17. Sopstvene frekvencije (Hz) greda sa betonskom pločom visine 12,5 cm (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)</i>	73
<i>Tabela 4.18. Sopstvene frekvencije (Hz) greda sa betonskom pločom širine 80 cm (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)</i>	75
<i>Tabela 4.19. Sopstvene frekvencije (Hz) greda sa betonskom pločom širine 100 cm (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)</i>	75
<i>Tabela 4.20. Sopstvene frekvencije (Hz) spregnutih grednih nosača raspona 4 m (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)</i>	76
<i>Tabela 4.21. Sopstvene frekvencije (Hz) spregnutih grednih nosača raspona 8 m (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)</i>	77
<i>Tabela 5.1. Podešavanja na analizatoru pri modalnoj analizi</i>	81
<i>Tabela 5.2. Sopstvene frekvencije (Hz) ispitanih spregnutih nosača</i>	88
<i>Tabela 5.3. Uporedni prikaz sračunatih sopstvenih frekvencija (Hz)</i>	88
<i>Tabela 5.4. Vrednosti apsolutnih i relativnih grešaka rezultata</i>	89

1. UVOD

1.1. Opis predmeta istraživanja

Primenom spregnutih konstrukcija postiže se visok stepen iskorišćenja nosivosti primenjenih materijala u nosaču. Činjenica da drvo ima relativno veliku čvrstoću na zatezanje dovela je 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, stambenih zgrada, industrijskih, sportskih i drugih objekata. Danas, ovaj vid sprezanja koristi se i pri rekonstrukciji i sanaciji starih međuspratnih drvenih konstrukcija, što je u inženjerskoj praksi u našoj zemlji naišlo na veliku upotrebu i široku primenu.

Projektovanjem konstrukcija sve većeg raspona, kao i sanacijom postojećih objekata iz razloga seizmičkog ojačanja i/ili nadogradnje, javila se i potreba da se smanji ukupna težina, tj. masa konstrukcije, kao i dodatno opterećenje na postojeće temelje. Ušteda na masi se može postići upotrebom lakog betona visoke čvrstoće, čime povoljni efekti sprezanja ostaju očuvani, a prednosti u vidu smanjenja težine, kao i upotrebe različitih punilaca lakih betona, dolaze do izražaja.

Na osnovu istraživanja sprovedenih u svetu i u našoj zemlji, koja su već primenjena u svakodnevnoj inženjerskoj praksi na sanacijama mnogobrojnih objekata, evidentno je da se na osnovu dostupnih saznanja, spregnuta međuspratna konstrukcija tipa drvo-beton može adekvatno proračunati, projektovati i izvesti za merodavna statička opterećenja. Međutim, posebna ispitivanja na dinamička opterećenja, a posebno na vibracije izazvane ljudskim delovanjem koje mogu značajno uticati na eksploatacionu funkcionalnost objekta, do sada nisu dovoljno razmatrana i uvedena u proračunske kontrole.

Kao glavni izvori dinamičkog opterećenja mogu se navesti: zemljotres, vetar, saobraćaj, eksplozije, industrijske mašine i čovek. Industrijske mašine i čovek smatraju se za dva najbitnija izvora pobude međuspratnih konstrukcija. Pešački mostovi, trgovački centri, koncertne i plesne dvorane, sportske sale osetljive su na vibracije izazvane ljudskim delovanjem. Stoga je prilikom dimenzionisanja međuspratnih konstrukcija poželjno, osim statičkog opterećenja, uzeti u obzir i ovo dinamičko opterećenje. Međutim, u svetu a i kod nas, dinamičko ponašanje ovakvih konstrukcija nije dovoljno istraženo.

U ovom radu istražiće se dinamičko ponašanje spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-laki beton izazvano ljudskim delovanjem, kako bi se sa teorijske i praktične strane obradilo i obezbedilo da ova dejstva ne uzrokuju vibracije koje mogu umanjiti funkcionalnost ili izazvati neprihvatljiv diskomfor kod korisnika.

Upotreba betonske ploče u međuspratnoj konstrukciji povećava krutost a smanjuje vibracije u odnosu na klasične drvene međuspratne konstrukcije. Sprezanjem drvo-beton povećava se i vatrootpornost konstrukcije, postiže bolja akustična izolovanost i unapređuju termička svojstva.

Predmet istraživanja ovog rada je ispitivanje dinamičkog ponašanja tj ponašanja usled vibracija izazvanih ljudskom navalom četiri tipa međuspratne spregnute konstrukcije, identičnih poprečnih preseka i spojnih sredstava, ali izvedenih od lakog betona različitih klasa zapreminskih masa lakog agregata. Za potrebe ulaznih podataka analitičkog i računarskog istraživanja izvršena su preliminarna laboratorijska ispitivanja relevantnih svojstava četiri vrste lakog betona, monolitnog drveta i spojnih sredstava - veza koja će se koristiti pri sprezanju drvo-beton. Prilikom izbora spojnog sredstva za sprezanje, kao i formiranja geometrije nosača, korišćeni su kao eliminatorni rezultati preliminarnih ispitivanja, kao i dostupna saznanja o sličnim statičkim ispitivanjima na realnim konstrukcijama u našoj zemlji i svetu.

Na modelima spregnute strukture određene su sopstvene frekvencije i modalni oblici. Polje rezonantnih frekvencija međuspratne konstrukcije važno je znati jer pobuda bliska sopstvenoj frekvenciji može imati štetan efekat na konstrukciju. Ovakva pobuda može da proizvede vibracije konstrukcije koje imaju visoke amplitude i koje mogu dovesti do zamora materijala, oštećenja delova konstrukcije, pa i do loma i otkaza strukture.

Pri sprovođenju računarske analize korišćen je savremeni specijalizovani softverski paket Ansys. Osnovu računarskog postupka za rešavanje sistema diferencijalnih jednačina predstavlja metoda konačnih elemenata. Spregnuta međuspratna konstrukcija sa najpovoljnijim dinamičkim parametrima ispitana je i eksperimentalno radi upoređivanja, tj potvrde dobijenih rezultata.

Rezultati ovih istraživanja jasno ukazuju na prednosti i nedostatke upotrebe lakih betona za gornji sloj spregnute međuspratne konstrukcije pri dinamičkom odnosno opterećenju izazvanom ljudskim delovanjem, i treba da unaprede proces projektovanja u ovoj oblasti.

1.2. Pregled dostupne literature u području istraživanja

Spregnute konstrukcije tipa drvo-beton proučavaju se već više od 70 godina. U Americi, *McCullough (1943)* je za potrebe Oregon State Highway Department-a ispitao 22 spregnuta nosača tipa drvo-beton. Istraživao je mogućnost primene ovih greda kod mostova malog raspona na autoputevima. U isto vreme na Univerzitetu Illinois *Richart i Williams (1943)* testiraju 32 spregnuta nosača sa različitim vezama za sprezanje. Dugoročan test od dve i po godine pokazao je da grede sa čeličnim nazubljenim vezama imaju najmanje smanjenje nosivosti usled širenja i skupljanja materijala tokom vremena.

U Evropi se spregnuti nosači tipa drvo-beton koriste uglavnom pri sanaciji starih drvenih međuspratnih konstrukcija, mada nalaze primenu i u izgradnji novih komercijalnih i stambenih zgrada (*Ceccotti, 1995*). Danas se ove spregnute konstrukcije koriste pri izgradnji mostova, zgrada, stubova, hangara, platformi.

Povećana nosivost i krutost spregnutih međuspratnih konstrukcija u odnosu na klasične drvene omogućava raspone i do 12 m (*ABD. Ghafar 2008*).

Najnoviji radovi *Lukaszewska (2009)* i *Crocetti-a (2010)* istražuju primenu montažnih betonskih ploča izbegavajući tako izlaganje drveta mokrom okruženju.

Vibracije spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-beton usled ljudskog delovanja eksperimentalno su istraživali *Chien & Richie (1984)*, *Bachmann & Ammann (1987)*, *Allen & Murray (1993)*, *Williams & Waldron (1994)* i *Nor Hayati, Deam & Fragiaco (2009)*. Metodu konačnih elemenata u proračun odgovora međuspratne konstrukcije na ljudsko delovanje prvi uvode *Linden (1999)*, *Fragiaco et al. (2004)*, *Hicks (2004)* i *Ebrahimpour & Sack (2005)*.

Predloženo je više smernica pri projektovanju spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-beton: *Wyatt (1989)*, *Murray (1990)*, *Murray, Allen & Ungar (2003)*, *Evrokod 4 (2009)* i *Evrokod 5 (2009)*. Predložene empirijske metode daju smernice za određivanje prve sopstvene frekvencije. Ograničena su saznanja o sopstvenim frekvencijama višeg reda.

Ispitivajući preko 100 problematičnih podova *Murray (1991)* zaključuje da je njihova frekvencija uglavnom između 5-8 Hz. Preporučuje da se frekvencije ispod 8 Hz izbegavaju jer frekvencije između 5-8 Hz izazivaju diskomfor kod ljudi, dok hodanje pobuđuje velika pomeranja kod međuspratnih konstrukcija sa sopstvenom frekvencijom ispod 3 Hz. Takođe i *Evrokod 5 (2009)* navodi da se za međuspratne konstrukcije sa sopstvenom frekvencijom ispod 8 Hz moraju sprovesti posebna ispitivanja.

Međutim, vibracije izazvane ljudskim delovanjem kod drvenih međuspratnih konstrukcija saniranih ili izvedenih sa gornjom pločom od lakog betona nisu do sada dovoljno istražene, iako bi ovakva konstrukcija, zbog smanjene težine u odnosu na beton standardne težine mogla biti osetljivija na vibracije.

1.3. Obrazloženje o potrebama istraživanja

U gradskim sredinama javlja se potreba za novim stambenim ili javnim prostorom. Problem se, najčešće, rešava nadogradnjom postojećih stambenih i javnih zgrada. Konstruktivno rešenje nadogradnje zavisi od konstruktivnog sistema postojećeg objekta, njegovog fundiranja kao i namene nadograđenog dela objekta. Jedan od osnovnih konstruktivnih problema predstavlja postojeća, poslednja, međuspratna konstrukcija. Zbog potrebe korišćenja prostorija ispod nje ona se ne ruši. Nju treba sanirati i ojačati da nosi novo, dodatno, opterećenje. Veliki broj objekata, naročito onih izgrađenih pre II svetskog rata, imaju drvene međuspratne konstrukcije. Poslednjih dvadesetak godina u svetu, a i u našoj zemlji, drvene međuspratne konstrukcije se saniraju i ojačavaju sprežanjem postojećih drvenih greda sa novom armirano-betonskom pločom. Laki betoni se koriste kad je potrebno smanjiti dodatno opterećenje na temelje postojeće konstrukcije.

Poslednjih godina javlja se potreba za međuspratnim konstrukcijama velikih raspona kod tržnih centara, sportskih objekata, škola, bolnica... Zbog velikih raspona potrebno je smanjiti sopstvenu težinu same konstrukcije. Jedno od konstruktivnih rešenja je i upotreba spregnute konstrukcije drvo-laki beton zbog njene male težine u odnosu na nosivost.

Upotreba lakih međuspratnih konstrukcija velikih raspona dovodi do smanjenja njene rezonantne frekvencije pa su one osetljivije na dinamička opterećenja. Naročito su bitne vibracije izazvane svakodnevnim ljudskim delovanjem. Hodanje, trčanje, skakanje, plesanje mogu izazvati neprijatan osećaj kod ljudi kad amplitude vibracija nisu kontrolisane. Ritmičke ljudske aktivnosti, kao npr. aerobik, mogu i ugroziti stabilnost međuspratne konstrukcije.

Poslednjih dvadesetak godina istraživalo se ponašanje spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-laki beton pri statičkom opterećenju dok se dinamičko opterećenje nije ispitalo. Istraživanje dinamičkog ponašanja ovih konstrukcije neophodno je sa aspekta sigurnosti, kao i kvalitetne eksploatacije objekta.

1.4. Cilj istraživanja

Osnovni cilj istraživanja je da se, pomoću teorijske analize, računarskog modeliranja i ekperimentalnih rezultata, dobije pouzdan uvid u dinamičko ponašanje spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-laki beton jer je u ovoj oblasti evidentan nedostatak preporuka i smernica za projektovanje.

Kao cilj istraživanja takođe je postavljeno da se na osnovu dobijenih rezultata sagledaju prednosti i nedostaci upotrebe različitih lakih mikroarmiranih betona za gornji sloj spregnute međuspratne konstrukcije pri dinamičkom opterećenju - vibracijama izazvanim čovekom kao najbitnijim izvorom pobude kod međuspratnih konstrukcija.

Naglasak istraživanja je dat na sprezanju lakog betona sa drvenim monolitnim gredama, kao i dinamičkom opterećenju izazvanim ljudskim delovanjem, što predstavlja novinu u odnosu na dosadašnje objavljene rezultate iz ove oblasti. Laki betoni smanjuju težinu konstrukcije te se mogu ostvariti veći rasponi u odnosu na konstrukcije sa običnim betonima. Kao što je rečeno, veći rasponi međuspratnih konstrukcija smanjuju njenu rezonantnu frekvenciju. Konstrukcija postaje osetljivija na dinamičko opterećenje, pa poznavanje dinamičkog odgovora ovakve lake međuspratne konstrukcije predstavlja bitan preduslov pravilnog projektovanja.

1.5. Primenjena metodologija

Istraživanje će biti bazirano na savremenim teorijskim saznanjima, relevantnim izvorima podataka i primeni odgovarajućih metoda.

U izradi ove disertacije koriste se različite metode i odgovarajuća metodologija naučno-istraživačkog rada koja se temelji na metodama savremene nauke.

Pri tome koriste se osnovne metode: matematičko modeliranje konstrukcije i eksperiment na modelu ispitanom u laboratorijskim uslovima pri čemu eksperiment ima za cilj da potvrdi teorijska rešenja.

U izradi ove disertacije koriste se i posebne naučne metode: analiza i sinteza, apstrakcija i konkretizacija, generalizacija i specijalizacija, definicija i klasifikacija, dokazivanje i opovrgavanje, te logička i komparativna metoda.

1.6. Rezultati istraživanja i njihova primenljivost

Rezultati istraživanja mogli bi da nađu primenu u oblastima koje se bave analizom uticaja vibracija na kvalitet života u višeporodičnim stambenim objektima i javnim zgradama. Dobijeni rezultati trebalo bi da daju smernice za pravilan izbor lakog betona pri projektovanju spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-laki beton uzimajući u obzir uticaj dinamičkog opterećenja - vibracija izazvanih ljudskim delovanjem.

Očekuje se da rezultati istraživanja daju doprinos optimalnijem dimenzionisanju svih vrsta spregnutih međuspratnih konstrukcija drvo-laki beton u građevinarstvu, te da inoviraju domaću tehničku regulativu u oblasti dimenzionisanja međuspratnih konstrukcija

1.7. Kratak sadržaj rada

U prvom poglavlju date su uvodne napomene o predmetu i potrebi istraživanja, njegovim ciljevima i metodologiji, te rezultatima i njihovoj primenljivosti. Dat je pregled dostupne literature u području istraživanja i kratak opis rada.

Osnovne karakteristike spregnutih međuspratnih konstrukcija drvo-beton prikazane su u drugom poglavlju. Prikazani su osnovni tipovi spregnutih nosača i sredstava za sprezanje drveta i betona, preporučeni rasponi i dimenzije nosača. Posebna pažnja posvećuje se vibracijama spregnutih međuspratnih konstrukcija. Date su vrste dinamičkih opterećenja na konstrukcije i kratak pregled osnovnih pojmova u dinamičkoj analizi. Zatim su sa aspekta graničnog stanja upotrebljivosti izložena tri osnovna kriterijuma koja međuspratna konstrukcija treba da zadovolji da bi se izbegle nekontrolisane vibracije koje mogu izazvati diskomfor kod ljudi pri njihovim svakodnevnim aktivnostima.

U trećem poglavlju dati su osnovni pojmovi o spregnutim konstrukcijama, vrstama sprezanja i postupcima proračuna. Prikazane su osnovne jednačine proračuna spregnutih konstrukcija. Posebna pažnja posvećena je delimično (elastično) spregnutim konstrukcijama. Izvedena je tačna analitička metoda statičkog proračuna elastično spregnutih nosača. Prikazan je i pojednostavljen način proračuna takozvani γ -postupak ili γ -metod koji predstavlja osnovu po kojoj su izvedene jednačine u *Evrokodu 5*. Zatim je dat i sam proračun spregnutog nosača složenog preseka po *Evrokodu 5, Aneks B, Nosači složenog preseka spojeni mehaničkim spojnim sredstvima*. Izloženi su osnovni pojmovi o modulu pomerljivosti spojnih sredstava, analitičkim i eksperimentalnim načinima

određivanja njegovih vrednosti. Predložen je i jednostavan postupak analitičkog dinamičkog proračuna.

Sopstvene frekvencije oscilovanja spregnute međuspratne konstrukcije sračunate su analitički u četvrtom poglavlju, a izvršena je i računarska analiza pomoću savremenog specijalizovanog softverskog paketa Ansys. U laboratoriji Građevinskog fakulteta u Subotici ispitane su fizičko-mehaničke karakteristike ugrađenih materijala, kao i karakteristike pomerljivosti veza u spregnutom sistemu drvo-laki beton. Sva ispitivanja vršena su na uzorcima uzetim prilikom betoniranja nosača i negovanim u uslovima propisanim odgovarajućim standardima.

U petom poglavlju eksperimentalnom modalnom analizom međuspratne konstrukcije određeni su dinamički parametri konstrukcije i upoređeni su sa parametrima dobijenim u analitičkoj i računarskoj analizi radi provere tačnosti analitičkih i računarskih modela. Opisana je oprema potrebna za prikupljanje i obradu podataka, date su geometrijske karakteristike spregnutih nosača, opisan postupak izrade nosača i tok ispitivanja, prikazani su dobijeni rezultati.

Šesto poglavlje sadrži završne napomene i zaključke. Naznačeni su i pravci daljih istraživanja.

U prilogu su dati eksperimentalno određeni dijagrami ispitanih uzoraka, kalibracioni sertifikat akcelerometra i frekventni spektri ispitanih spregnutih greda.

Poslednje poglavlje sadrži spisak korišćene literature.

2. SPREGNUTE MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE DRVO-BETON

Spregnute međuspratne konstrukcije drvo-beton predstavljaju inovativne konstruktivne elemente koji su poslednjih decenija postali predmet istraživanja i praktične primene u našoj zemlji, a i u inostranstvu, prvenstveno zbog svojih atraktivnih mehaničkih osobina. Drvo ima relativno veliku čvrstoću na zatezanje i njegovim sprezanjem sa betonom postiže se optimalno iskorišćenje nosivosti ova dva materijala u nosaču. Sreću se u novim konstrukcijama stambenih zgrada, mostova, industrijskih i sportskih objekata a sve više se primenjuju i pri rekonstrukcijama i sanacijama starih drvenih međuspratnih konstrukcija. Upotreba lakog betona u spregnutom nosaču smanjuje dodatno opterećenje na postojeću konstrukciju.

2.1. Tipovi spregnutih nosača i sredstava za sprezanje drveta i betona

Zajedničko delovanje dva različita konstruktivna materijala u jedinstvenom preseku treba da obezbede spojna sredstva odnosno sredstva za sprezanje. Ova sredstva preuzimaju smičuće sile koje nastaju na kontaktnoj površini dva elementa i time omogućuju jedinstveno delovanje spregnutog preseka i ostvarivanje pretpostavki na kojima se zasniva analiza napona i deformacija.

Međusobno spajanje elemenata može se izvršiti pomoću:

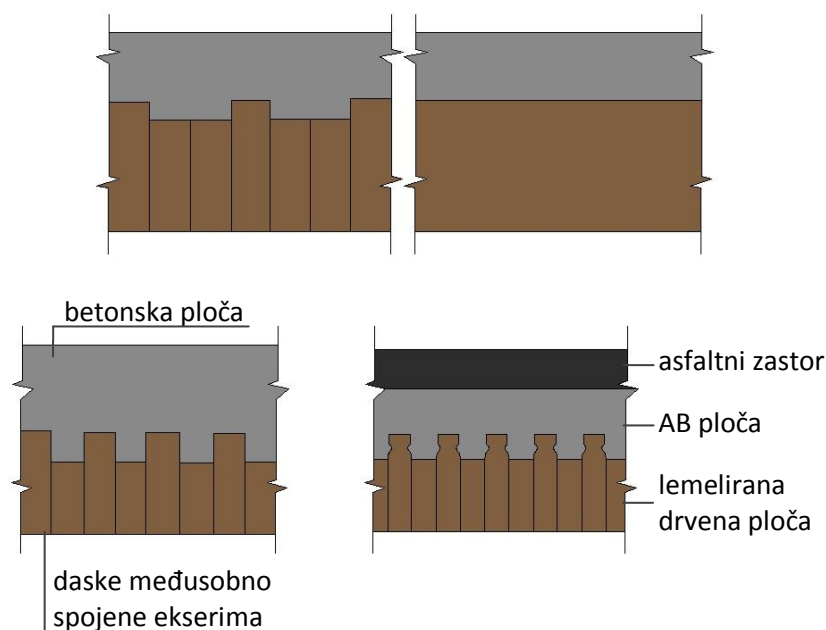
- prirodne athezije i trenja
- lepljenjem
- mehaničkim spojnim sredstvima - moždanicama.

Zbog jednostavnosti primene, najčešće se za sprezanje drveta i betona koriste mehanička spojna sredstva (moždanici), iako nije retkost da se upotrebljavaju i hemijska spojna sredstva, odnosno razne vrste lepkova i to uglavnom lepkova na bazi epoksi smole.

Dva najčešće korišćena tipa spregnute konstrukcije drvo-beton su:

1. Ploče (Slika 2.1), koje se izrađuju od mehanički spojenih, najčešće ekserima, dasaka postavljenih "na kant", i međusobno naizmenično smaknutih, tako da formiraju podužne žljebove. Preko ovako postavljenih dasaka ugrađuje se betonska ploča koja može biti i armirana, a koja vrši monolitizaciju preseka. Ovaj tip spregnutih konstrukcija najčešće se koristi za kontinualne mostovske ploče;

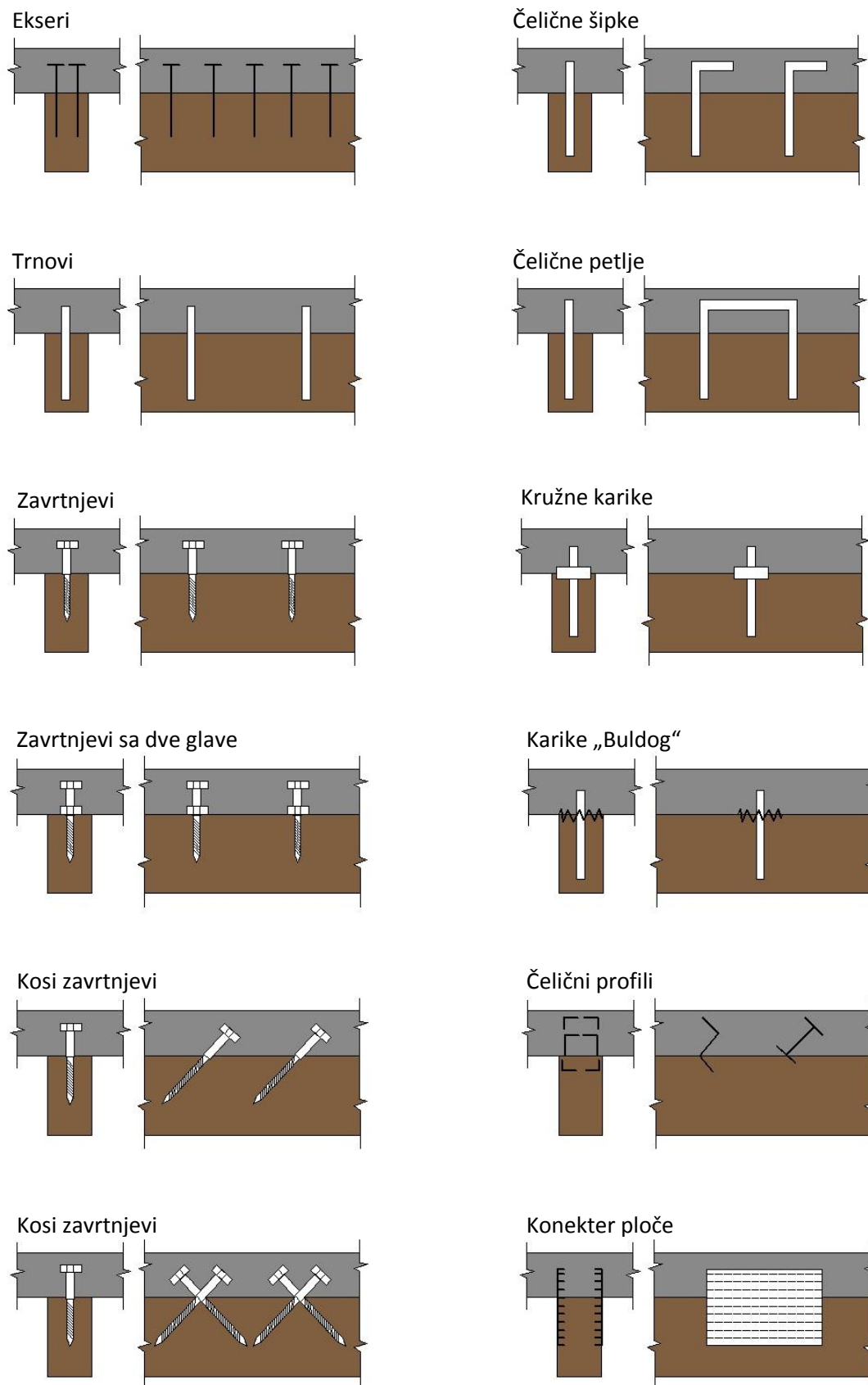
2. T-grede (Slika 2.2 i 2.3), gde se drveni nosač koji predstavlja rebro, praktično pomoću različitih vrsta moždanika vezuje za betonsku ploču koja predstavlja flanšu T-preseka. Ploča može biti od narmiranog, armiranog, predhodnonapregnutog ili lakog betona. Može biti livena na licu mesta ili prefabrikovana. Spregnute konstrukcije ovog tipa obično se upotrebljavaju kod statičkih sistema prostih greda.



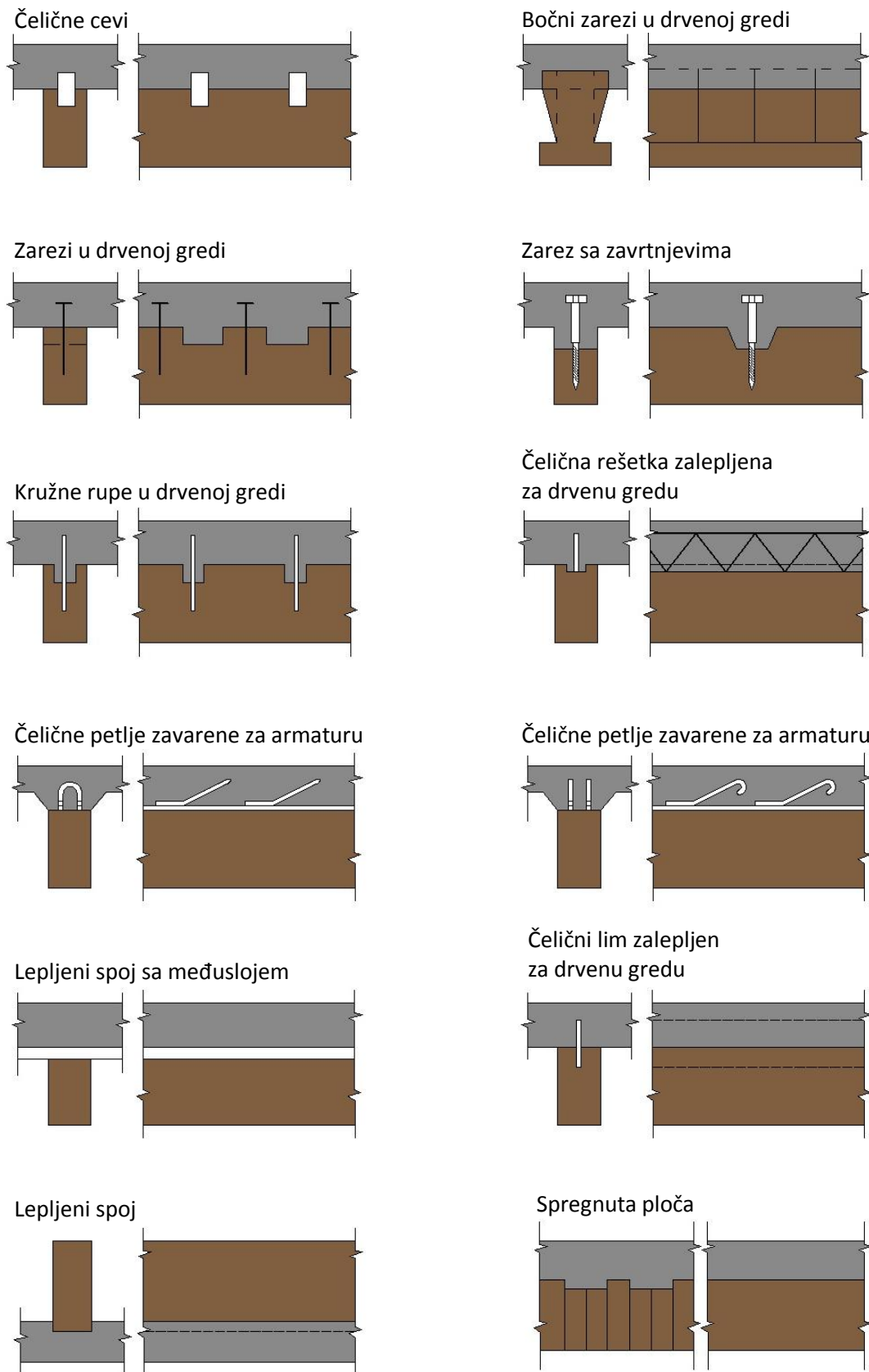
Slika 2.1. Spregnute ploče drvo-beton

Da bi se spregnute konstrukcije drvo-beton mogle uspešno konstruisati i primenjivati u praksi, neophodno je poznavati, odnosno odrediti relevantne faktore koji utiču na nosivost i krutost spregnutih elemenata od drveta i betona u uslovima eksploatacije. Od ovih faktora treba pre svega pomenuti:

- uticaj istorije (dužine trajanja) pojedinih opterećenja,
- uticaj skupljanja i tečenja betona,
- uticaj klimatskih faktora, temperature i vlažnosti, koji su značajni pri skupljanju i bubrenju drveta,
- način konstruisanja veze između drveta i betona, odnosno vrste sredstava za sprezanje (moždanika),
- modul pomerljivosti veze,
- aktivnu širinu betonske ploče,
- nosivost i krutost spregnute konstrukcije u odnosu na ciklička i dinamička opterećenja,
- uticaj požara i dr.



Slika 2.2 Spregnuti nosači drvo-beton (T-grede). Mehanički moždanici



Slika 2.3. Spregnuti nosači drvo-beton. Mehanički moždanici i lepljenje

Poslednjih godina raste potreba za međuspratnim konstrukcijama što većih raspona. Međutim, eksperimentalna istraživanja pokazuju da dinamički parametri kao što su osnovna frekvencija i relativno prigušenje opadaju sa rastom raspona konstrukcije (ABD. Ghafar et al., 2008). Ekonomski konkurentne lepljene lamelirane drvene međuspratne konstrukcije su od 8 m do 9 m (Rijal, 2013). Generalno, rasponi do maksimalno 6 m se trenutno koriste u praksi (John et al., 2008).

Debljina betonske ploče kod spregnutih međuspratnih konstrukcija drvo-beton značajno utiče na statičke i dinamičke karakteristike konstrukcije. Beton ima malu zateznu čvrstoću dok drvo dobro podnosi zatezanje. Da bi se iskoristile prednosti oba materijala poprečni presek treba tako projektovati da se neutralna osa nalazi na kontaktnom spoju ova dva materijala ili u njegovoj blizini.

Drvene grede međuspratnih konstrukcija najčešće su na rastojanjima 30-60 cm. Stepem sprezanja drvene grede i betonske ploče značajno utiče na potrebno rastojanje između drvenih greda. Ako se postigne sprezanje blisko krutom (potpunom), rastojanje se može povećati i na 100 cm.

Izbor moždanika koji će se upotrebiti za sprezanje od velike je važnosti jer oni bitno utiču na ponašanje veze između drveta i betona, odnosno stepen sprezanja tj. sadejstva ova dva materijala.

Najčešće korišćeni mehanički moždanici su: ekseri, zavrtnjevi, karike, čelične šipke, konekter ploče, čelična rešetka ili čelični lim zalepljen za drvenu gredu.

Koji će se moždanik upotrebiti za sprezanje zavisi od više faktora, kao što su: vrsta odnosno tip spregnutog nosača, konstrukcija objekta i uticaj sprezanja na ukupno ponašanje konstrukcije pod dejstvom eksploatacionih i drugih opterećenja, način ugradnje moždanika, ovde se pre svega misli na jednostavnost ugradnje, ekonomski faktori vezani za cenu moždanika i cenu njihove ugradnje i drugo.

2.2. Vibracije spregnutih međuspratnih konstrukcija drvo-beton

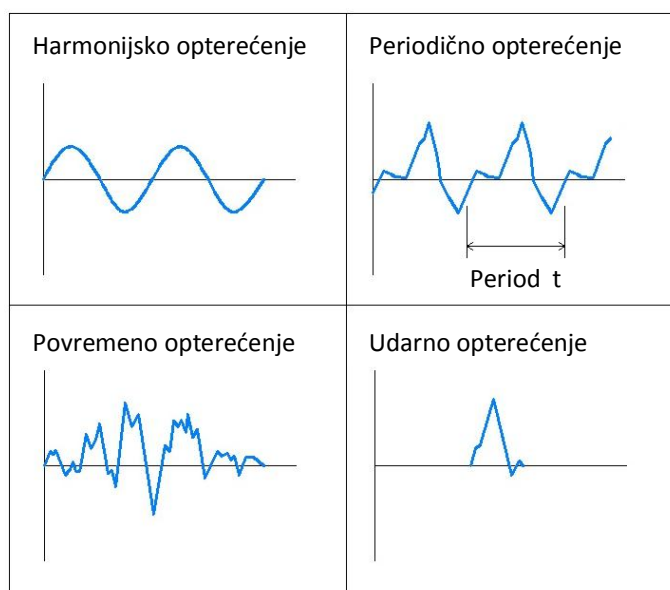
U prošlosti, inženjeri su više bili zainteresovani za probleme vibracija kao horizontalnog kretanja konstrukcije izazvanog opterećenjem kao što je vetar. Danas, kada je težnja da se pri sanacijama i rekonstrukcijama izvode što lakše međuspratne konstrukcije sa što većom nosivošću, problem vibracija, kao vertikalnog kretanja konstrukcije postao je aktuelan predmet interesovanja mnogih istraživača.

Vibracije spregnutih međuspratnih konstrukcija je problem graničnog stanja upotrebljivosti, koji se odnosi na neudobnost sa aspekta upotrebe, pri opterećenjima koja su redovno prisutna pri svakodnevnom korišćenju konstrukcije.

Konstrukcije, tokom eksploatacije, izložene su nizu dinamičkih opterećenja. Ako se uticaj dinamičkih opterećenja pri projektovanju ne uzme u obzir ona mogu izazivati velike deformacije konstrukcije i pukotine koje nisu prihvatljive sa aspekta upotrebljivosti. Kao glavni izvori dinamičkog opterećenja mogu se navesti: zemljotres, vetar, saobraćaj, eksplozije, industrijske mašine i čovek.

Industrijske mašine i čovek smatraju se za dva najbitnija izvora pobude međuspratnih konstrukcija. Pešački mostovi, trgovački centri, koncertne i plesne dvorane, sportske sale osetljive su na vibracije izazvane ljudskim delovanjem. Stoga je prilikom dimenzionisanja međuspratnih konstrukcija poželjno, osim statičkog opterećenja, uzeti u obzir i ovo dinamičko opterećenje.

Matematički, dinamička opterećenja na međuspratnu konstrukciju mogu biti: harmonijska, periodična, povremena i udarna, Slika 2.4.



Slika 2.4. Vrste dinamičkog opterećenja (Murray, Allen & Ungar, 2003)

Harmonijska opterećenja se mogu predstaviti sinusnim funkcijama i posledica su ljudskog hodanja, plesa ili rada industrijskih mašina. Srednja vrednost opterećenja je nula, pa ono deluje naizmenično kao pritisak i zatezanje. Periodično opterećenje je opterećenje koje se ponavlja u redovnim vremenskim intervalima. Uzrok su najčešće ritmičke aktivnosti kao što su aerobik i ples.

Povremena opterećenja nemaju nikakvo periodično ponavljanje u vremenu i mogu biti izazvana kretanjem ljudi, zemljotresom ili vetrom. Udarne (impulsne) opterećenja deluju veoma kratko ali najčešće imaju visok intenzitet. Udarne opterećenja su veoma značajna pri projektovanju međuspratnih konstrukcija jer je konstrukcija njima svakodnevno izložena. Od ljudskih aktivnosti tu spadaju, pre svega, iznenadni skokovi, udarci petom ili nekim ispuštenim predmetom.

Vibracije međuspratnih konstrukcija su vertikalna pomeranja izazvana brojnim dinamičkim silama kao što su ljudske aktivnosti, rad mašina, prenos vibracija iz zemlje preko stubova ili sa susednih spratova.

Svakodnevne ljudske aktivnosti kao što su hodanje, skakanje, plesanje i trčanje mogu biti neugodne i izazvati neprijatan osećaj kod ljudi ako su amplitude vibracija međuspratnih konstrukcija nekontrolisane. Neprijatne vibracije međuspratnih konstrukcija najčešće su posledica njihove male osnovne frekvencije zbog upotrebe lakih konstruktivnih materijala i projektovanja konstrukcija velikih raspona.

Vrednost ubrzanja međuspratne konstrukcije naglo skače kad je odnos osnovne frekvencije i frekvencije dinamičke sile jednak jedinici. Kolika će tada biti vrednost ubrzanja zavisi od vrednosti prigušenja. Što je prigušenje manje veći je porast ubrzanja i obrnuto, konstrukcije sa većim prigušenjem imaju manji skok vrednosti ubrzanja pri rezonanciji. Da bi vibracije međuspratnih konstrukcija bile prihvatljive njihova osnovna frekvencija mora biti veća od frekvencije dinamičke sile (Allen & Pernica, 1998). Određivanje osnovne frekvencije vibracija međuspratnih konstrukcija uglavnom se zasniva na proračunu osnovne frekvencije jednostavnog modela sa jednim stepenom slobode, Wyatt (1989); Allen (1990); Murray, Allen & Ungar (2003) i Eurocode 5.

2.3. Granično stanje upotrebljivosti konstrukcija

Prema važećim građevinskim propisima postoji više kriterijuma koje konstrukcija mora da zadovolji pri graničnom stanju upotrebljivosti i tu, pored vibracija, spadaju ugibi, požar, akustika i dr. Da bi se zadovoljili kriterijumi graničnog stanja upotrebljivosti, pri svakodnevnom opterećenju, konstrukcija mora ostati funkcionalna za namenjenu upotrebu i ne sme da izaziva diskomfor kod ljudi pri svakodnevnim aktivnostima.

Ograničenje vibracija međuspratnih konstrukcija izazvanih ljudskim korakom kao opterećenjem obično je merodavan kriterijum pri projektovanju lakih međuspratnih konstrukcija. Osećaj nelagodnosti pri vibriranju je individualan i

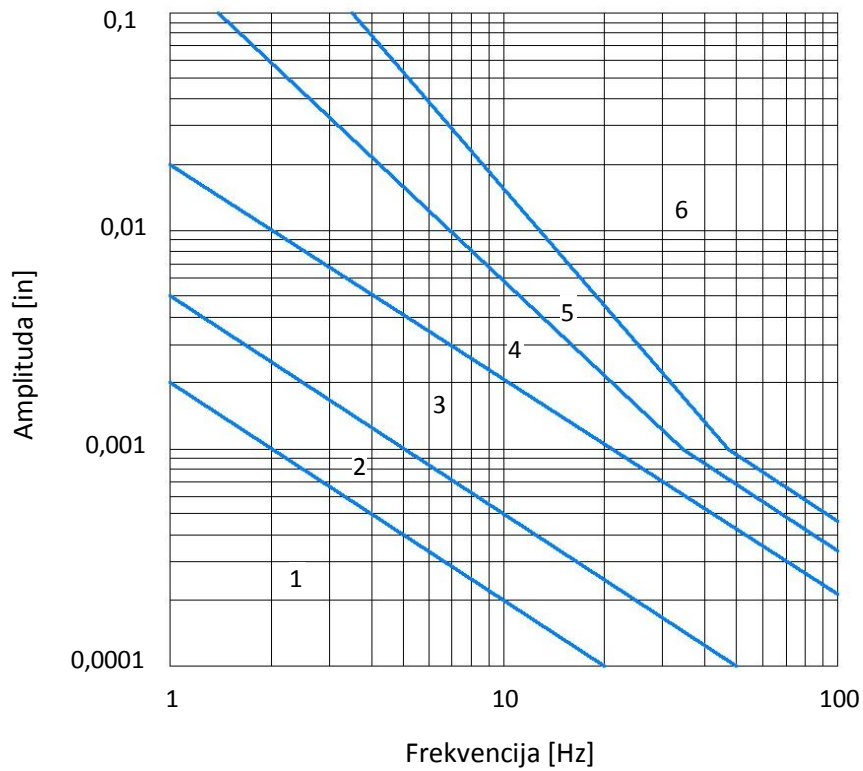
varira od osobe do osobe. Poznato je da vibracije koje su uznemiravajuće za jednu osobu ne moraju biti i za drugu. Zbog ovoga veoma je teško odrediti prag ljudske prihvatljivosti. U standardima i literaturi mogu se naći tri kriterijuma koja međuspratna konstrukcija treba da zadovolji pri projektovanju da bi se obezbedilo njeno prihvatljivo ponašanje usled dinamičkog opterećenja i to su: kriterijum granične vrednosti ubrzanja, kriterijum minimalne vrednosti osnovne frekvencije vibriranja i kriterijum maksimalnog dopuštenog ugiba usled jedinične statičke sile, (Rijal, 2010) .

2.3.1. Kriterijum granične vrednosti ubrzanja (pomeranja)

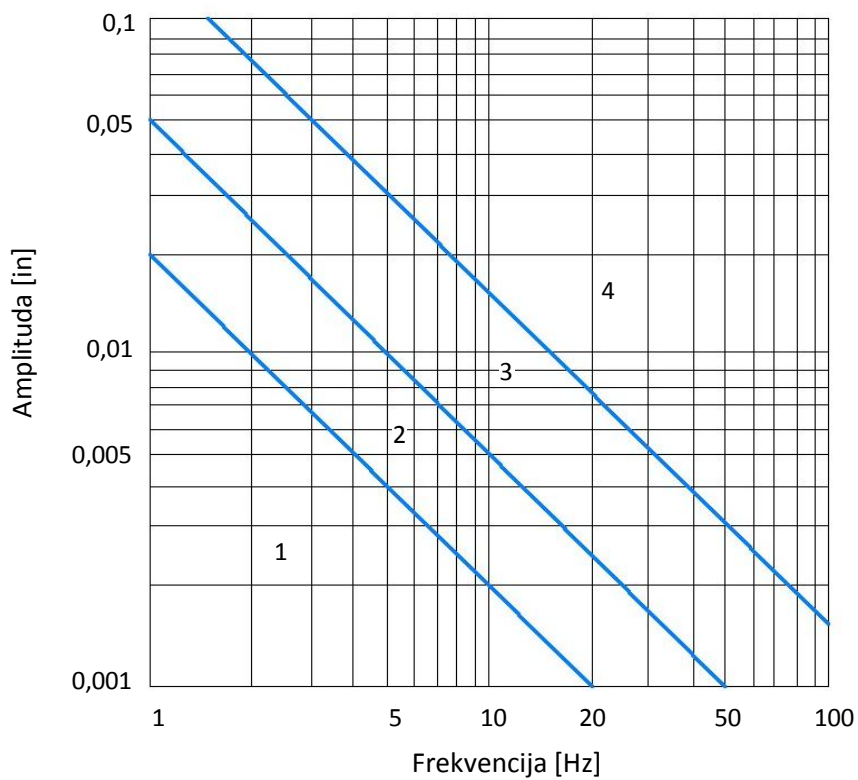
Mnogi istraživački projekti širom sveta ispitivali su uticaj ubrzanja vibracija na čoveka, kao glavnog kriterijuma pri projektovanju. *Reiher & Meister (1931)*; *Murray (1990)*; *Allen & Murray (1993)*; *Murray, Allen & Ungar (2003)* i *Allen & Pernica (1998)* u svojim radovima prikazali su granične vrednosti ubrzanja za međuspratne konstrukcije kao kriterijum i razvili dijagrame za ocenu postojanja prekomernih vibracija.

Reiher & Meister (1931) razvili su dobro poznati kriterijum za ocenu nivoa vibracija kod međuspratnih konstrukcija. Njihovo istraživanje zasnivalo se na subjektivnom osećaju grupe ljudi izloženih vibracijama međuspratne konstrukcije od 1 do 100 Hz sa amplitudama od 0,00254 do 2,54 mm, Slika 2.5. Vibracije su, na osnovu odgovora ispitanika, podeljene u šest kategorija i to: (1) neprimetne, (2) blago primetne, (3) primetne, (4) veoma primetne, (5) uznemirujuće i (6) izuzetno uznemirujuće. Sa Slike 2.5. može se zaključiti da su veća vertikalna pomeranja prihvatljiva ako su frekvencije manje. Na primer, pomeranje od 0,0508 mm je neprimetno (kategorija 1) pri frekvenciji od 1 Hz dok je primetno (kategorija 3) pri frekvenciji od 10 Hz.

Istraživajući spregnute međuspratne konstrukcije tipa drvo-beton, Lenzen je 1960-tih godina modifikovao *Reiher-Meisterov* dijagram, Slika 2.6. Modifikovan dijagram se primenjuje kod međuspratnih konstrukcija sa malim prigušenjem (*Naeim, 1991*). Ordinata dijagrama je povećana 10 puta u odnosu na ordinatu *Reiher-Meisterovog* dijagrama i ima četiri kategorije i to: (1) vibracije, iako su prisutne, nisu primetne, (2) vibracije se osećaju ali ne smetaju, (3) vibracije smetaju i uznemiravaju i (4) ozbiljne vibracije zbog kojih se stanari osećaju loše. Prilikom projektovanja treba voditi računa da međuspratna konstrukcija bude u prve dve kategorije (*Murray, 1990*).



Slika 2.5. Reiher-Meisterov dijagram



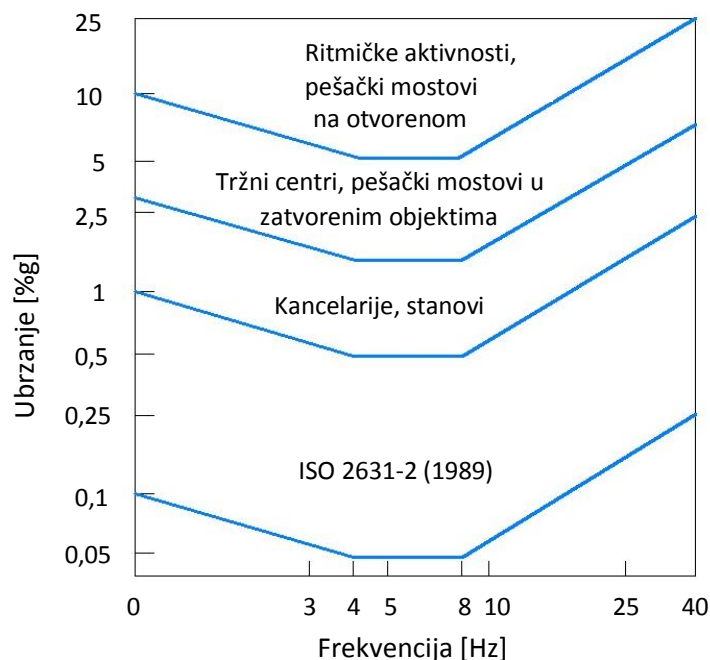
Slika 2.6. Modifikovani Reiher-Meisterov dijagram (Naeim, 1991)

Prilikom određivanja osetljivosti konstrukcije na vibracije modifikovan Reiher-Meisterov dijagram ne uzima jasno u obzir i prigušenje pa se on često kombinuje sa drugim dodatnim metodama. Ispitivajući 90 izvedenih poslovnih i stambenih međuspratnih konstrukcija pod svakodnevnim ljudskim aktivnostima, kao dodatni kriterijum, *Murray (1981)* je predožio jednačinu 2.1. Prikazana jednačina koristi se u kombinaciji sa modifikovanim dijagramom uzimajući tako u obzir i prigušenje. Ako je, pored modifikovanog dijagrama, zadovoljena i prikazana nejednakost izbeći će se nepoželjne vibracije međuspratnih konstrukcija.

$$\zeta > 35w_0f_1 + 2,5 \quad (2.1)$$

gde ζ predstavlja relativno prigušenje (u procentima), w_0 je početna amplituda vibracija međuspratne konstrukcije koja se dobija prilikom ispitivanja (u inčima) a f_1 predstavlja osnovnu frekvenciju (u hecima).

Ispitivajući dinamički odgovor spregnutih međuspratnih konstrukcija sa čeličnim gredama u kancelarijama, stanovima, tržnim centrima i pešačkim mostovima na pobudu izazvanu hodaњem, *Allen & Murray (1993)* predložili su da se kriterijum ubrzanja vibracija (kvadratna sredina ubrzanja) standarda *ISO 2631-2 (1989)* množi koeficijentom koji zavisi od namene objekta, Slika 2.7. Za kancelarije i stanove koeficijent iznosi 10, za tržne centre i pešačke mostove u zatvorenim objektima 30 a za pešačke mostove na otvorenom 100.



Slika 2.7. Prihvatljiva ubrzanja vibracija (*Allen & Murray, 1993; ISO 2631-2, 1989*)

Murray, Allen & Ungar (2003) su Američkom institutu za čelične konstrukcije (AISC) predstavili nov postupak ocene vibracija međuspratnih konstrukcija pod uticajem svakodnevnih ljudskih aktivnosti, pre svega hodanja. Kriterijum je zadovoljen ako je

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 e^{-0,35f_1}}{\zeta W} < \frac{a_0}{g} \quad (2.2)$$

gde je a_p/g ubrzanje vibracija usled hodanja, P_0 je sila pobude, f_1 je osnovna frekvencija konstrukcije, ζ relativno prigušenje, W efektivna težina međuspratne konstrukcije a a_0/g je granično ubrzanje vibracija konstrukcije.

Preporučene vrednosti koeficijenata P_0 , ζ i a_0/g date su u Tabeli 2.1. Relativno prigušenje međuspratnih konstrukcija kancelarija, stanova i crkava zavisi od stepena njenog ukrućenja sa zidovima. Kod potpuno ukrućene kostrukcije koeficijent je 0,05 dok kod montažnih konstrukcija on iznosi 0,02.

Tabela 2.1. Preporučene vrednosti koeficijenata P_0 , ζ i a_0/g

	P_0	ζ	$\frac{a_0}{g} \times 100$ [%]
Kancelarije, stanovi, crkve	0,29	0,02-0,05	0,5
Tržni centri	0,29	0,02	1,5
Pešački mostovi u zatvorenim objektima	0,41	0,01	1,5
Pešački mostovi na otvorenom	0,41	0,01	5,0

Pored hodanja, međuspratne konstrukcije mogu biti izložene i nekim ritmičkim aktivnostima kao što su ples, aerobik i dr. Pri ritmičkim aktivnostima problem se može javiti već pri cikličnim ubrzanjima od 0,5g zbog zamora konstrukcije. NBC (1990) navodi da ljudska aktivnost (hodanje) kod međuspratnih konstrukcija sa osnovnom frekvencijom ispod 5 Hz izaziva rezonanciju. Međutim i podovi sa osnovnom frekvencijom iznad 10 Hz mogu imati problem sa rezonancijom ako su izloženi ljudskim aktivnostima koje se ponavljaju kao što je na primer ples i aerobik. Da bi se izbegao problem zamora konstrukcija usled ritmičkih aktivnosti u NBC (1990) su predložene granične vrednosti ubrzanja usled aktivnosti koje se ponavljaju (Murray, Allen & Ungar, 2003). Predložene granične vrednosti prikazane su u Tabeli 2.2.

Tabela 2.2. Granične vrednosti ubrzanja vibracija

Prostorije izložene vibracijama	Granične vrednosti ubrzanja vibracija (%g)
Kancelarije i stanovi	0,4 - 0,7
Restorani i teretane	1,5 - 2,5
Sale za aerobik i plesne sale	4,0 - 7,0

2.3.2. Kriterijum minimalne vrednosti osnovne frekvencije oscilovanja

Jedan od zahteva pri dokazu graničnog stanja upotrebljivosti međuspratne konstrukcije je i provera osnovne frekvencije oscilovanja kako bi se sprečile neželjene vibracije koje izazivaju nelagodu i diskomfor kod korisnika. *Hanes (1970)* je upozorio projektante da izbegavaju međuspratne konstrukcije sa osnovnom frekvencijom ispod 3 Hz, jer su one osetljive na ljudski korak tj. hodanje lako izaziva rezonanciju. Takođe, naglasio je da treba izbegavati i frekvencije između 5-8 Hz jer je to osnovna frekvencija vibriranja naših unutrašnjih organa. Ovaj raspon frekvencija utvrđen je raznim studijama i istraživanjima o udobnosti putnika u automobilima i avionima. Ispitivajući više od 100 problematičnih međuspratnih konstrukcija *Murray (1991)* je, takođe, ustanovio da je njihova frekvencija najčešće između 5-8 Hz. Stoga, sledeći rasponi osnovnih frekvencija međuspratnih konstrukcija se moraju izbegavati:

- frekvencije ispod 3 Hz da bi se izbegla rezonancija usled ljudskih koraka
- frekvencije između 5-8 Hz da bi se izbegla neprijatnost i diskomfor kod korisnika.

U literaturi mogu se naći različite preporuke za projektovanu minimalnu osnovnu frekvenciju međuspratnih konstrukcija. Minimalna osnovna frekvencija međuspratnih konstrukcija stambeno-poslovnih objekata po *Hanesu (1970)* mora biti 10 Hz. *Eurocode 5* naglašava da kod međuspratnih konstrukcija sa osnovnom frekvencijom ispod 8 Hz postoji realna opasnost od rezonancije pa je potrebno sprovesti posebna ispitivanja. *Dolan et al. (1999)* daju mnogo strože kriterijume pa po njima osnovna frekvencija lakih drvenih međuspratnih konstrukcija poslovnih objekata mora biti minimalno 15 Hz dok kod stambenih 14 Hz. *Smith & Chui (1988)* preporučuju minimalnu osnovnu frekvenciju od 8 Hz dok *Allen & Pernica (1998)* za međuspratne konstrukcije izložene ritmičkim aktivnostima preporučuju minimalne osnovne frekvencije prikazane u Tabeli 2.3.

Tabela 2.3. Minimalne osnovne frekvencije međuspratnih konstrukcija [Hz]

Ritmička aktivnost	Čelične ili betonske međuspratne konstrukcije	Lake međuspratne konstrukcije
Restorani i plesne sale	5	10
Sale za aerobik	9	13

Iz svega navedenog moglo bi se zaključiti da bi minimalna osnovna frekvencija međuspratne konstrukcije iznad 10 Hz bila zadovoljavajuća sa aspekta graničnog stanja upotrebljivosti. Imajući u vidu da na pojavu rezonancije utiče i prigušenje, *Elnimeiri & Iyengar (1989)* preporučuju relativno prigušenje od 3% za neprekidne međuspratne konstrukcije a za međuspratne konstrukcije sa pregradama od 4,5-6%. *Maurenbrecher (1997)* predlaže da za pešačke mostove relativno prigušenje bude 1%, za međuspratne konstrukcije tržnih centara 2% a 2-5% za kancelarije i stanove. Dinamička ispitivanja međuspratnih konstrukcija pokazala su veće prigušenje konstrukcije kad su ljudi bili prisutni na njoj i mirovali u odnosu na prigušenje kad je konstrukcija bila prazna. Prisustvo ljudi na međuspratnim konstrukcijama povećava prigušenje i do 10% (*Brownjohn, 2001*). Stoga, istraživanje dinamičkog ponašanja međuspratnih konstrukcija se nameće kao neophodno, posebno ako se uzme u obzir potreba modernog društva za međuspratnim konstrukcijama velikog raspona a male težine.

Po *Evrokodu 5, deo 1-1, Poglavlje 7.3. Vibracije*, dva najvažnija izvora dinamičke pobude kod drvenih međuspratnih konstrukcija su rotacione mašine i ljudska aktivnost. Za međuspratne konstrukcije čija je osnovna frekvencija niža od 8 Hz ($f_1 \leq 8$ Hz) potrebno je sprovesti posebna ispitivanja dok za međuspratne konstrukcija čija je osnovna frekvencija viša od 8 Hz ($f_1 > 8$ Hz) sledeći uslovi moraju biti zadovoljeni:

$$\frac{w}{F} \leq a \quad (2.3)$$

$$v \leq b(f_1 \zeta^{-1}) \quad (2.4)$$

gde je w maksimalni trenutni vertikalni ugib u mm usled jedinične koncentrisane vertikalne sile u kN nanete na bilo koju tačku međuspratne konstrukcije; v u m/s je maksimalna početna vrednost brzine vertikalnih vibracija međuspratne konstrukcije usled idealnog jediničnog impulsa u Ns, nanetog na tačku tavanice koja daje maksimalni vibracioni odgovor, komponente vibracionog odgovora više od 40 Hz mogu se zanemariti; ζ je relativno prigušenje, ako se ne raspolaže pouzdanim podacima, treba usvojiti vrednost $\zeta = 0,01$ tj. 1%.

Sračunavanje jednačina 2.3 i 2.4 treba sprovesti sa pretpostavkom da je međuspratna konstrukcija neopterećena, tj. samo za masu koja odgovara sopstvenoj težini tavanice i drugim permanentnim dejstvima.

Za pravougaonu međuspratnu konstrukciju dimenzija $l \times b$, slobodno oslonjenu duž sve četiri ivice i sa drvenim gredama raspona l , osnovna frekvencija f_1 može se aproksimativno sračunati kao

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (2.5)$$

gde je m masa po jedinici površine izražena u kg/m^2 ; l raspon međuspratne konstrukcije u metrima; $(EI)_l$ ekvivalentna krutost međuspratne konstrukcije na savijanje oko ose upravne na pravac pružanja greda u Nm^2/m .

Vrednost brzine vibracionog odgovora za jedinični impuls može se aproksimativno izračunati kao

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mbl + 200} \quad (2.6)$$

gde je v brzina vibracionog odgovora u $\text{m}/(\text{Ns}^2)$ za jedinični impuls; n_{40} broj tonova oscilovanja sa sopstvenom frekvencijom nižom od 40 Hz; b širina međuspratne konstrukcije u metrima; m masa konstrukcije u kg/m^2 ; l raspon međuspratne konstrukcije u metrima.

Vrednost n_{40} može biti izračunata iz sledećeg izraza:

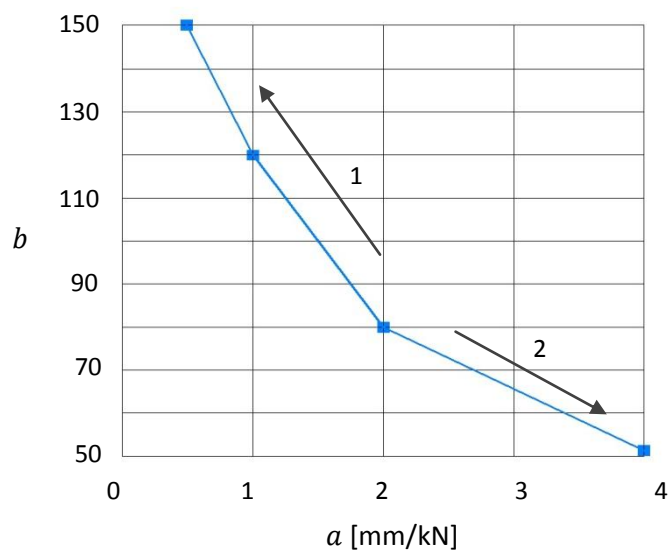
$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25} \quad (2.7)$$

gde je $(EI)_b$ ekvivalentna krutost međuspratne konstrukcije na savijanje oko ose paralelne sa pravcem pružanja greda u Nm^2/m , pri čemu važi da je

$$(EI)_b < (EI)_l \quad (2.8)$$

Preporučene granične vrednosti za parametre a i b i preporučena veza između njih data je na Slici 2.8.

Ako je vrednost koeficijenta a ispod 2 mm/kN , međuspratna konstrukcija ima bolje vibracione karakteristike, u suprotnom, spada u kategoriju međuspratnih konstrukcija sa lošijim vibracionim karakteristikama.

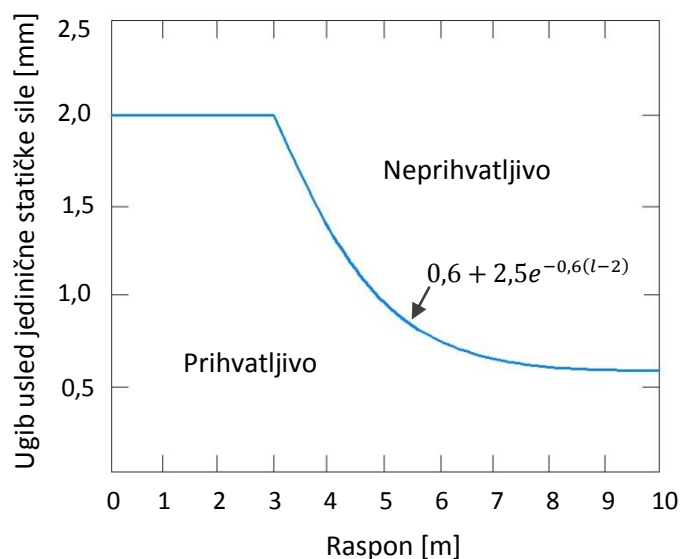


Legenda: 1 Bolje karakteristike međuspratne konstrukcije
 2 Lošije karakteristike međuspratne konstrukcije

Slika 2.8. Preporučene vrednosti i veza između parametara a i b

2.3.3. Kriterijum maksimalnog dopuštenog ugiba usled jedinične statičke sile

Allen & Pernica (1998) predlažu da se kriterijum maksimalnog dopuštenog ugiba usled jedinične statičke sile koristi pri projektovanju lakih međuspratnih konstrukcija i tako izbegnu neprihvatljive vibracije konstrukcija kao posledicu hodanja. Predloženi kriterijum prikazan je na Slici 2.9.



Slika 2.9. Kriterijum maksimalnog ugiba usled jedinične statičke sile
 (Allen & Pernica 1998)

Maksimalni dopušteni ugib usled jedinične statičke sile kod međuspratnih konstrukcija raspona manjeg od 3 m je do 2 mm, dok kod međuspratnih konstrukcija raspona većeg od 3 m on eksponencijalno opada kao što je prikazano na Slici 2.9. Ugib od 0,6 mm usled jedinične sile prihvatljiv je kod svih raspona međuspratnih konstrukcija.

3. TEORIJA SPREZANJA

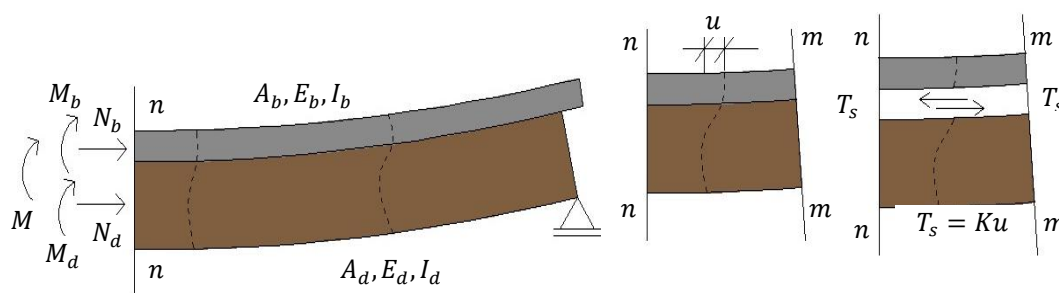
Spregnute konstrukcije nastaju konstruktivnim objedinjavanjem, spajanjem, dva materijala različitih osobina u jedinstven spregnuti presek. Sprezanje se postiže sredstvima za vezu koja su u stanju da prime smičuće sile u kontaktnoj ravni. Spojna sredstva obezbeđuju zajednički rad oba dela nosača a samim tim i povoljnije naponsko stanje u presecima nosača i znatno smanjenje deformacije nosača.

Postoje neograničene mogućnosti u formiranju oblika konstrukcije kao i u izboru konstrukcijskog materijala. Pravilnim rasporedom upotrebljenih materijala mogu se iskoristiti njihove dobre karakteristike a rešenja konstrukcija mogu biti mnogo jednostavnija i racionalnija.

Dinamička opterećenja prihvataju se znatno lakše u spregnutim konstrukcijama zbog povoljnijih dinamičkih karakteristika ovakvih konstrukcija (znatno veća krutost konstrukcije, prigušenje je veće i sl.).

3.1. Spregnute konstrukcije

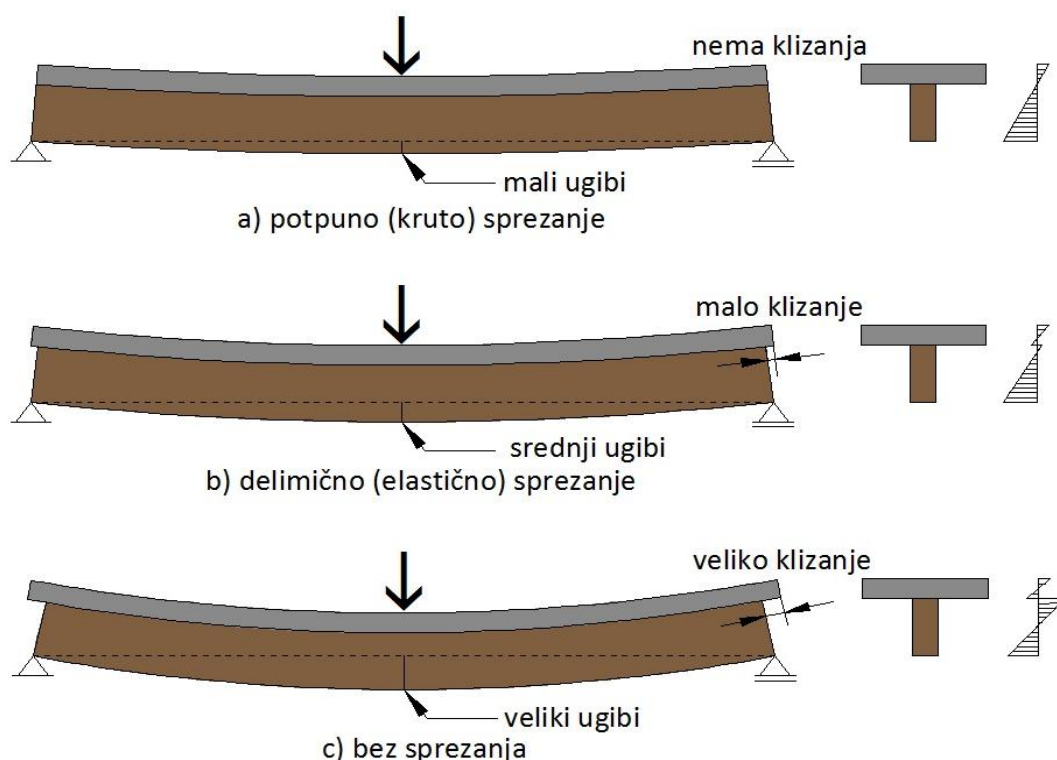
Pri savijanju spregnutih konstrukcija dolazi do klizanja jednog elementa preko drugog duž kontaktne ravni. Klizanje elemenata sprečavaju spojna sredstva stvarajući smičuću silu T_s koja izaziva silu pritiska N_b i momenat savijanja M_b u gornjem a silu zatezanja N_d i momenat savijanja M_d u donjem elementu konstrukcije, Slika 3.1. Intenziteti sila zavise od krutosti i deformabilnosti spojnog sredstva odnosno njegovog modula pomerljivosti.



Slika 3.1. Smicanje u kontaktnoj ravni spregnutog nosača

Kod spregnutih konstrukcija razlikujemo tri načina sprezanja elemenata:

1. Potpuno sprezanje elemenata (kruto sprezanje) – spojna sredstva su beskonačno kruta i ne dozvoljavaju klizanje u kontaktnoj ravni pa se elementi spregnute konstrukcije ponašaju kao jedan element;
2. Delimično sprezanje elemenata (elastično sprezanje) – spojna sredstva imaju određen modul pomerljivosti, javlja se klizanje u kontaktnoj ravni i u proračun se uvodi deformacija sredstava za sprezanje;
3. Elementi bez sprezanja – nema spojnih sredstava, elementi su nezavisni jedan od drugog, Slika 3.2.



Slika 3.2. Ponašanje nosača sa spregnutim T poprečnim presekom

Pravilnim izborom spojnih sredstava u najboljoj meri se iskorišćavaju prednosti spregnutih konstrukcija. Spojna sredstva moraju efikasno da prenesu smičuće sile i omoguće celokupnom konstruktivnom sistemu da bude krući i stabilniji. Jedan od načina određivanja efikasnosti spojnog sredstva predložio je Piazza 1983 (Lukaszewska, 2009):

$$\eta = \frac{(EI)_{real} - (EI)_0}{(EI)_{\infty} - (EI)_0} \quad (3.1)$$

gde je

η	efikasnost spojnog sredstva
$(EI)_{\infty}$	krutost konstrukcije na savijanje pri krutom sprezanju
$(EI)_0$	krutost konstrukcije na savijanje kad nema sprezanja
$(EI)_{real}$	stvarna krutost konstrukcije na savijanje

Kada je krutost spojnog sredstva velika, ($\eta \rightarrow 1$), onda je krutost na savijanje konstrukcije $(EI)_{real}$ bliska krutosti konstrukcije na savijanje pri krutom sprezanju $(EI)_{\infty}$. Ako su spojna sredstva veoma fleksibilna, ($\eta \rightarrow 0$), onda je krutost na savijanje konstrukcije $(EI)_{real}$ bliska krutosti konstrukcije na savijanje kad nema sprezanja $(EI)_0$.

3.2. Statička analiza spregnutih konstrukcija

3.2.1. Kruto spregnute konstrukcije i konstrukcije bez sprezanja

Kod kruto spregnutih konstrukcija i konstrukcija bez sprezanja proračun konstrukcije može se izvesti prilično jednostavno. Kod konstrukcija bez sprezanja svaki element konstrukcije ponaša se samostalno i nezavisno od drugog. Prilikom proračuna primenjuje se klasična teorija savijanja za svaki element posebno. Kod kruto spregnutih konstrukcija nema klizanja u kontaktnoj ravni pa se elementi spregnute konstrukcije ponašaju kao jedan element. Ako je drveni deo poprečnog preseka referentni element konstrukcije onda se betonski deo mora redukovati pomoću redukcionog koeficijenta E_b/E_d , a zatim sračunati njihovo težište. Naponsko stanje u poprečnim presecima određuje se pomoću sledeće jednačine, (Korvald Skaare, 2013):

$$\sigma_p = \frac{E_p}{E_{ref}} \frac{M_{y,E_d}}{I_{y, fic}} |z_p| \quad (3.2)$$

gde je

σ_p	napon u traženom poprečnom preseku $p - p$
E_p	modul elastičnosti u traženom poprečnom preseku $p - p$
z_p	udaljenost tačke od neutralne ose
E_{ref}	modul elastičnosti referentnog materijala (u ovom slučaju drveta)
$I_{y, fic}$	moment inercije fiktivnog poprečnog preseka

3.2.2. Elastično spregnute konstrukcije

3.2.2.1. Analitička metoda proračuna elastično spregnutih nosača

Svi spregnuti nosači od drveta i betona, gde se kao sredstva za sprezanje koriste mehanička spojna sredstva, usled spoljašnjeg opterećenja imaju izvesna pomeranja u spoju. Ova pomeranja zavise od vrste upotrebljenih spojnih sredstava, njihovog razmaka, načina oblikovanja, ugradnje i dr. Kada se kao spojno sredstvo upotrebi lepak, veza se može smatrati 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, (Stevanović, 2003).

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

- drvo, beton i spojna sredstva su 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 s 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;

Dominantno opterećenje spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-laki beton upravno je na središnju ravan konstrukcije. Stoga, kao najopštiji slučaj pri statičkoj analizi, razmatra se spregnuti nosač drvo-laki beton sistema proste grede opterećen proizvodnim spoljnim opterećenjem $q(x)$, Slika 3.3a. Uslovi ravnoteže dela nosača levo od preseka $n - n$ (Slika 3.3b) daju

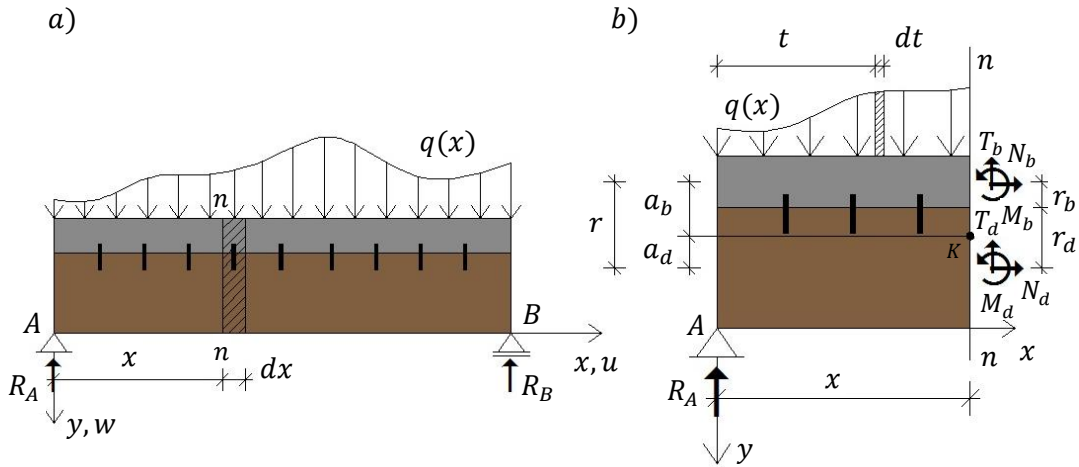
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_b + N_d = 0 \quad (3.3)$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T_b + T_d + R_A - \int_0^x q(t)dt = 0 \quad (3.4)$$

$$\sum M_k = 0 \Rightarrow$$

$$M_b + M_d - N_b a_b + N_d a_d - R_A x + \int_0^x (x-t)q(t)dt = 0 \quad (3.5)$$

gde a_b i a_d predstavljaju rastojanja težišta betonskog, odnosno drvenog dela preseka od težišta kruto spregnutog preseka.



Slika 3.3. Spregnuti nosač drvo-beton - opterećenje (a) i presečne sile (b)

Stavljajući sledeće izraze u jednačine 3.4 i 3.5

$$T_x = \int_0^x q(t)dt - R_A \quad (3.6)$$

$$M_x = R_A x - \int_0^x (x-t)q(t)dt \quad (3.7)$$

dobijamo

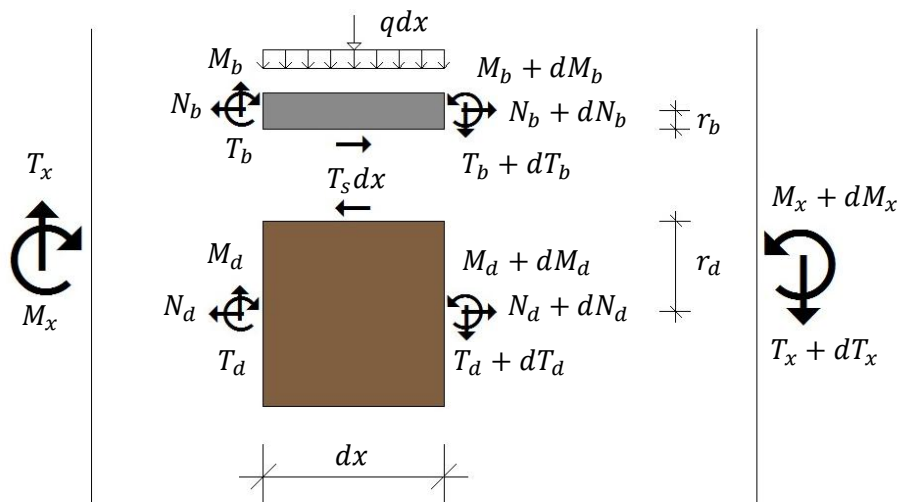
$$T_b + T_d = T_x \quad (3.8)$$

$$M_b + M_d - N_b r = M_x \quad (3.9)$$

gde r predstavlja rastojanje između težišta betonskog i drvenog dela preseka.

Iz uslova ravnoteže diferencijalno malog elementa dx na rastojanju x od koordinatnog početka, Slika 3.4, sledi

$$T_s = -\frac{dN_b}{dx} \quad (3.10)$$



Slika 3.4. Presečne sile na diferencijalnom elementu

Iz uslova ravnoteže dalje sledi

$$T_x = \frac{dM_x}{dx} \quad (3.11)$$

$$T_b = T_s r_b + \frac{dM_b}{dx} \quad (3.12)$$

$$T_d = T_s r_d + \frac{dM_d}{dx} \quad (3.13)$$

gde r_b i r_d predstavljaju rastojanja težišta betonskog, odnosno drvenog dela preseka od kontaktne ravni preseka.

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

$$w'' = -\frac{M_b}{E_b I_b} = -\frac{M_d}{E_d I_d} \quad (3.14)$$

gde su $E_b I_b$ i $E_d I_d$ krutosti na savijanje betonskog, odnosno drvenog preseka.

Kombinacijom jednačina 3.3, 3.9 i 3.14 dobijamo momente savijanja betona i drveta

$$M_b = \frac{E_b I_b}{(EI)_0} [M_x + N_b r] \quad (3.15)$$

$$M_d = \frac{E_d I_d}{(EI)_0} [M_x + N_b r] \quad (3.16)$$

U ovim jednačinama je

$$(EI)_0 = E_b I_b + E_d I_d \quad (3.17)$$

što predstavlja krutost na savijanje nosača sa nespregnutim presekom.

Iz uslova kompatibilnosti deformacija na spoju između drveta i betona, Slika 3.5, ukupno pomeranje u vezi u aksijalnom pravcu je

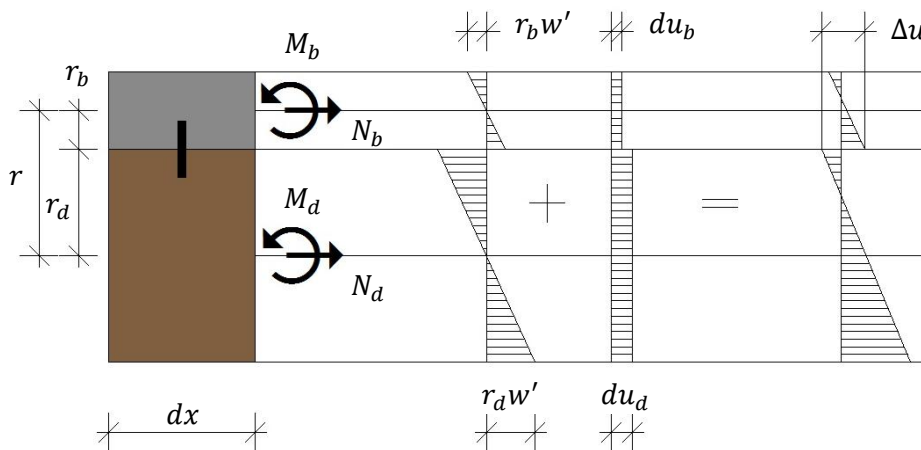
$$\Delta u = du_d - du_b + w' r \quad (3.18)$$

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

$$du_b = \frac{N_b dx}{A_b E_b} \quad (3.19)$$

$$du_d = \frac{N_d dx}{A_d E_d} \quad (3.20)$$

a w' predstavlja ugao obrtanja poprečnog preseka oko neutralne ose.



Slika 3.5. Raspored dilatacija u preseku

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

$$\Delta u = \frac{T_s}{k} = - \frac{dN_b}{dx} \frac{1}{k} \quad (3.21)$$

Krutost spoja k izražena u kN/mm^2 , predstavlja odnos modula pomerljivosti veze K i razmaka spojnih sredstava s ($k = K/s$). Modul pomerljivosti veze K izražen u kN/mm , definiše se kao sekantni na eksperimentalno dobijenom dijagramu $F - \delta$ u odnosu na određeni nivo opterećenja F ili veličinu pomeranja δ u kontaktnoj ravni spregnutog nosača drvo-beton.

U gornjim jednačinama $A_b E_b$ i $A_d E_d$ su aksijalne krutosti betonskog, odnosno drvenog dela preseka.

Diferencirajući jednačinu 3.18 i uzimajući u obzir 3.19, 3.20 i 3.21 dobija se

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon_d - \varepsilon_b + w'' r \quad (3.22)$$

gde je

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta u}{dx} = - \frac{d^2 N_b}{dx^2} \frac{1}{k} \quad - \text{ukupna dilatacija;} \quad (3.23)$$

$$\varepsilon_b = \frac{du_b}{dx} = \frac{N_b}{A_b E_b} \quad - \text{podužna dilatacija u betonu;} \quad (3.24)$$

$$\varepsilon_d = \frac{du_d}{dx} = \frac{N_d}{A_d E_d} \quad - \text{podužna dilatacija u drvetu} \quad (3.25)$$

Iz jednačina 3.14 i 3.15 dobija se da je

$$w'' = - \frac{[M_x + N_b r]}{(EI)_0} \quad (3.26)$$

Kombinacijom jednačina 3.22-3.25 dobija se osnovna diferencijalna jednačina problema u funkciji normalne sile u betonu

$$\frac{d^2 N_b}{dx^2} - \alpha^2 N_b = \beta M_x \quad (3.27)$$

gde je

$$\alpha^2 = k \left(\frac{1}{A_b E_b} + \frac{1}{A_d E_d} + \frac{r^2}{(EI)_0} \right) \quad (3.28)$$

$$\beta = \frac{k \cdot r}{(EI)_0} \quad (3.29)$$

Kombinacijom jednačina 3.26 i 3.27 dobija se diferencijalna jednačina četvrtog stepena po pomeranjima w za spregnuti nosač drvo-beton sistema proste grede koji je opterećen u svemu prema Slici 3.3

$$w'''' - \alpha^2 w'' = \frac{\alpha^2 M_x}{(EI)_\infty} - \frac{M_x''}{(EI)_0} \quad (3.30)$$

gde

$$(EI)_\infty = \frac{\alpha^2 (EI)_0}{\alpha^2 - \beta r} = E_d I_d + E_b I_b + \frac{r^2 E_d A_d E_b A_b}{E_d A_d + E_b A_b} \quad (3.31)$$

predstavlja krutost na savijanje nosača pri punom sprezanju.

Opšte rešenje diferencijalne jednačine 3.30 može se napisati u obliku

$$w = C_1 \sinh(\alpha x) + C_2 \cosh(\alpha x) + C_3 x + C_4 + w_p \quad (3.32)$$

gde su C_1 do C_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 mogu se lako sračunati. Iz jednačine 3.14 slede momenti u betonskom, odnosno drvenom delu preseka

$$M_b = -w'' E_b I_b \quad (3.33)$$

$$M_d = -w'' E_d I_d \quad (3.34)$$

Kada se 3.33 uvrsti u 3.15 dobija se normalna sila u betonu

$$N_b = \frac{-M_x - w'' (EI)_0}{r} \quad (3.35)$$

a iz 3.35 i 3.3 sledi normalna sila u drvetu

$$N_d = \frac{M_x + w'' (EI)_0}{r} \quad (3.36)$$

Sila smicanja između betona i drveta dobija se kombinacijom jednačina 3.35 i 3.10 kao

$$T_s = \frac{M' + w''' (EI)_0}{r} \quad (3.37)$$

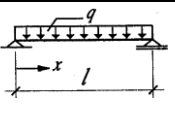
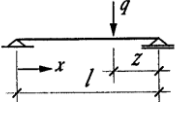
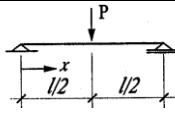
Jednačine 3.32 do 3.37 predstavljaju opšte izraze za ugib, odnosno sile u preseku elastično spregnutog nosača drvo-beton.

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

$$\sigma_b = \frac{M_b}{I_b} y + \frac{N_b}{A_b} \quad \text{i} \quad \sigma_d = \frac{M_d}{I_d} y + \frac{N_d}{A_d} \quad (3.38)$$

Ne ulazeći u matematički problem rešavanja diferencijalne jednačine 3.30, obzirom da se u literaturi može naći njeno rešenje za različite slučajeve opterećenja, ovde se, u Tabeli 3.1., daju izrazi za normalne i smičuće sile za neke karakteristične slučajeve opterećenja.

Tabela 3.1. Normalne i smičuće sile za karakteristične slučajeve opterećenja

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

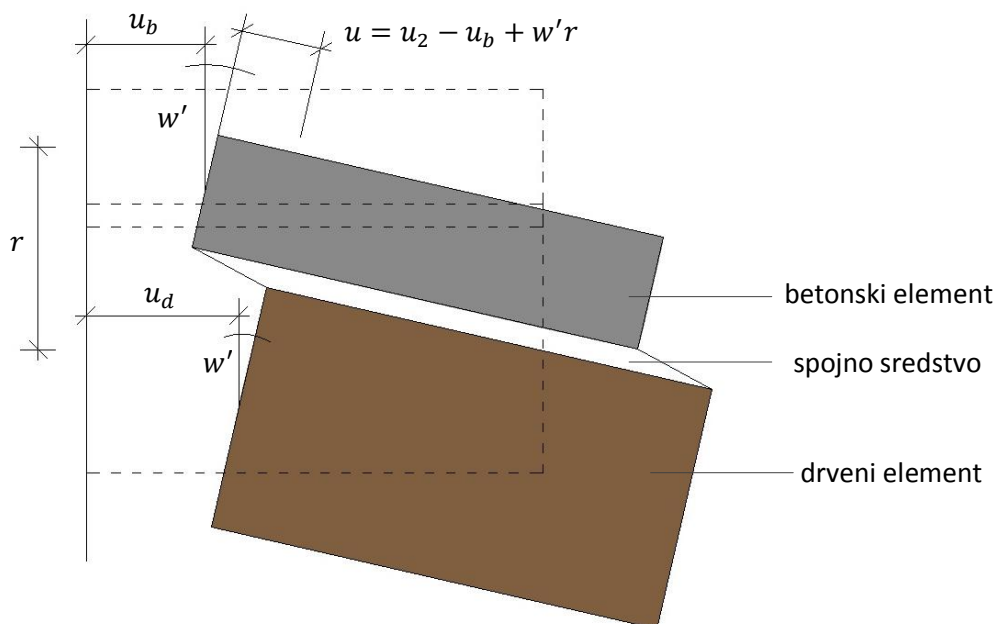
Rešavanje diferencijalne jednačine 3.30 predstavlja zametan posao pogotovo za komplikovanije slučajeve opterećenja i oslanjanja, pa je za određivanje naprezanja u elastično spregnutim nosačima u praksi usvojen pojednostavljen način proračuna takozvani γ -postupak ili γ -metod.

3.2.2.2. Pojednostavljen postupak primenom γ - metode po Kreuzingeru

Kao što smo videli pri proračunu elastično spregnute konstrukcije klasičnu teoriju savijanja ne možemo primeniti zbog klizanja u kontaktnoj ravni. Naponsko stanje se sračunava iz drugačijih uslova ravnoteže a jedan od načina proračuna naponskog stanja u elastično spregnutim konstrukcijama dao je i *Kreuzinger (1994)*. Prikazana skraćena verzija proračuna daje dobru aproksimaciju naponskog stanja spregnutih greda gde je sprezanje ostvareno zavrtnejevima (*Lukaszewska, 2009*).

Deformacija spregnute grede pri savijanju prikazana je na Slici 3.6. Horizontalna pomeranja neutralnih osa betonskog i drvenog dela poprečnog preseka obeležena su sa u_b i u_d , ugao obrtanja poprečnog preseka oko neutralne ose sa

w' a deformacija tj. smicanje spojnog sredstva sa u . Rastojanje između neutralnih osa obeleženo je sa r i iznosi $r = \frac{h_b}{2} + \frac{h_d}{2}$.



Slika 3.6. Spregnuta greda pre i posle deformacije

Primenjujući teoriju savijanja dobijamo sledeće jednačine

$$N_b = E_b A_b u'_b \quad N_d = E_d A_d u'_d \quad (3.39)$$

$$M_b = -E_b I_b w'' \quad M_d = -E_d I_d w'' \quad (3.40)$$

$$V_b = -E_b I_b w''' \quad V_d = -E_d I_d w''' \quad (3.41)$$

$$T_s = ku = k(u_d - u_b + w'r) \quad (3.42)$$

a ispisivanjem uslova ravnoteže u x i y pravcu

$$N'_b + T_s = 0 \quad (3.43)$$

$$N'_d + T_s = 0 \quad (3.44)$$

$$M'_b = V_b - T_s \frac{h_b}{2} \quad (3.45)$$

$$M'_d = V_d - T_s \frac{h_d}{2} \quad (3.46)$$

Diferenciranjem i sumiranjem jednačina 3.45 i 3.46 pa zamenom zbira ($V_b + V_d$) sa oznakom $-p$ sledi

$$M''_b + M''_d + T'_s r + p = 0 \quad (3.47)$$

Unošenjem vrednosti unutrašnjih sila i momenata u uslove ravnoteže dobijamo sledeći sistem diferencijanih jednačina

$$E_b A_b u_b'' + k(u_d - u_b + w'r) = 0 \quad (3.48)$$

$$E_d A_d u_d'' - k(u_d - u_b + w'r) = 0 \quad (3.49)$$

$$(E_b I_b + E_d I_d) w'''' - k(u_d' - u_b' + w''r) r = p \quad (3.50)$$

Za prostu gredu, sa konstantnom krutošću duž raspona, sistem diferencijalnih jednačina 3.48-3.50 može se jednostavno rešiti ako se pretpostavi da opterećenje deluje po sinusnoj funkciji jer za sinusno opterećenje postoji jednostavno rešenje u zatvorenom obliku. Ovaj postupak prvi je primenio Mohler daleke 1956. godine, razmatrajući problem pomerljivosti veze drvenih elemenata spojenih mehaničkim spojnim sredstvima, (Stevanović, 2004). Ovaj način proračuna naziva se γ -postupak ili γ -metod. Iako se rešenja dobijaju pod ovom pretpostavkom ona se mogu uspešno upotrebiti 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. Ako opterećenje izrazimo kao

$$p = p_0 \sin\left(\frac{\pi}{l} x\right) \quad (3.51)$$

odgovarajuća horizontalna pomeranja neutralnih osa elemenata i obrtanje poprečnog preseka oko neutralne ose mogu se izraziti kao

$$u_b = u_{b0} \cos\left(\frac{\pi}{l} x\right); \quad u_d = u_{d0} \cos\left(\frac{\pi}{l} x\right); \quad w = w_0 \sin\left(\frac{\pi}{l} x\right); \quad (3.52)$$

Zamenom u_b , u_d i w u sistem diferencijalnih jednačina 3.48-3.50 dobijamo

$$w_0 = p_0 \frac{l^4}{\pi^4} \frac{1}{E_b I_b + E_d I_d + \frac{E_b A_b \gamma r^2}{1 + \gamma \frac{E_b A_b}{E_d A_d}}} = p_0 \frac{l^4}{\pi^4} \frac{1}{(EI)_{ef}} \quad (3.53a)$$

$$u_{b0} = w_0 \frac{\pi}{l} \frac{r \gamma E_d A_d}{\gamma E_b A_b + E_d A_d} \quad (3.53b)$$

$$u_{d0} = -w_0 \frac{\pi}{l} \frac{r \gamma E_b A_b}{\gamma E_b A_b + E_d A_d} \quad (3.53c)$$

gde je

$$\gamma = \frac{1}{(1 + k_b)} ; \quad k_b = \frac{\pi^2 E_b A_b}{l^2 k} ; \quad k = \frac{K}{s}$$

Pomoću jednačina 3.53a-3.53c mogu se sračunati naponi u poprečnim presecima spregnute grede. Tako na primer napon u preseku na sredini raspona grede u osi betonskog dela preseka je

$$\sigma_b = E_b u'_b \left(x = l/2 \right) = -E_b u_{b0} \frac{\pi}{l} \quad (3.54)$$

Zamenom sledećih izraza u jednačinu 3.54

$$\begin{aligned} w_0 &= p_0 \frac{l^4}{\pi^4 (EI)_{ef}} ; & M_0 &= p_0 \frac{l^2}{\pi^2} \\ a_d &= \frac{\gamma E_b A_b r}{\gamma E_b A_b + E_d A_d} ; & a_b &= r - a_d \end{aligned} \quad (3.55)$$

dobijamo

$$\sigma_b = \frac{\gamma E_b a_b M_0}{(EI)_{ef}} \quad (3.56)$$

Prikazan postupak proračuna predstavlja osnovu po kojoj su izvedene jednačine u *Evrokodu 5, Aneks B, Nosači složenog preseka spojeni mehaničkim spojnim sredstvima*, koji je prikazan u sledećem poglavlju.

3.2.2.3. Proračun spregnutog nosača složenog preseka po *Evrokodu 5*

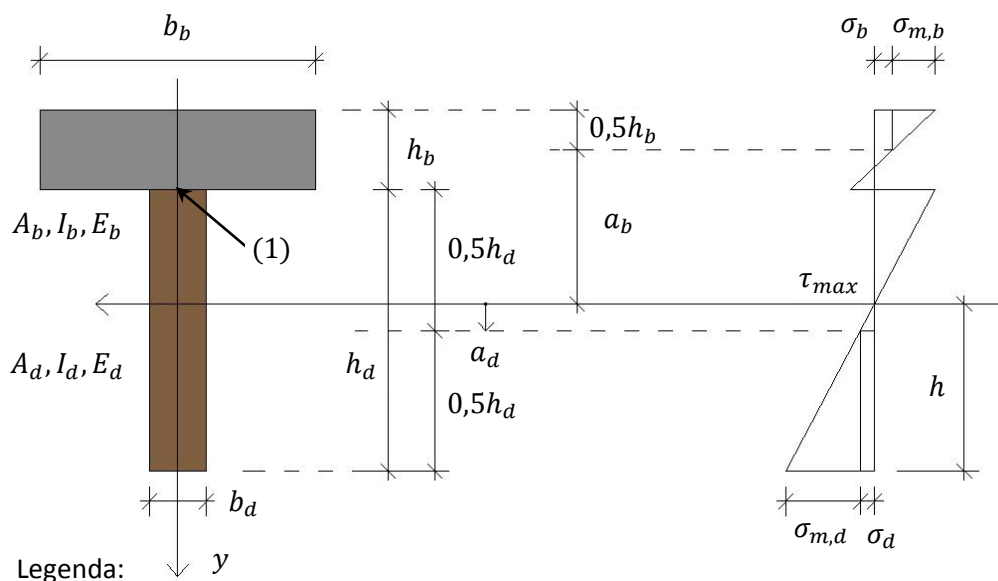
U *Evrokodu 5 deo 1-1 Aneks B* prikazan je uprošćen postupak proračuna napona za svaki element složenog preseka kao i postupak proračuna maksimalnog ugiba nosača složenog preseka spojenog mehaničkim spojnim sredstvom. Postupak proračuna dat je za gredne nosače na bazi drveta, ali se uz male modifikacije može primeniti i na spregnute nosače tipa drvo-beton.

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

- nosači su sistema proste grede, raspona l . Isti izrazi se mogu koristiti i za kontinualne nosače, ako se za l uzme 0,8 od odgovarajućeg raspona, odnosno za konzolne nosače, ako se za l uzme dvostruka dužina konzole;

- pojedinačni delovi (od drveta ili ploča na bazi drveta) su iz jednog komada ili su napravljeni sa lepljenim spojevima;
- pojedinačni delovi su međusobno povezani mehaničkim spojnim sredstvima, sa modulom pomerljivosti K ;
- razmak s između spojnih sredstava je konstantan ili ravnomerno varira prema smičućoj sili između s_{min} i s_{max} , pri čemu važi da je $s_{max} \leq 4s_{min}$;
- opterećenje koje deluje u y -pravcu izaziva moment $M(x)$, koji se menja po sinusoidi ili paraboli, i transferzalnu silu $V(x)$.

Spregnuti T poprečni presek i raspodela napona savijanja prikazani su na Slici 3.7.



Slika 3.7. Delimično spregnut nosač T poprečnog preseka

Za prostu gredu opterećenu jednakopodeljenim opterećenjem proračun normalnih napona, maksimalnog smičućeg napona, opterećenja spojnog sredstva kao i proračun maksimalnog ugiba nosača može se izvršiti pomoću sledećih izraza

$$\sigma_b = \frac{\gamma_b E_b a_b M}{(EI)_{ef}} \quad \sigma_d = \frac{\gamma_d E_d a_d M}{(EI)_{ef}} \quad (3.57)$$

$$\sigma_{m,b} = \frac{0,5 E_b h_b M}{(EI)_{ef}} \quad \sigma_{m,d} = \frac{0,5 E_d h_d M}{(EI)_{ef}} \quad (3.58)$$

$$\tau_{max} = \frac{0,5 E_d h_d^2 V}{(EI)_{ef}} \quad (3.59)$$

$$F = \frac{\gamma_b E_b A_b a_b s V}{(EI)_{ef}} \quad (3.60)$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384(EI)_{ef}} \quad (3.61)$$

gde σ_b , σ_d , $\sigma_{m,b}$ i $\sigma_{m,d}$ predstavljaju normalne napone u betonu odnosno drvetu, τ_{max} označava maksimalni smičući napon, F opterećenje spojnog sredstva a f_{max} ugib proste grede na sredini raspona, M je momenat savijanja a V je transferzalna sila u traženom poprečnom preseku.

Za presek prikazan na Slici 3.7. sa pločom od betona i rebrom od drveta efektivna krutost na savijanje $(EI)_{ef}$ spregnutog nosača T poprečnog preseka sračunava se prema izrazu

$$(EI)_{ef} = (E_b I_b + \gamma_b E_b A_b a_b^2) + (E_d I_d + \gamma_d E_d A_d a_d^2) \quad (3.62)$$

gde su E_b i E_d moduli elastičnosti betona odnosno drveta, A_b i A_d površine poprečnog preseka betona i drveta, I_b i I_d su momenti inercije poprečnog preseka betona odnosno drveta, a_b i a_d su rastojanja težišta betonskog i drvenog preseka od neutralne ose,

$$A_b = b_b h_b; \quad A_d = b_d h_d \quad (3.63)$$

$$I_b = \frac{b_b h_b^3}{12} \quad I_d = \frac{b_d h_d^3}{12} \quad (3.64)$$

$$\gamma_b = \left[1 + \frac{\pi^2 E_b A_b S}{K l^2} \right]^{-1} \quad (3.65)$$

$$\gamma_d = 1 \quad (3.66)$$

$$a_b = \frac{h_b + h_d}{2} - a_d \quad (3.67)$$

$$a_d = \frac{\gamma_b E_b A_b (h_b + h_d)}{2(\gamma_b E_b A_b + \gamma_d E_d A_d)} \quad (3.68)$$

Ako se u obzir uzima slabljenje poprečnog preseka onda napone σ_d treba pomnožiti faktorom A_d/A_{dn} a napone $\sigma_{m,d}$ faktorom I_d/I_{dn} . A_d i A_{dn} su bruto odnosno neto površine poprečnog preseka drveta, a I_d i I_{dn} su momenti inercije bruto odnosno neto poprečnog preseka drveta.

3.2.3. Modul pomerljivosti

Kod mehaničkih spojnih sredstava zavisnost pomeranja od opterećenja nije linearna pa se prilikom proračuna spregnutog nosača mora koristiti nekoliko vrednosti modula pomerljivosti. *Ceccotti (1995)* je predložio dve vrednosti i to: K_{ser} za dokaz upotrebljivosti i K_u za dokaz nosivosti. Modul pomerljivosti K_{ser} uzima se kao sekantni pri opterećenju od 40% sile loma a K_u kao sekantni pri opterećenju od 60% sile loma.

Generalno, vrednosti modula pomerljivosti sračunavaju se nakon eksperimentalnih ispitivanja prema standardu *SRPS EN 26891 (Drvene konstrukcije - Spojevi ostvareni mehaničkim spojnim sredstvima - Opšti principi za određivanje čvrstoće i deformacijskih svojstava)*. Prema ovom standardu kao maksimalnu silu pri ispitivanju treba uzeti silu loma ili silu pri pomeranju od 15 mm. Pri tome modul pomerljivosti K_{ser} , za dokaz upotrebljivosti, treba odrediti kao sekantni za nivo opterećenja $0,4F_{est}$, gde je F_{est} procenjena maksimalna sila. Za dokaz nosivosti treba uzeti modul pomerljivosti $K_u = \frac{2}{3} K_{ser}$.

Međutim, ako ne postoje eksperimentalni podaci *Evrokod 5, deo 1-1, Poglavlje 7.1. Pomerljivost spojeva*, predlaže da se za veze drvo-beton modul pomerljivosti K_{ser} računa kao dvostruka vrednost modula pomerljivosti za veze drvo-drvo koji za trnove, zavrtnjeve i bušene eksere iznosi

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} d / 23 \quad (3.69)$$

gde je ρ_m zapreminska masa drvenog elementa u kg/m^3 a d prečnik spojnog sredstva u mm.

Takođe, i po *Evrokodu 5* modul pomerljivosti veze za granično stanje nosivosti K_u treba računati po izrazu $K_u = \frac{2}{3} K_{ser}$.

Predložen analitički postupak sračunavanja modula pomerljivosti spoja u *Evrokodu 5* je jednostavan ali uopšten i ne obuhvata sve savremene načine spajanja elemenata spregnutog nosača. Upoređujući analitičke rezultate dobijene po *Evrokodu 5* sa eksperimentalnim, *Ceccotti, Fragiaco i Giordano (2007)* ustanovili su da su moduli pomerljivosti zalepljenih spojnih sredstava znatno manji. Eksperimentalno dobijene vrednosti modula pomerljivosti veze bile su manje za 50% od vrednosti sračunatih po *Evrokodu 5*.

3.3. Dinamička analiza elastično spregnute konstrukcije

Svi spregnuti nosači tipa drvo-beton sa mehaničkim moždanicima kao spojnim sredstvima, kao što je već rečeno, imaju izvesna pomeranja u spoju između drveta i betona, odnosno ova dva materijala su elastično spregnuta. Pri dinamičkoj analizi ovakvih konstrukcija, prilikom proračuna, ovo pomeranje mora se u obzir uzeti.

Girhammar&Pan (1993), Huang&Su (2008) i Girhammar, Pan&Gustafsson (2009) na osnovu statičke analize elastično spregnutog nosača predlažu opšti oblik diferencijalne jednačine pri dinamičkom opterećenju. Takođe, u svojim radovima, daju smernice za dalje rešavanje predložene opšte diferencijalne jednačine pri slobodnim i prinudnim vibracijama. U narednom tekstu, izvršena je dinamička analiza elastično spregnutog nosača, imajući u vidu preporuke gore navedenih autora, zbog nepostojanja odgovarajućeg jednostavnog rešenja dinamičkog ponašanja nosača, u zatvorenom obliku. Predloženim izrazom, sopstvene frekvencije oscilovanja elastično spregnutog nosača jednostavno se sračunavaju za poznatu geometriju poprečnog preseka nosača uz poznavanje modula elastičnosti i zapreminske mase betona i drveta.

Diferencijalna jednačina 3.30 elastično spregnutog nosača drvo-beton sistema proste grede opterećenog proizvoljnim spoljnim opterećenjem $q(x)$ može se zapisati i u sledećem obliku

$$\frac{d^6 w}{dx^6} - \alpha^2 \frac{d^4 w}{dx^4} = -\alpha^2 \frac{q}{(EI)_\infty} + \frac{1}{(EI)_0} \frac{d^2 q}{dx^2} \quad (3.70)$$

U slučaju dinamičkog opterećenja, uzimajući u obzir D’Alamberov princip, važi jednakost

$$q = -\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} = -m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + p \quad (3.71)$$

gde masa $m = m_b + m_d$ predstavlja zbir masa betona i drveta po jediničnoj dužini [kg/m^1], a p dinamičko opterećenje.

Zamenom jednačine 3.71 u jednačinu 3.70 konačna diferencijalna jednačina elastično spregnutog nosača drvo-beton sistema proste grede izloženog dinamičkom opterećenju glasi

$$\frac{\partial^6 w}{\partial x^6} - \alpha^2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{m}{(EI)_0} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial t^2} - \alpha^2 \frac{m}{(EI)_\infty} \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = -\frac{\alpha^2}{(EI)_\infty} p + \frac{1}{(EI)_0} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} \quad (3.72)$$

Rešenje diferencijalne jednačine 3.72 pri slobodnim vibracijama ($p = 0$) može se dobiti metodom razdvajanja promenljivih

$$w = \phi(x)f(t) = \sum_n \phi_n(x)f_n(t) \quad (3.73)$$

gde su

$\phi_n(x)$ sopstveni oblici vibracija dobijenih za $p = 0$ i zavise od graničnih uslova a
 $f_n(t)$ vremenski zavisne amplitude vibracija

Ako se izraz 3.73 uvrsti u izraz 3.72 dobijamo

$$\frac{d^2 f_n}{dt^2} + \omega_n^2 f_n = 0 \quad (3.74)$$

$$\frac{d^6 \phi_n}{dx^6} - \alpha^2 \frac{d^4 \phi_n}{dx^4} - \omega_n^2 \frac{m}{(EI)_0} \frac{d^2 \phi_n}{dx^2} + \omega_n^2 \alpha^2 \frac{m}{(EI)_\infty} \phi_n = 0 \quad (3.75)$$

Diferencijalna jednačina 3.74 predstavlja harmonijsko kretanje nosača pri slobodnim vibracijama tj. $f(t) = e^{i\omega t}$ i $f_n(t) = e^{i\omega_n t}$.

Diferencijalna jednačina 3.75 je linearna diferencijalna jednačina sa konstantnim koeficijentima i može se rešiti pomoću sledeće karakteristične jednačine

$$(\lambda_n^2)^3 - \alpha^2 (\lambda_n^2)^2 - \omega_n^2 \frac{m}{(EI)_0} \lambda_n^2 + \omega_n^2 \alpha^2 \frac{m}{(EI)_\infty} = 0 \quad (3.76)$$

gde su sa λ_n obeleženi karakteristični koreni koji odgovaraju n -tom sopstvenom obliku vibriranja $\phi_n(x)$.

Rešavanjem kubne jednačine 3.76 može se zaključiti da ona ima jedan negativan koren ($\lambda_{1,n}^2 < 0$) i dva pozitivna korena ($\lambda_{2,n}^2$ i $\lambda_{3,n}^2 > 0$) tj. koreni karakteristične jednačine 3.76 su $\pm i\lambda_{1,n}$, $\pm\lambda_{2,n}$ i $\pm\lambda_{3,n}$.

Opšte rešenje diferencijalne jednačine 3.75 može se zapisati u sledećem obliku

$$\begin{aligned} \phi_n(x) = & C_1 \sin(\lambda_{1,n}x) + C_2 \cos(\lambda_{1,n}x) + C_3 \sinh(\lambda_{2,n}x) + \\ & + C_4 \cosh(\lambda_{2,n}x) + C_5 \sinh(\lambda_{3,n}x) + C_6 \cosh(\lambda_{3,n}x) \end{aligned} \quad (3.77)$$

gde su C_i ($i = 1,2,3 \dots 6$) koeficijenti koji se dobijaju iz graničnih uslova na krajevima elastično spregnutog nosača.

Za nosač sistema proste grede i uslove

$$w(0) = w(l) = 0,$$

$$M_x(0) = M_x(l) = 0$$

moгу se ispisati sledeći granični uslovi

$$w(0) = w(l) = 0 \quad \rightarrow \quad \phi_n(0) = \phi_n(l) = 0 \quad (3.78a)$$

$$w''(0) = w''(l) = 0 \quad \rightarrow \quad \phi_n''(0) = \phi_n''(l) = 0 \quad (3.78b)$$

$$w''''(0) = w''''(l) = \frac{q}{(EI)_0} \quad \rightarrow \quad \phi_n''''(0) = \phi_n''''(l) = 0 \quad (3.78c)$$

Navedeni granični uslovi daju šest homogenih jednačina. Determinanta koeficijenata sistema mora biti jednaka nuli da bi se dobili koeficijenti C_i ($i = 1, 2, 3 \dots 6$) različiti od nule.

Determinanta se može izraziti kao

$$(\lambda_{1,n}^2 + \lambda_{2,n}^2)^2 (\lambda_{1,n}^2 + \lambda_{3,n}^2)^2 (\lambda_{2,n}^2 - \lambda_{3,n}^2)^2 \sin(\lambda_{1,n}l) \sinh(\lambda_{2,n}l) \sinh(\lambda_{3,n}l) = 0 \quad (3.79)$$

Jednačina 3.79 može biti zadovoljena samo kad je

$$\sin(\lambda_{1,n}l) = 0 \quad (3.80a)$$

$$\lambda_{1,n} = \frac{n\pi}{l} \quad (3.80b)$$

Zamenom izraza 3.80b u izraz 3.76 sa $\lambda_{1,n}^2 < 0$ dobijamo

$$\omega_n^2 = \frac{(n\pi)^4 (EI)_\infty}{ml^4} \times \left[\frac{(EI)_0 (n\pi)^2 + \alpha^2 l^2 (EI)_0}{(EI)_\infty (n\pi)^2 + \alpha^2 l^2 (EI)_0} \right] \quad (3.81)$$

Prvi činilac izraza sa desne strane predstavlja kvadrat kružne frekvencije potpuno spregnute grede dok je izraz u zagradi uvek manji od 1.

Izraz 3.81 pri potpunom sprezanju ($K \rightarrow \infty, \alpha^2 \rightarrow \infty$) glasi

$$\omega_n^2 = \frac{(n\pi)^4 (EI)_\infty}{ml^4} \quad (3.82)$$

a kad nema sprezanja ($K \rightarrow 0, \alpha^2 \rightarrow 0$)

$$\omega_n^2 = \frac{(n\pi)^4(EI)_0}{ml^4} \quad (3.83)$$

Frekvencija se može izraziti pomoću sledećeg izraza

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{(n\pi)^4(EI)_\infty}{ml^4} \times \left[\frac{(EI)_0(n\pi)^2 + \alpha^2 l^2 (EI)_0}{(EI)_\infty(n\pi)^2 + \alpha^2 l^2 (EI)_0} \right]} \quad (3.84)$$

pa je osnovna frekvencija pri potpunom sprezanju

$$n = 1 \rightarrow f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_\infty}{m}} \quad (3.85)$$

a kad nema sprezanja

$$n = 1 \rightarrow f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_0}{m}} \quad (3.86)$$

4. RAČUNARSKO MODELIRANJE MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE

Analitička rešenja sopstvenih vibracija spregnute međuspratne konstrukcije, dobijena rešavanjem jednačine 3.84, upoređena su sa rezultatima metode konačnih elemenata, primenom savremenog specijalizovanog softverskog paketa Ansys.

4.1. Proračun spregnute međuspratne konstrukcije metodom konačnih elemenata

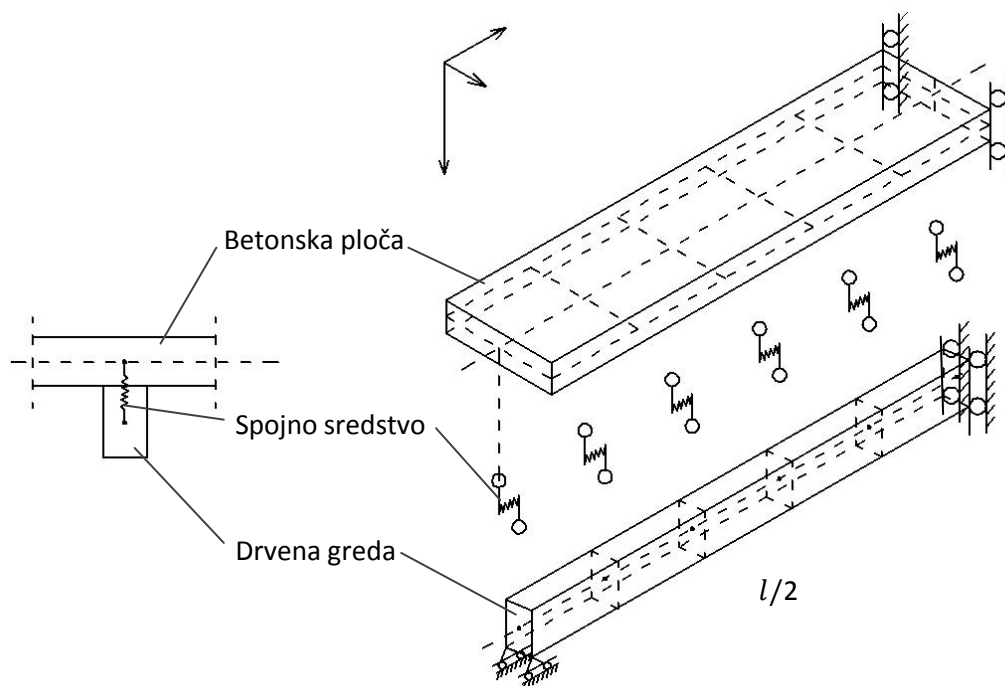
Metod konačnih elemenata predstavlja jedan od glavnih računarskih tehnika modeliranja kod inženjera uzimajući u obzir troškove i uštedu na vremenu u odnosu na eksperimente. Pored Ansys-a, dostupni komercijalni softveri zasnovani na metodi konačnih elemenata su: Abaqus, Sap, Ls- dyna, Atena, Diana, Algor i drugi.

Rezultati dobijeni metodom konačnih elemenata nisu uvek 100 % tačni. Potrebna preciznost dobijenih rezultata postiže se unosom eksperimentalno potvrđenih ulaznih podataka, kao što su osobine materijala: zapreminska masa i modul elastičnosti. Takođe, tačnost proračuna zavisi i od izbora gustine mreže konačnih elemenata. Što su konačni elementi manji, tačnost dobijenih rezultata je veća. Model se smatra prihvatljivim ako su dobijeni rezultati i eksperimentalno potvrđeni.

U ovoj disertaciji pomoću softverskog paketa Ansys analizirana je spregnuta međuspratna konstrukcija tipa drvo-laki beton da bi se dobili relevantni parametri za ocenu dinamičkih karakteristika. U literaturi dostupni su brojni modeli drvenih kao i spregnutih međuspratnih konstrukcija. Međutim, ti modeli uglavnom istražuju ponašanje međuspratnih konstrukcija i spojnih sredstava pod statičkim opterećenjem. Mali broj dostupnih modela u literaturi istražuje dinamički odgovor spregnute konstrukcije.

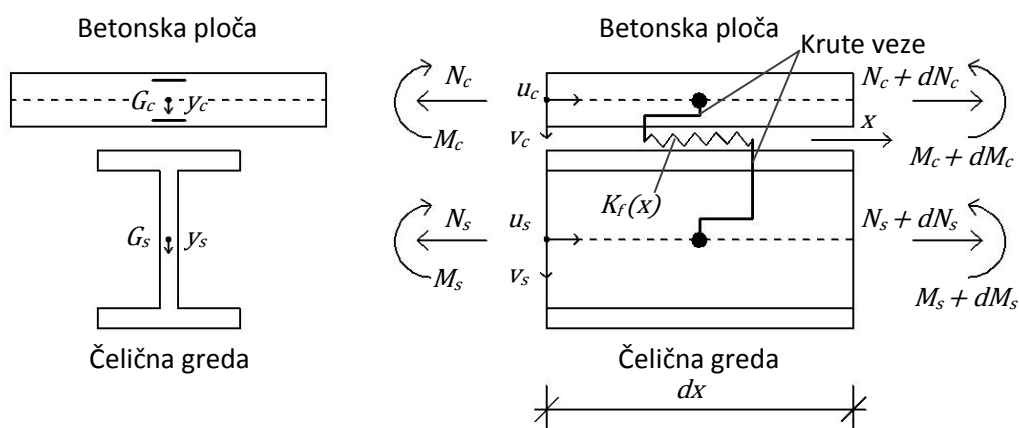
Linden (1999) je pomoću metode konačnih elemenata analizirao statičko ponašanje spregnute grede T-poprečnog preseka sa različitim vrstama i rasporedom spojnih sredstava. Koristio je tri vrste konačnih elemenata za modeliranje i to: SHELL za gornju betonsku ploču, SPRING za spojna sredstva i BEAM za drvenu gredu, Slika 4.1. Prilikom modeliranja armatura iz gornje betonske ploče je zanemarena zbog pretpostavke da je betonska ploča pritisnuta i da je doprinos armature u nosivosti konstrukcije minimalna. Armatura u gornjoj

betonskoj ploči koristi se prvenstveno za sprečavanje pojave pukotina usled skupljanja betona.

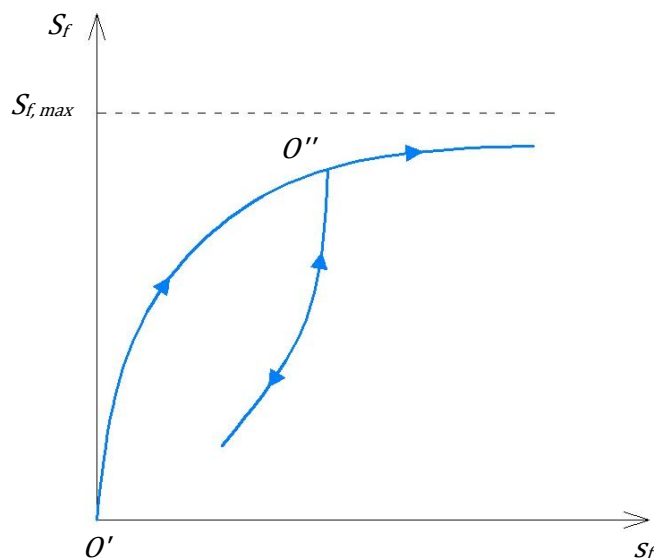


Slika 4.1. Model spregnute grede T-poprečnog preseka (Linden, 1999)

Fragiacomo et al. (2004) su analizirajući nosivost i dugoročno ponašanje spregnutih čelično-betonskih konstrukcija modelirali spregnutu gredu prikazanu na Slici 4.2. Model je kalibrisan prema eksperimentalnim rezultatima. Ponašanje spojnog sredstva modelirano je pomoću nelinearne opruge i dijagrama na Slici 4.3. koji su predložili Ollgard, Slutter & Fischer (1971). Deo krive sa rasterećenjem uzima se za modeliranje krajeva vijaka dok se kriva sa ojačanjem uzima za vijke.



Slika 4.2. Model spregnute čelično-betonske grede (Fragiacomo et al., 2004)

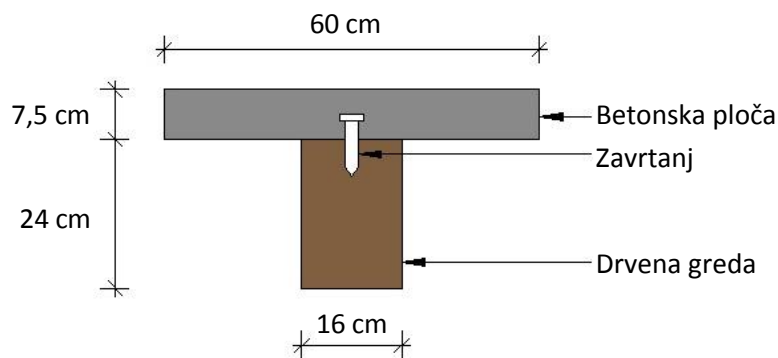


Slika 4.3. Smičuća sila po jedinici dužine (Ollgard, Slutter & Fischer, 1971)

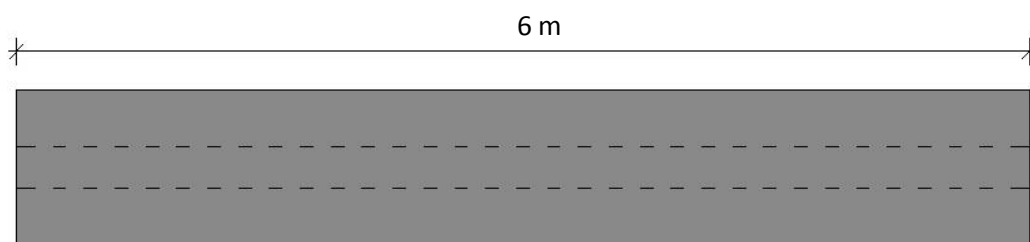
Gerber, Crews & Sigrist (2005) analizirali su drvene međuspratne konstrukcije. Nosači su smatrani potpuno spregnuti bez mogućnosti klizanja u ravni spoja drvenog poda i drvenih greda. Rezultati su potvrđeni statičkim testovima i zaključeno je da se drvene međuspratne konstrukcije mogu precizno modelirati pomoću metode konačnih elemenata. Planinc et al. (2008) su takođe koristili metod konačnih elemenata pri modeliranju spregnutih greda. Analizirali su četiri spregnute proste grede sa različitim rasporedom spojnih sredstava. Ponašanje spojnih sredstava modelirano je nelinearnim dijagramom koji predstavlja zavisnost pomeranja u spojnoj ravni od opterećenja u istom pravcu. Dobijeni rezultati potvrđeni su i eksperimentalno.

4.2. Geometrija nosača

Analizirane su četiri spregnute međuspratne konstrukcije. Konstrukcije imaju identične poprečne preseke i spojna sredstava ali su izvedene od različitih vrsta lakog betona. Gredni nosači konstrukcije su dužine 6 m, rastojanje između oslonaca je 5,8 m. Međusobno rastojanje greda je 60 cm. Poprečni presek nosača je spregnuti T presek. Rebro je monolitno drvo dok je gornja betonska ploča izvedena od lakog betona. Za prenos smičućih sila sa betonske ploče na drvene grede upotrebljeni su zavrtnji za drvo bez navrtke, Slika 4.4.



a) Poprečni presek



b) Pogled odozgo

Slika 4.4. Geometrijske karakteristike nosača

Betonska ploča visine 7,5 cm i širine 60 cm izvedena je preko drvenih greda širine 16 cm i visine 24 cm. Beton se izliva direktno na monolitne drvene grede i privremenu oplatu. Analizirana su četiri tipa nosača čije su betonske ploče izvedene od lakog betona različitih karakteristika. Kratak pregled greda i klasa lakog betona po *Evrokodu 2* sa kojim je izvedena gornja ploča prikazani su u Tabeli 4.1.

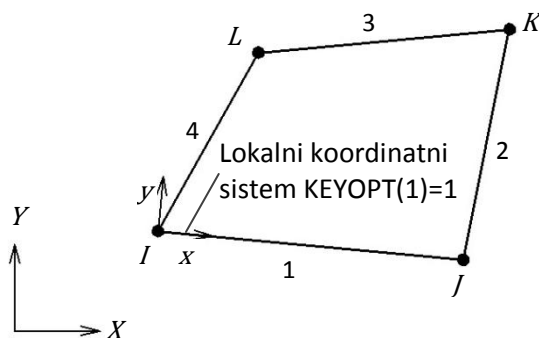
Tabela 4.1. Klase zapreminske mase upotrebljenog lakog betona

Nosač	Laki beton
	Klasa zapreminske mase lakog agregata
G1	1,2
G2	1,4
G3	1,6
G4	1,8

4.3. Modeliranje nosača

Metod konačnih elemenata primenjen je koristeći Ansys (2011) kompjuterski softver. Gredni nosač prikazan u poglavlju 4.2. modeliran je kao 2D model sastavljen iz dva sloja, gornje betonske ploče od lakog betona i donjeg sloja koji predstavlja monolitnu drvenu gredu. Betonska ploča se projektuje da prihvata pritisak pa se prilikom njenog modeliranja zanemari prisustvo armature obzirom da je ona minimalno upotrebljena. Slično su uradili *Davison (2003)* i *Rijal (2013)*.

Modeliranje nosača izvršeno je pomoću elemenata iz Ansys-ove biblioteke. Betonska ploča i drvena greda modelirani su pomoću 4-čvornog dvodimenzionalnog elementa PLANE42. Upotrebljen je kao 2D element sa ravanskim stanjem napona i debljinom. Element je definisan sa četiri čvora i dva stepena slobode u svakom čvoru, translacija u x i y pravcu, Slika 4.5.



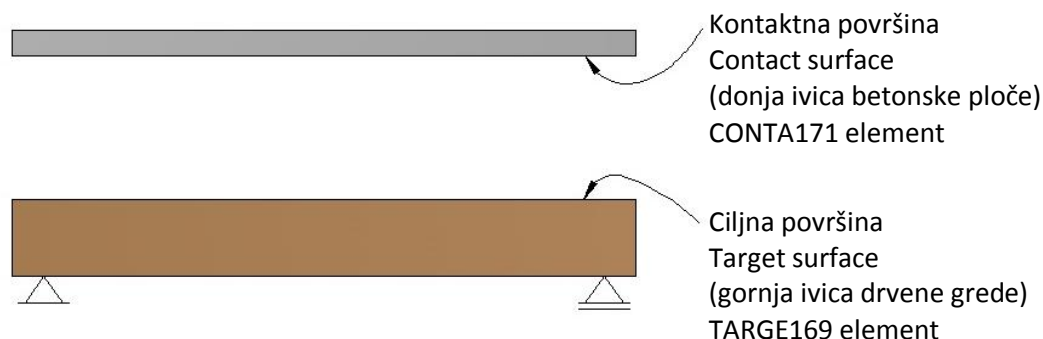
Slika 4.5. Geometrijske karakteristike elementa PLANE42 (Ansys 2011)

Osnovni ulazni podaci za ovaj element su: modul elastičnosti, Poasonov koeficijent i zapreminska masa drvene grede i betonske ploče (Ansys 2011).

Kontaktne elemente su upotrebljeni za modeliranje kontakta i klizanja između drvene grede i betonske ploče. Primenljivi su u ravanskoj analizi uzajamnog uticaja kontaktnih površina. Njima se može modelirati trenje i smicanje između kontaktnih površina ali i simulirati razdvajanje površina tokom deformacije.

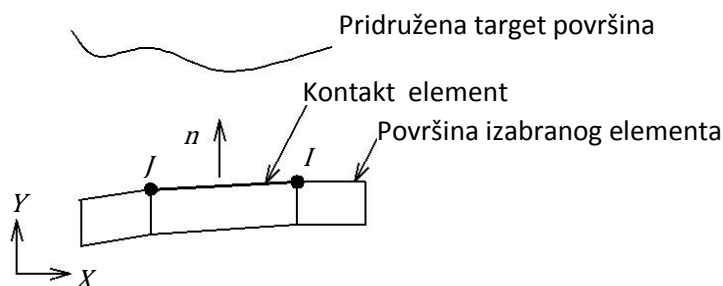
Kontaktne površine između drvene grede i betonske ploče modelirane su pomoću kontaktnih elemenata CONTA171 i TARGE169. Pomoću njih se pri proračunu sprečava prodiranje gornjih elemenata drvene grede u donje elemente betonske ploče tokom deformacije i obrnuto. Takođe, potrebni su i zbog stabilnosti modela kao celine. Donja površina betonske ploče definiše se kao kontaktna površina dok se gornja površina drvene grede smatra ciljnom površinom, Slika 4.6. Za donju ivicu betonske ploče korišćen je CONTA171 element dok se element

TARGE169 koristio za gornju ivicu drvene grede. Primenjeni kontaktne elementi su jednodimenzionalni i postavljaju se između čvorova 2D elemenata, u ovom slučaju elementa PLANE42.



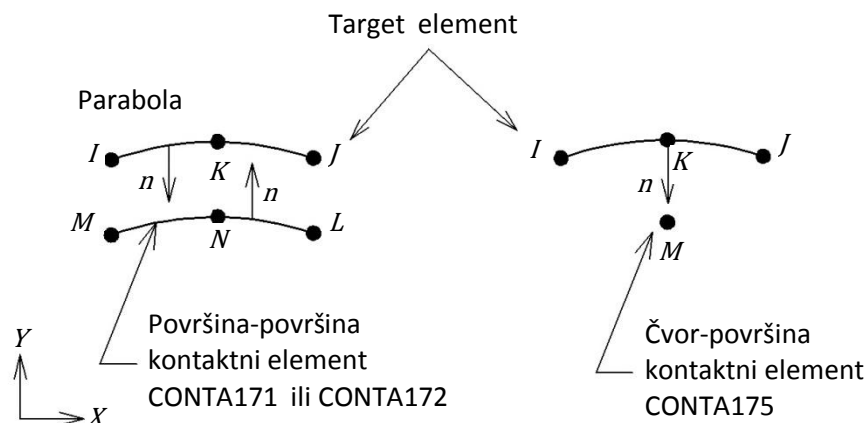
Slika 4.6. Modeliranje kontaktne površine

CONTA171 je element bez međučvora. Ima iste geometrijske karakteristike kao element kome je priključen, Slika 4.7.



Slika 4.7. Geometrijske karakteristike elementa CONTA171 (Ansys 2011)

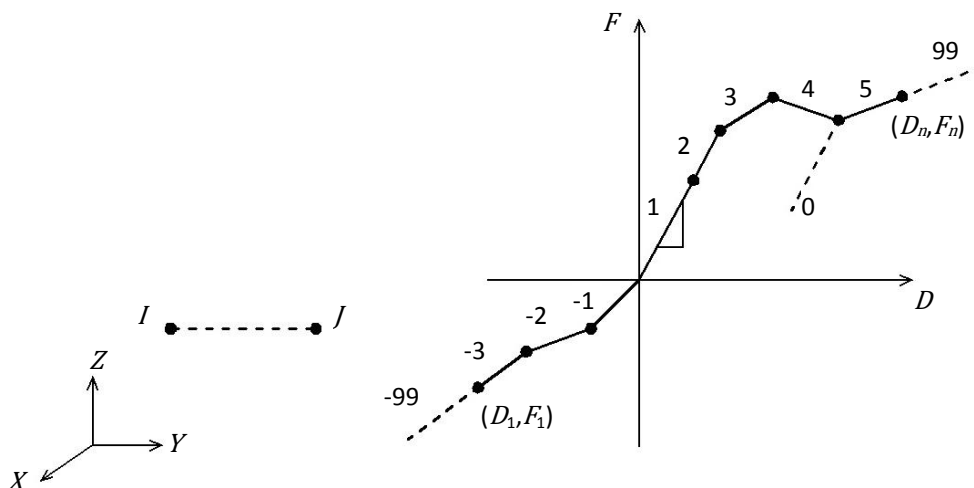
Kontaktne element TARGE169 se koristio za modeliranje ciljne površine u ovom slučaju gornje površine drvene grede. On se primenjuje u paru sa kontaktnim elementom CONTA171 i ima identičan skup realnih konstanti (Ansys 2011) i geometrijske karakteristike. Na njemu se mogu zadati proizvoljna pomeranja, rotacije ili promena temperature kao i sile i momenti. On se nanosi preko postojećeg elementa i određuje liniju njegovog kontakta sa kontaktnom površinom određenom elementom CONTA171. Geometrijske karakteristike kontaktnog elementa TARGE169 su prikazane na Slici 4.8.



Slika 4.8. Geometrijske karakteristike elementa TARGE169 (Ansys 2011)

U ovom modelu kontaktnim elementima je dozvoljeno klizanje tokom deformacije ali je sprečeno razdvajanje.

Spojna sredstva upotrebljena za sprezanje drvene grede sa betonskom pločom su modelirana pomoću elementa COMBIN39, Slika 4.9.



Slika 4.9. Geometrijske karakteristike elementa COMBIN39 (Ansys 2011)

Ovaj element se primenjuje u 1D, 2D i 3D analizi sa maksimalno tri stepena slobode po čvoru i to pomeranje u pravcu x , y i/ili z ose lokalnog koordinatnog sistema. Pomeranje je uvek u pravcu i smeru delovanja opterećenja. Pri razmatranju torzije to je rotacija oko x , y i/ili z ose. Ovim elementom ne može se analizirati savijanje kao i kombinacija pomeranja i rotacije. COMBIN39 je jednodimenzionalan element pomoću kojeg se u analizu uvodi nelinearna zavisnost intenziteta opterećenja i deformacije. U ovom modelu definisan je sa dva podudarna čvora, jednim u drvenoj gredi a drugim u betonskoj ploči, i

dijagramom zavisnosti podužnog pomeranja čvora od smičuće sile u kontaktnoj ravni.

4.4. Fizičko-mehaničke karakteristike materijala

Nosač je izveden kao spregnuti T presek sa rebrom od monolitnog drveta i pločom od lakog betona. Za rebro je korišćena jelova građa dok je za betonsku ploču upotrebljen laki beton različitih zapreminskih masa. Međusobna veza rebra i ploče ostvarena je zavrnjima za drvo bez navrtke $\emptyset 10/150$. Zavrnji su postavljeni na rastojanjima od po 20 cm.

Saglasno gore navedenim materijalima i spojnim sredstvima proračunate su njihove elastomehaničke karakteristike po važećim standardima. Sračunate vrednosti su proverene i eksperimentalno u laboratoriji Građevinskog fakulteta u Subotici. Sva ispitivanja karakteristika materijala urađena su saglasno sa važećim standardima.

4.4.1. Karakteristike materijala po Evropskim standardima

Drvo koje se koristi pri izvođenju građevinskih konstrukcija svrstano je u tri osnovne kategorije. Oznake i kategorije su:

- C za četinarsko monolitno drvo i topolu (meko drvo)
- D za lišćarsko monolitno drvo (tvrdo drvo)
- GL za lepljeno lamelirano drvo

Prve dve kategorije podeljena su prema klasama čvrstoće saglasno standardu *SRPS EN 338 (Konstrukcijsko drvo – Klase čvrstoće)* koji je normativni referentni standard *Evrokodu 5* preko standarda *SRPS EN 14081-1 (Drvene konstrukcije – Klasiranje prema čvrstoći konstrukcijskog drveta pravougaonog poprečnog preseka – Deo 1: Opšti zahtevi)*. Klase čvrstoća i karakteristične vrednosti za lepljeno lamelirano drvo definisane su posebnim standardom *SRPS EN 1194 (Drvene konstrukcije – Lepljeno lamelirano drvo – Klase čvrstoće i određivanje karakterističnih vrednosti)*.

Karakteristične vrednosti čvrstoća za monolitno drvo prikazane su u Tabeli 4.2. Vrednosti su date za različite slučajeve naprezanja i klasa čvrstoće.

Tabela 4.2. Klase čvrstoća i karakteristične vrednosti za monolitno drvo prema SRPS EN 338 (2012)

		Meko drvo (četinari i topola)								
		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40
Karakteristične čvrstoće [N/mm ²]										
Savijanje	$f_{m,k}$	14	16	18	22	24	27	30	35	40
Zatezanje paralelno vlaknima	$f_{t0,k}$	8	10	11	13	14	16	18	21	24
Zatezanje upravno vlaknima	$f_{t90,k}$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Pritisak paralelno vlaknima	$f_{c0,k}$	16	17	18	20	21	22	23	25	26
Pritisak upravno vlaknima	$f_{c90,k}$	4,3	4,6	4,8	5,1	5,3	5,6	5,7	6	6,3
Smicanje	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2	2,4	2,5	2,8	3	3,4	3,8
Karakteristične krutosti [kN/mm ²]										
Srednja vrednost modula E paralelno vlaknima	$E_{0,mean}$	7	8	9	10	11	12	12	13	14
5% - fraktil modula E paralelno vlaknima	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6	6,7	7,4	8	8	8,7	9,4
Srednja vrednost modula E upravno na vlakna	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,3	0,33	0,37	0,4	0,4	0,43	0,47
Srednja vrednost modula smicanja G	G_{mean}	0,44	0,5	0,56	0,63	0,69	0,75	0,75	0,81	0,88
Zapreminska masa [kg/m ³]										
Zapreminska masa	ρ_k	290	310	320	340	350	370	380	400	420
Srednja vrednost zapreminske mase	ρ_{mean}	350	370	380	410	420	450	460	480	500

		Tvrdo drvo (lišćari)					
		D30	D35	D40	D50	D60	D70
Karakteristične čvrstoće [N/mm ²]							
Savijanje	$f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70
Zatezanje paralelno vlaknima	$f_{t0,k}$	18	21	24	30	36	42
Zatezanje upravno vlaknima	$f_{t90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9
Pritisak paralelno vlaknima	$f_{c0,k}$	23	25	26	29	32	34
Pritisak upravno vlaknima	$f_{c90,k}$	8	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
Smicanje	$f_{v,k}$	3	3,4	3,8	4,6	5,3	6
Karakteristične krutosti [kN/mm ²]							
Srednja vrednost modula E paralelno vlaknima	$E_{0,mean}$	10	10	11	14	17	20
5% - fraktil modula E paralelno vlaknima	$E_{0,05}$	8	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Srednja vrednost modula E upravno na vlakna	$E_{90,mean}$	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
Srednja vrednost modula smicanja G	G_{mean}	0,6	0,65	0,7	0,88	1,06	1,25
Zapreminska masa [kg/m ³]							
Zapreminska masa	ρ_k	530	560	590	650	700	900
Srednja vrednost zapreminske mase	ρ_{mean}	640	670	700	780	840	1080

U radu analizirana je spregnuta međuspratna konstrukcija izvedena sa monolitnim drvenim gredama od jelove građe (*Abies alba*). Po sertifikatu Austrijske fabrike za proizvodnju drvene građe Holzhof-Schmidt GmbH jelova građa spada u klasu čvrstoće C16, Prilog A. U narednom poglavlju izvršiće se laboratorijsko ispitivanje fizičko-mehaničkih karakteristika upotrebljenih jelovih greda. Dobijeni rezultati upoređiće se sa vrednostima iz standarda.

Betonske konstrukcije izvedene sa betonom od lakog agregata proračunavaju se saglasno *Evrokodu 2 – Glava 11 Betonske konstrukcije od lakog agregata*. Beton od lakog agregata je beton sa zatvorenom strukturom i zapreminskom masom koja nije veća od 2200 kg/m^3 spravljen sa prirodnim ili sa veštačkim mineralnim lakim agregatom zapreminske mase manje do 2000 kg/m^3 , *Evrokod 2*.

Laki agregat je u *SRPS EN 206-1 (Beton – Deo 1: Specifikacija, performanse, proizvodnja i usaglašenost)* klasifikovan prema svojoj zapreminskoj masi na klase zapreminske mase, Tabela 4.3. Osim toga, u toj tabeli date su i odgovarajuće zapreminske mase nearmiranog i armiranog betona sa uobičajenim procentom armature, koje mogu da se koriste za potrebe proračuna pri određivanju sopstvene težine ili drugih stalnih opterećenja. Alternativno, zapreminska masa može da se propiše kao zahtevana vrednost, *Evrokod 2*.

Tabela 4.3. Klase zapreminske mase i odgovarajuće proračunske zapreminske mase betona od lakog agregata prema *SRPS EN 206-1 (2011)*

Klase zapreminske mase		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Zapreminska masa lakog agregata [kg/m^3]		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Zapreminska masa [kg/m^3]	nearmirani beton	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	armirani beton	1150	1350	1550	1750	1950	2150

Sekantni modul elastičnosti E_{lcm} za beton od lakog agregata određuje se množenjem vrednosti sekantnog modula elastičnosti za beton normalne zapreminske mase sa koeficijentom η_E

$$E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E \quad (4.1)$$

$$\eta_E = (\rho/2200)^2 \quad (4.2)$$

gde je

ρ zapreminska masa lakog betona prema EN206-1, Tabela 4.3.

E_{lcm} sekantni modul elastičnosti lakog betona

E_{cm} sekantni modul elastičnosti za beton normalne zapreminske mase

Betonska ploča spregnute međuspratne konstrukcije izvedena je sa lakim betonom klase čvrstoće LC25/28, *Evrokod 2*. Sekantni modul elastičnosti odgovarajućeg betona normalne zapreminske mase klase čvrstoće C25/30 iznosi 31 GPa, *Evrokod 2*. Sekantni moduli elastičnosti lakog betona ispitanih greda dati su u Tabeli 4.4.

Tabela 4.4. Sekantni moduli elastičnosti betonskih ploča po *Evrokodu 2*

Greda	ρ [kg/m ³]	$\eta_E=(\rho/2200)^2$	E_{cm} [GPa]	$E_{lcm}=E_{cm}\cdot\eta_E$ [GPa]
G1	1250	0,29752	31	9,22
G2	1450	0,43440	31	13,47
G3	1650	0,56250	31	17,44
G4	1850	0,70713	31	21,92

Po *Evrokodu 2* vrednost Poasonovog koeficijenta za betone bez prslina je 0,2 a za betone sa prslinama 0.

4.4.2. Laboratorijsko ispitivanje karakteristika materijala

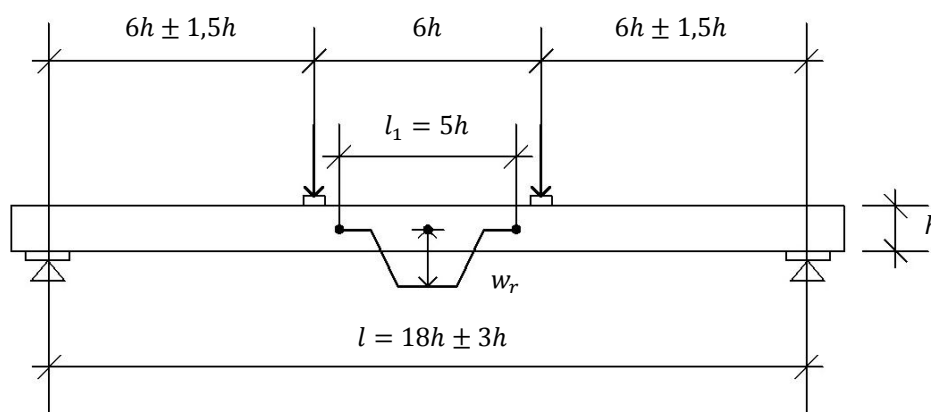
Laboratorijsko ispitivanje elastomehaničkih karakteristika ugrađenih materijala obuhvata dve međusobno povezane grupe ispitivanja:

1. Ispitivanje fizičkih i mehaničkih karakteristika materijala ugrađenih u spregnute nosače tipa drvo-laki beton
2. Određivanje modula pomerljivosti spoja drveta i lakog betona.

Sva ispitivanja izvedena su u laboratoriji za ispitivanje građevinskih materijala i konstrukcija Građevinskog fakulteta u Subotici. Za drvo ispitan je modul elastičnosti i čvrstoća pri statičkom savijanju, zapreminska masa i vlažnost. Za laki beton ispitana je čvrstoća na pritisak, zapreminska masa i modul elastičnosti za sve četiri izabrane klase zapreminske mase lakog betona definisane u Tabeli 4.1. Sva ispitivanja vršena su na uzorcima uzetim prilikom betoniranja nosača i negovanim u uslovima propisanim odgovarajućim standardima.

Elastomehaničke karakteristike drveta

Modul elastičnosti drveta i čvrstoća pri statičkom savijanju ispitani su u skladu sa zahtevima standarda *SRPS EN 408 (Drvene konstrukcije — Konstrukcijsko drvo i lepljeno lamelirano drvo — Određivanje fizičkih i mehaničkih svojstava)*. Propisane dimenzije uzorka i statički sistem pri ispitivanju prikazani su na Slici 4.10.



Slika 4.10. Statički sistem i potrebne dimenzije uzorka (SRPS EN 408, 2014)

U skladu sa zahtevima standarda izrađena su tri probna uzorka dimenzija 5×5×100 cm, Slika 4.11. Uzorci su čuvani u kontrolisanoj sredini relativne vlažnosti 65% na temperaturi 22°C do ispitivanja.



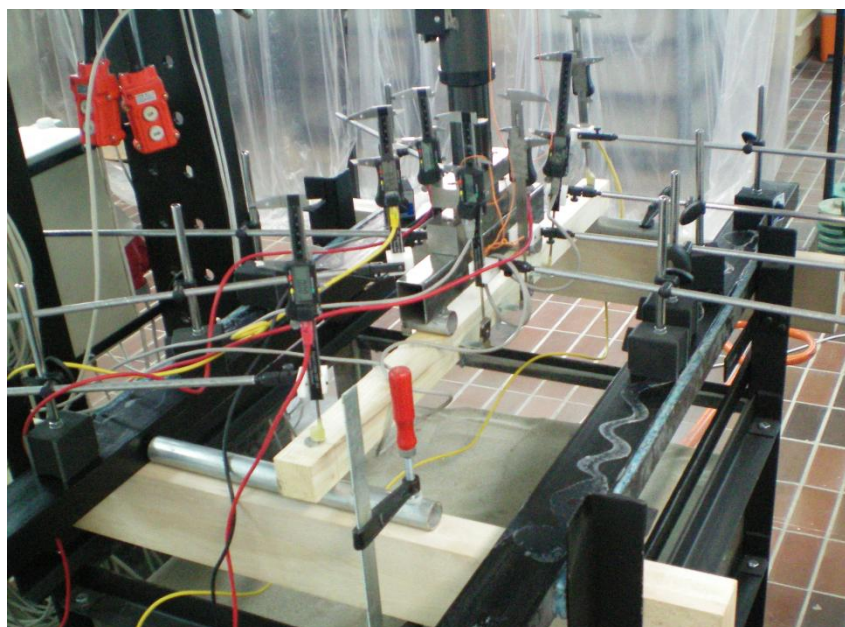
Slika 4.11. Izgled uzoraka za ispitivanje

Sila sa prese preko dinamometra aplicirana je na metalni nosač dužine 40 cm sa osnim rastojanjima oslonaca od 30 cm, Slika 4.12.



Slika 4.12. Metalni nosač

Intenzitet sile kontrolisan je pomoću dinamometra proizvođača "SAH electronics", tipa CZL111, nosivosti 50 kN sa tačnošću merenja od 0,01 kN a očitavanje podataka odgovarajućim panelmetrom istog proizvođača tipa LH8-IRR. Ugibi su registrovani pomoću digitalnih pomičnih merila MIB opsega merenja 150 mm sa tačnošću merenja od 0,01 mm. Za svaki model korišćeno je osam pomičnih merila, dva kod oslonaca a po tri sa svake strane uzorka, Slika 4.13.



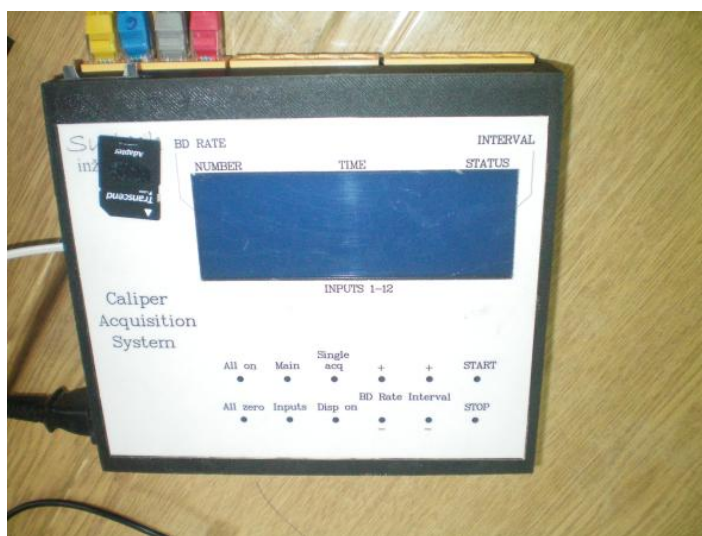
Slika 4.13. Položaj uzorka i pomičnih merila

Merenja ugiba središnjeg dela uzorka vršena su na po tri mesta u visini neutralne ose sa obe strane uzorka. Pomična merila bila su pričvršćena preko metalnih nosača za merni most a vrhovi merila oslanjali su se na male čelične ugaonike zalepljene na uzorak. Raspored čeličnih ugaonika prikazan je na Slici 4.14. Rastojanje između krajnjih ugaonika je bilo $l_1=25$ cm a susednih 12,5 cm. Krajnji ugaonici su od mesta nanošenja sile bili udaljeni 2,5 cm.



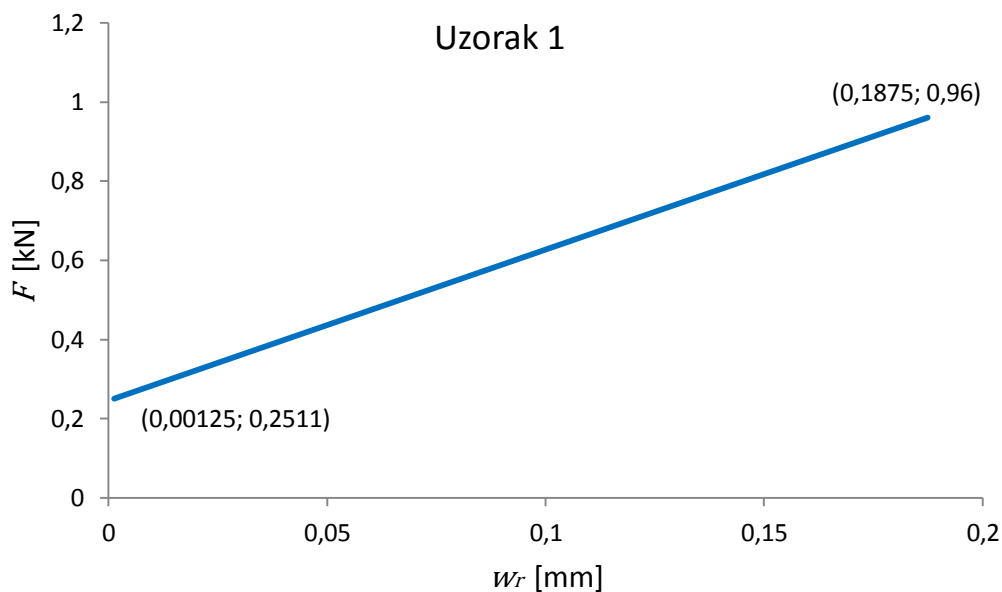
Slika 4.14. Raspored mernih mesta uzorka

Akvizicija podataka od 4 Hz sa pomičnih merila i dinamometra vršila se pomoću akvizicionog sistema „Su-tech“ sa 12 mernih kanala za pomična merila i jednim za dinamometar, Slika 4.15.



Slika 4.15. Akvizicioni sistem „Su-tech“

Za ispitane uzorke, obradom podataka, dobijeni su dijagrami $F - w_r$, tj. dijagrami zavisnosti srednje vrednosti relativnog ugiba sredine uzorka od opterećenja za svaki model. Jedan od dobijenih dijagrama u intervalu elastičnih deformacija, opterećenje od $0,1F_{max}$ do $0,4F_{max}$, gde je sa F_{max} označena sila loma uzorka, prikazan je na Slici 4.16. Ostali dijagrami nalaze se u Prilogu B.



Slika 4.16. Eksperimentalno određen dijagram $F - w_r$ za uzorak 1

Po standardu SRPS EN 408 (2014) modul elastičnosti drveta E_m može se izraziti kao

$$E_m = \frac{al_1^2(F_2 - F_1)}{16I(w_{r2} - w_{r1})} \quad (4.3)$$

gde je

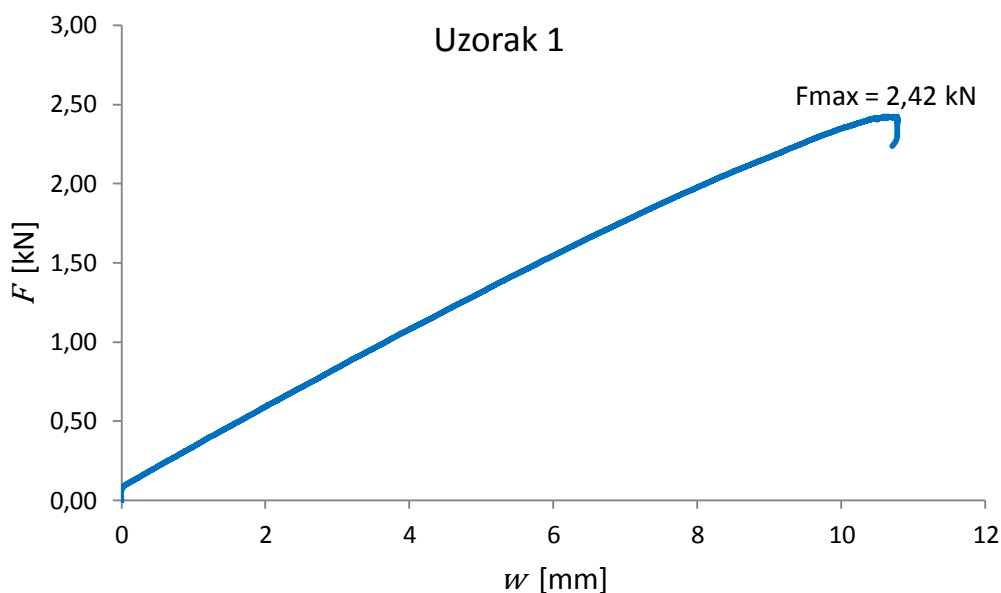
- I moment inercije poprečnog preseka uzorka
- a rastojanje između mesta opterećivanja uzorka i najbližeg oslonca
- l_1 definisano na Slici 4.10
- $(F_2 - F_1)$ prirast opterećenja
- $(w_{r2} - w_{r1})$ prirast odgovarajućih srednjih vrednosti relativnog ugiba

Sračunate vrednosti modula elastičnosti uzoraka i njegova srednja vrednost prikazane su u Tabeli 4.5. Za dokaz nosivosti uzima se modul elastičnosti $E_{m,u} = 2/3 srE_m$.

Tabela 4.5. Moduli elastičnosti ispitanih uzoraka drveta

Uzorak	E_m [GPa]	srE_m [GPa]	$E_{m,u}$ [GPa]
1	8,56	9,12	6,08
2	8,70		
3	10,09		

Jedan od dobijenih dijagrama $F - w$ (sila-ugib) prikazan je na Slici 4.17. Ostali dijagrami nalaze se u Prilogu C.



Slika 4.17. Eksperimentalno određen dijagram $F - w$ za uzorak 1

Izgled uzorka nakon loma prikazan je na Slici 4.18.



Slika 4.18. Izgled uzorka nakon loma

Po standardu *SRPS EN 408 (2014)* čvrstoća pri statičkom savijanju drveta f_m može se izraziti kao

$$f_m = \frac{3F_{max}a}{bh^2} \quad (4.4)$$

gde je

F_{max} sila loma uzorka

a rastojanje između mesta opterećivanja uzorka i najbližeg oslonca

b širina uzorka

h visina uzorka

Sačunate vrednosti čvrstoće pri statičkom savijanju i srednja vrednost čvrstoće uzoraka prikazane su u Tabeli 4.6.

Tabela 4.6. Čvrstoće pri statičkom savijanju ispitanih uzoraka drveta

Uzorak	f_m [N/mm ²]	$sr f_m$ [N/mm ²]
1	17,42	17,21
2	17,06	
3	17,14	

Apsolutna vlažnost H_a i zapreminska masa drveta γ_H utvrđeni su na isečenim neoštećenim delovima ispitanih uzoraka dimenzija 5×5×20 cm, Slika 4.19.



Slika 4.19. Uzorci za ispitivanje vlažnosti i zapreminske mase

Sačunate vrednosti apsolutne vlažnosti i zapreminske mase uzoraka prikazane su u Tabeli 4.7.

Tabela 4.7. Apsolutne vlažnosti i zapreminske mase ispitanih uzoraka drveta

Uzorak	m [g]	m_0 [g]	H_a [%]	$sr H_a$ [%]	γ_H [kg/m ³]	$sr \gamma_H$ [kg/m ³]
1	189,2	169,2	11,82	11,76	378,4	383,53
2	195,1	175,3	11,29		390,2	
3	191,0	170,3	12,16		382,0	

Elastomehaničke karakteristike lakog betona

Modul elastičnosti pri pritisku E i Poasonov koeficijent μ lakog betona utvrđeni su na cilindričnim uzorcima prečnika 150 mm i visine 300 mm, Slika 4.20. Ispitivanje uzoraka izvršeno je posle 28 dana od njihove izrade.



Slika 4.20. Uzorci za ispitivanje modula elastičnosti i Poasonovog koeficijenta

Za sve četiri izabrane klase zapreminske mase lakog betona definisane u Tabelama 4.1 i 4.3 pripremljena su po tri probna uzorka. Mešavina lakog betona sastojala se od mlevenog ekspaniranog polistirena (EPS), portland cementa klase čvrstoće 42.5, agregata frakcije 1 (0-4mm), vode i Sika sintetičkih vlakana dužine 6 mm. Recepture za jedan kubik lakog betona za svaku klasu zapreminske mase date su u Tabeli 4.8.

Tabela 4.8. Recepture za svaku klasu zapreminske mase lakog betona

Nosač	Masa EPS-a m_s [kg/m ³]	Masa cementa m_c [kg/m ³]	Masa agregata m_a [kg/m ³]	Masa vode m_v [kg/m ³]	Masa vlakana m_{vl} [kg/m ³]
G1	9,50	425	800	240	1,00
G2	8,00	425	1050	240	1,00
G3	6,00	500	1000	200	1,00
G4	4,40	525	1030	210	1,00

Obradom podataka ispitanih uzoraka sračunate su vrednosti modula elastičnosti i Poasonovog koeficijenta, Tabela 4.9. Za dokaz nosivosti uzima se modul elastičnosti $E_u = \frac{2}{3} srE$.

Tabela 4.9. Moduli elastičnosti ispitanih uzoraka lakog betona

Uzorak		E [GPa]	srE [GPa]	E_u [GPa]	μ	$sr\mu$
G1	1	7,44	7,11	4,74	0,19	0,18
	2	6,58			0,17	
	3	7,32			0,19	
G2	1	8,85	9,35	6,23	0,21	0,21
	2	9,29			0,21	
	3	9,92			0,21	
G3	1	13,00	14,40	9,60	0,18	0,21
	2	16,09			0,21	
	3	14,11			0,23	
G4	1	15,85	15,68	10,45	0,23	0,21
	2	15,64			0,19	
	3	15,55			0,20	

Čvrstoća lakog betona na pritisak utvrđena je na probnim kockama dimenzija 15×15×15 cm, Slika 4.21. Za svaku klasu zapreminske mase lakog betona pripremljena su po tri probna uzorka po recepturi prikazanoj u Tabeli 4.8. Ispitivanje uzoraka izvršeno je posle 28 dana od njihove izrade.



Slika 4.21. Uzorci za ispitivanje čvrstoće na pritisak

Sačunate vrednosti čvrstoće na pritisak uzoraka prikazane su u Tabeli 4.10.

Tabela 4.10. Čvrstoće na pritisak ispitanih uzoraka lakog betona

Uzorak		f_c [N/mm ²]	$sr f_c$ [N/mm ²]
G1	1	7,01	6,76
	2	7,40	
	3	5,88	
G2	1	10,67	8,96
	2	8,09	
	3	8,13	
G3	1	17,95	16,17
	2	16,35	
	3	14,22	
G4	1	23,73	23,48
	2	23,87	
	3	22,84	

Zapreminska masa lakog betona γ utvrđena je na uzorcima dimenzija 15×15×15 cm za sve četiri klase zapreminske mase lakog betona. Za svaku klasu pripremljena su po tri uzorka po recepturi prikazanoj u Tabeli 4.8. Sračunate su zapreminske mase u vlažnom i u potpuno suvom stanju, Tabela 4.11.

Tabela 4.11. Zapreminske mase ispitanih uzoraka lakog betona

Uzorak		γ [kg/m ³]	$sr\gamma$ [kg/m ³]	γ_0 [kg/m ³]	$sr\gamma_0$ [kg/m ³]
G1	1	1241,48	1245,43	1105,18	1111,11
	2	1247,41		1114,07	
	3	1247,41		1114,07	
G2	1	1395,55	1434,07	1256,30	1288,89
	2	1413,33		1265,18	
	3	1493,33		1345,18	
G3	1	1549,63	1506,17	1457,78	1421,23
	2	1505,18		1422,22	
	3	1463,70		1383,70	
G4	1	1735,92	1736,66	1665,18	1666,17
	2	1741,85		1674,07	
	3	1732,22		1659,26	

Modul pomerljivosti spoja drveta i lakog betona

Sprezanje drvene grede i betonske ploče ostvareno je zavrtnjima za drvo bez navrtke $\emptyset 10/150$. Zavrtnji su ušrafljeni upravno na podužnu osu nosača na međusobnim rastojanjima od 20 cm stičući da se 10 cm dužine zavrtnja nalazi u drvenoj gredi a 5 cm u betonskoj ploči.

Obzirom da ne postoje propisane norme ni standardi za spregnute konstrukcije drvo-beton, za određivanje modula pomerljivosti izvedene veze formiran je poseban model za ispitivanje saglasan sa preporukama *Evrokoda 4*. Sličan model koristio je i *Stevanović (2004)*. Predloženi model je po dimenzijama i obliku jednostavan za izradu i praktičan za upotrebu a daje sasvim zadovoljavajuće rezultate koji se mogu primeniti za proračun.

Izrađeno je ukupno 12 uzoraka za ispitivanje modula pomerljivosti veze i to po tri identična uzorka za svaki tip grede definisane u Tabeli 4.1, Slika 4.22.

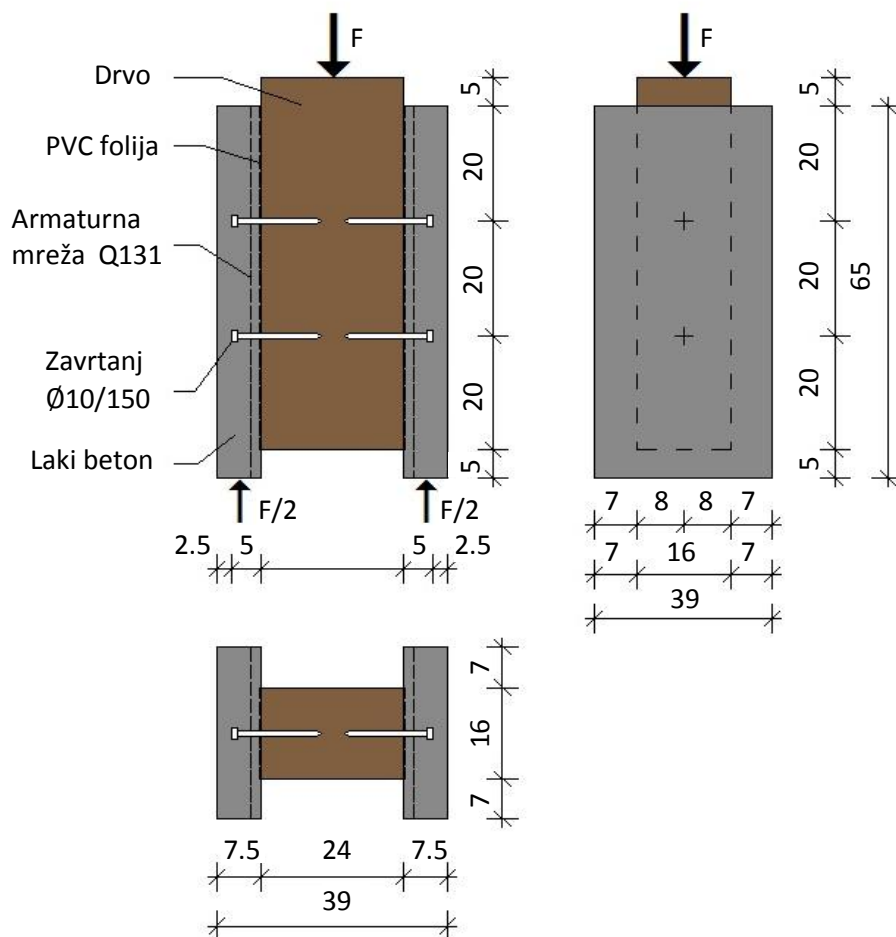


Slika 4.22. Ispitani modeli za pomerljivost veze

Izgled drvenog dela modela sa ugrađenim spojnim sredstvima prikazan je na Slici 4.23, a oblik i dimenzije modela na Slici 4.24.



Slika 4.23. Izgled drvenog dela modela sa ugrađenim spojnim sredstvima



Slika 4.24. Oblik i dimenzije modela za određivanje modula pomerljivosti veze

Ispitivanje modela izvedeno je u skladu sa standardom *SRPS EN 26891 (Drvene konstrukcije — Spojevi ostvareni mehaničkim spojnim sredstvima — Opšti principi za određivanje čvrstoće i deformacijskih svojstava)*. Sila je aplicirana na drveni deo modela preko čeličnog podmetača debljine 20 mm postavljenog preko celog poprečnog preseka da bi se obezbedilo ravnomerno prenošenje sile. Model se svojim betonskim delom oslanjao na ravnu čeličnu horizontalnu ploču prese. Sila je nanošena hidrauličnom presom nosivosti 2000 kN proizvođača Sdelano v SSSR tipa P-250. Intenzitet sile kontrolisan je pomoću dinamometra proizvođača "SAH electronics", tipa CZL110D, nosivosti 200 kN sa tačnošću merenja od 0,01 kN a očitavanje podataka odgovarajućim panelmetrom istog proizvođača tipa LH8-IRR. Pomeranja odnosno smicanje između betona i drveta registrovana su pomoću digitalnih pomičnih merila MIB opsega merenja 150 mm sa tačnošću merenja od 0,01 mm. Za svaki model korišćeno je četiri pomična merila, po dva sa svake strane modela u blizini spoja drveta i betona kako bi se što preciznije registrovala pomeranja i uočile eventualne neravnomernosti u pomeranjima. Merenje je vršeno na polovini visine modela odnosno na polovini rastojanja između zavtnjeva. Pomična merila bila su pričvršćena za drveni deo modela dok se vrh oslanjao na male čelične ugaonike zalepljene na beton. Položaj pomičnih merila i modela tokom ispitivanja prikazan je na Slici 4.25.

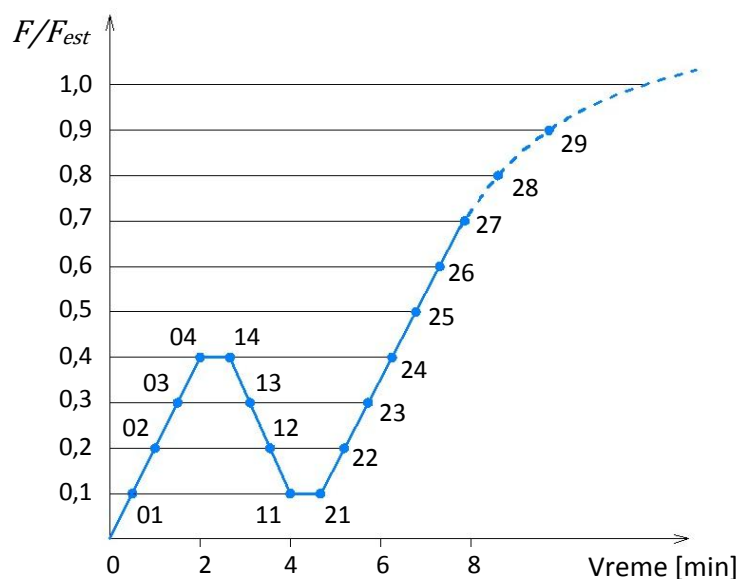


Slika 4.25. Položaj pomičnih merila na modelu i ispitivanje modela

Akvizicija podataka od 4 Hz sa pomičnih merila i dinamometra vršila se pomoću akvizicionog sistema „Su-tech“.

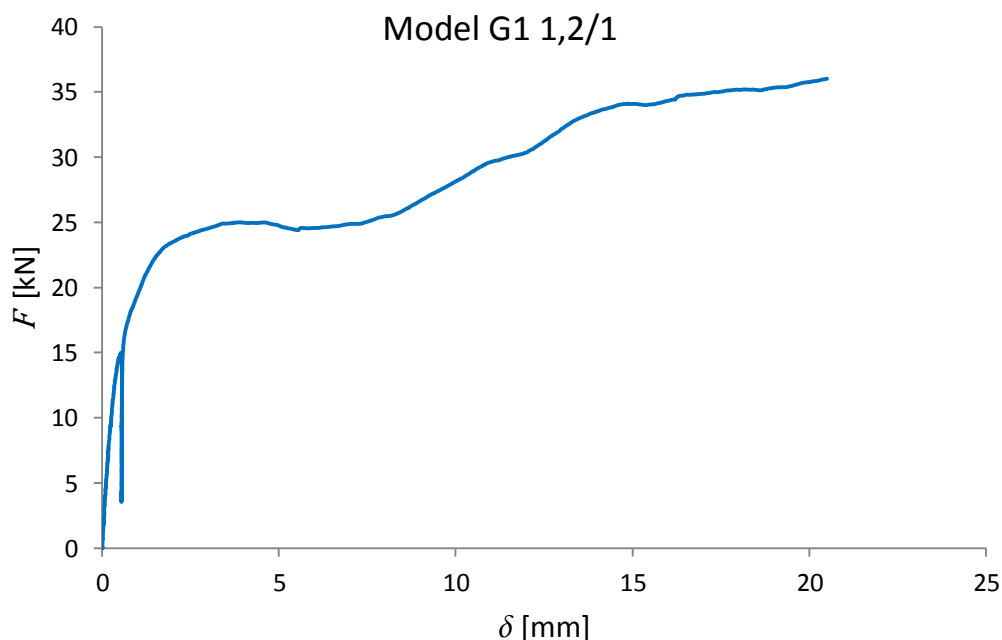
Procedura nanošenja opterećenja po standardu *SRPS EN 26891 (2012)* predviđa nanošenje 40% očekivanog graničnog opterećenja u roku od 2 minuta, zadržavanje na tom intenzitetu 30 sekundi, vraćanje u roku od 1,5 minuta na 10% očekivanog graničnog opterećenja sa zadržavanjem od 30 sekundi i najzad

opterećivanje modela do postizanja stvarnog graničnog opterećenja ili pomeranja od 15 mm, Slika 4.26. Vreme ispitivanja jednog modela je oko 10 minuta.



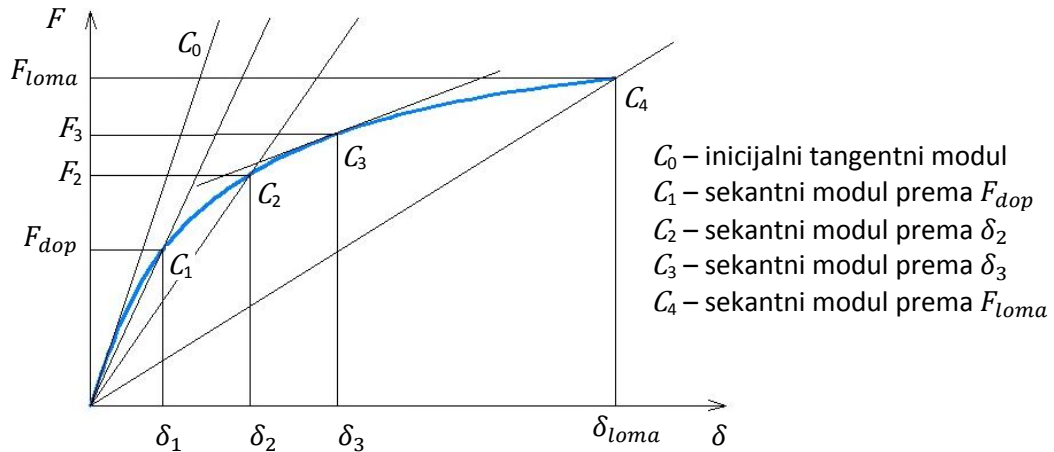
Slika 4.26. Procedura nanošenja opterećenja po standardu SRPS EN 26891 (2012)

Za ispitane modele, obradom podataka, dobijeni su dijagrami $F - \delta$ (sila-pomeranje) za svaki model. Jedan od dobijenih dijagrama prikazan je na Slici 4.27. Ostali dijagrami nalaze se u Prilogu D.



Slika 4.27. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G1 1,2/1

Dosadašnja eksperimentalna istraživanja veze drvo-beton i izveden eksperiment pokazuju da promena pomeranja sa promenom opterećenja nije linearna. Dijagram $F - \delta$ nije linearan pa ni modul pomerljivosti veze K nije konstantan nego promenljiv u svakoj tački dijagrama. Modul pomerljivosti može se definisati kao sekantni ili tangenti u odnosu na određeni nivo opterećenja ili u odnosu na usvojenu veličinu pomeranja u vezi, Slika 4.28.



Slika 4.28. Određivanje modula pomerljivosti veze K

Po standardu *SRPS EN 26891 (2012)* za dokaz upotrebljivosti modul pomerljivosti veze K_{ser} određuje se kao sekantni za nivo opterećenja $0,4F_{est}$

$$K_{ser} = \frac{0,4F_{est}}{n} \frac{1}{\delta_{i,mod}} \quad (4.5)$$

gde je

F_{est} procenjena maksimalna sila

n broj spojnih sredstava

$\delta_{i,mod}$ modifikovano pomeranje i se računa po formuli

$$\delta_{i,mod} = \frac{4}{3}(\delta_{04} - \delta_{01}) \quad (4.6)$$

gde je

δ_{04} pomeranje koje odgovara opterećenju od $0,4F_{est}$

δ_{01} pomeranje koje odgovara opterećenju od $0,1F_{est}$

Za dokaz nosivosti uzima se modul pomerljivosti veze $K_u = \frac{2}{3}K_{ser}$. Prilikom proračuna modula pomerljivosti veze procenjena maksimalna sila F_{est} se koriguje i zamenjuje maksimalnom silom F_{max} u slučaju da se od nje razlikuje više od 20%.

Tada se pomeranja δ_{04} i δ_{01} očitavaju sa dijagrama $F - \delta$ u odnosu na korigovanu vrednost sile F_{est} . Maksimalna sila pri ispitivanju je sila loma ili sila pri pomeranju od 15 mm.

Na osnovu prethodno opisane metodologije određivanja modula pomerljivosti veze, uz korišćenje dijagrama $F - \delta$, sračunate su vrednosti modula K_{ser} za nivo opterećenja $0,4F_{est}$ i određene srednje vrednosti za svaki tip modela, Tabela 4.12.

Tabela 4.12. Moduli pomerljivosti ispitanih modela

Model	F_{est} [kN]	F_{max} [kN]	δ_{max} [mm]	$0,4F_{est}/n$ [kN]	δ_{04} [mm]	δ_{01} [mm]	$\delta_{i,mod}$ [mm]	K_{ser} [kN/mm]	srK_{ser} [kN/mm]	srK_u [kN/mm]
G1	1,2/1	37,38	34,10	15	3,74	0,55	0,07	0,64	8,04	5,36
	1,2/2	37,30	27,71	15	2,77	0,42	0,01	0,55		
	1,2/3	16,96	31,81	15	3,18	0,25	0,01	0,24		
G2	1,4/1	37,35	29,71	15	2,97	0,62	0,01	0,81	4,03	2,69
	1,4/2	37,72	36,88	15	3,77	1,00	0,05	1,27		
	1,4/3	36,31	23,44	15	2,34	0,38	0,06	0,43		
G3	1,6/1	43,12	47,12	15	4,31	1,20	0,13	1,43	2,24	1,49
	1,6/2	43,34	36,57	15	4,33	3,84	0,26	4,77		
	1,6/3	43,38	45,07	14,17	4,34	1,3	0,14	1,55		
G4	1,8/1	68,32	51,93	15	5,19	0,98	0,1	1,17	4,44	2,96
	1,8/2	69,55	81,42	15	6,96	1,01	0,2	1,08		
	1,8/3	43,80	57,52	15	5,75	1,96	0,18	2,37		

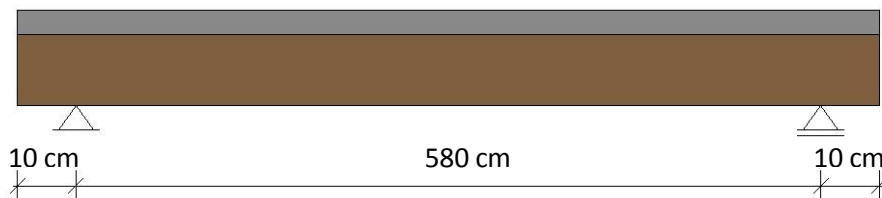
Krutost spoja k predstavlja odnos modula pomerljivosti K i razmaka spojnih sredstava s ($k = K/s$). Kod analizirane spregnute međuspratne konstrukcije, a i modela za ispitivanje modula pomerljivosti veze, spojna sredstva postavljena su na rastojanjima od 20 cm. Sračunate vrednosti krutosti spoja za sva četiri tipa nosača i modela date su u Tabeli 4.13.

Tabela 4.13. Krutost spoja ispitanih modela

Model	k_{ser} [MPa]	k_u [MPa]
G1	40,20	26,80
G2	20,15	13,45
G3	11,20	7,45
G4	22,20	14,80

4.5. Proračun dinamičkih parametara modela

Analizirana međuspratna konstrukcije modelirana je kao 2D nosač sistema proste grede. Granični uslovi proračunskog modela definisani su i geometrijski postavljeni kao na Slici 4.29.



Slika 4.29. Granični uslovi modela

Modelirani oslonci u najboljoj meri prikazuju stvarne granične uslove i simuliraju realno ponašanje međuspratne konstrukcije. Na levom kraju grede sprečena su translatorna pomeranja u pravcu globalne x i y ose dok su na desnom kraju sprečena samo translatorna pomeranja u pravcu globalne y ose.

4.5.1. Analitički proračun dinamičkih parametara modela

Dinamičkom analizom prikazanom u poglavlju 3.3. sračunate su prve tri sopstvene frekvencije oscilovanja modela. Geometrijske karakteristike modela prikazane su u poglavlju 4.2. dok su fizičko-mehaničke karakteristike materijala određene laboratorijskim ispitivanjem i prikazane u poglavlju 4.4.2.

Sopstvene frekvencije prva tri moda oscilovanja analiziranih greda sračunate su pomoću izraza 3.84 i prikazane u Tabeli 4.14.

Tabela 4.14. Sopstvene frekvencije u Hz analiziranih spregnutih greda (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)

Greda	Mod 1			Mod 2			Mod 3		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
G1	7,51	10,67	13,57	30,04	35,36	54,29	55,19	60,18	99,73
G2	7,19	9,28	13,49	28,75	31,60	53,98	52,82	55,32	99,16
G3	7,24	8,59	14,19	28,97	30,58	56,78	53,22	54,59	104,31
G4	6,87	8,97	13,55	27,49	30,31	54,19	50,50	52,97	99,55

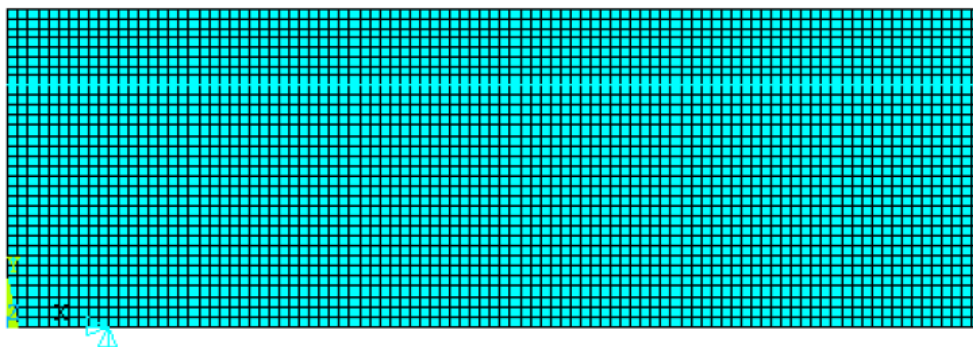
4.5.2. Proračun dinamičkih parametara modela softverskim paketom Ansys

Pri proračunu metodom konačnih elemenata softverskim paketom Ansys izabrana veličina konačnog elementa značajno utiče na tačnost dobijenog rezultata. Da bi se odredila veličina konačnog elementa modela koja daje dovoljno tačne rezultate analizirane su slobodne vibracije grede G1 sa različitom veličinom konačnog elementa. Izabrana veličina konačnog elementa u podužnom pravcu je 100; 50; 25; 20; 12,5; 10 i 5 mm. Dužina elementa je ista duž raspona dok je odnos dužine i visine elementa ispod 2. Pri analizi osetljivosti dobijenih rezultata od veličine konačnog elementa pretpostavljeno je potpuno sprezanje između drvene grede i betonske ploče. Dobijeni rezultati pokazali su da se primenom 12480 i više konačnih elemenata dobijaju dovoljno precizni rezultati. Prirast ukupnog broja konačnih elemenata od 19200 do 75600 smanjuju vrednost prve sopstvene frekvencije za oko 0,02%.

Veličina mreže konačnih elemenata razmatranog modela usvojena je na osnovu prikazane analize. Konačni element za drvenu gredu je veličine 10×10 mm dok je za betonsku ploču 10×9,375 mm, Slika 4.30. Uključujući kontaktne elemente i elemente spojnih sredstava model sadrži ukupno 20412 konačnih elemenata.



a) Mreža konačnih elemenata modela



b) Uvećan levi deo modela

Slika 4.30. Raspored čvorova i konačnih elemenata modela

Sračunate su prve tri sopstvene frekvencije modela i odgovarajući karakteristični oblici-modovi oscilovanja rešavanjem problema sopstvenih vrednosti modalnom analizom u programskom paketu Ansys. Na Slici 4.31. prikazana su prva tri moda oscilovanja grede G1.



a) Prvi karakteristični oblik oscilovanja - Mod 1 grede G1



b) Drugi karakteristični oblik oscilovanja - Mod 2 grede G1



c) Treći karakteristični oblik oscilovanja - Mod 3 grede G1

Slika 4.31. Prva tri karakteristična oblika oscilovanja grede G1

Sopstvene frekvencije prva tri moda analiziranih greda prikazane su u Tabeli 4.15.

Tabela 4.15. Sopstvene frekvencije u Hz analiziranih spregnutih greda (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)

Greda	Mod 1			Mod 2			Mod 3		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
G1	7,49	10,68	13,32	29,67	34,34	49,78	65,69	68,15	87,45
G2	7,17	9,32	13,22	28,41	30,68	49,09	62,96	64,24	85,49
G3	7,22	8,60	13,86	28,64	29,56	51,00	63,49	63,99	88,20
G4	6,85	8,99	13,22	27,19	29,40	48,57	60,32	61,18	83,92

Analizirane su i spregnute međuspratne konstrukcije sa betonskom pločom visine 10 i 12,5 cm. Sračunate vrednosti sopstvenih frekvencija tih nosača date su u Tabeli 4.16. i Tabeli 4.17.

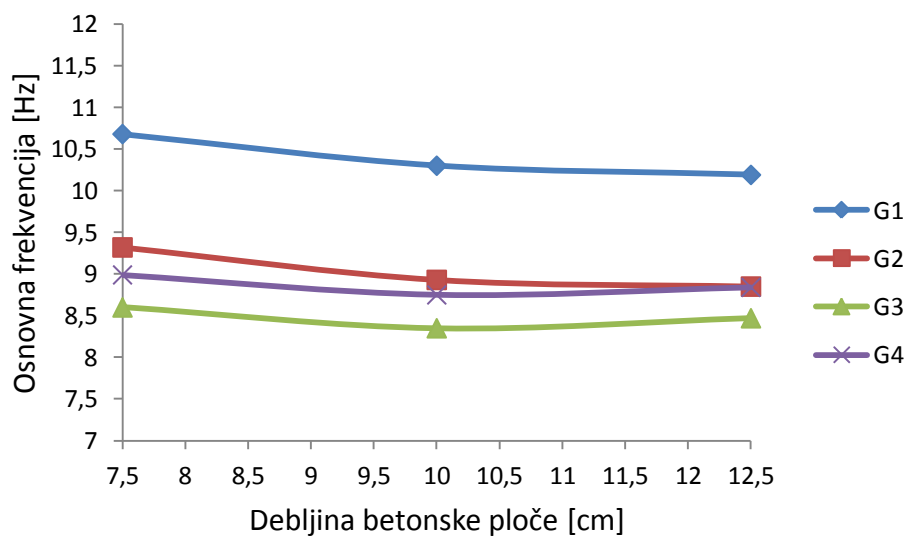
Tabela 4.16. Sopstvene frekvencije u Hz greda sa betonskom pločom visine 10 cm (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)

Greda	Mod 1			Mod 2			Mod 3		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
G1 _{h=10}	7,02	10,30	13,31	27,86	32,50	49,06	61,78	64,29	82,98
G2 _{h=10}	6,80	8,93	13,14	26,97	29,13	48,12	59,86	61,58	81,00
G3 _{h=10}	7,04	8,35	13,74	27,93	28,64	49,80	62,01	62,87	83,62
G4 _{h=10}	6,70	8,75	13,07	26,62	28,56	47,28	59,12	60,61	79,39

Tabela 4.17. Sopstvene frekvencije u Hz greda sa betonskom pločom visine 12,5 cm (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)

Greda	Mod 1			Mod 2			Mod 3		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
G1 _{h=12,5}	6,90	10,19	13,43	27,38	31,85	48,80	60,75	63,02	79,92
G2 _{h=12,5}	6,78	8,85	13,23	26,92	28,85	47,71	59,76	61,23	78,00
G3 _{h=12,5}	7,24	8,47	13,83	28,74	29,07	49,33	63,82	64,32	80,67
G4 _{h=12,5}	6,93	8,84	13,14	27,52	29,08	46,77	61,14	62,21	76,50

Na Slici 4.32. grafički je prikazana zavisnost osnovne frekvencije oscilovanja spregnute međuspratne konstrukcije od debljine gornje betonske ploče za sve klase zapreminske mase lakog betona pri analiziranom sprezanju zavrtnjevima.



Slika 4.32. Uticaj debljine betonske ploče na osnovnu frekvenciju oscilovanja

Modalni (sopstveni) vektori amplituda sračunati u Ansys-u su ortogonalni i potrebno ih je normalizovati u odnosu na matricu mase, (Farrar & Juaragui, 1996), pomoću jednačine

$$\{q_n\}^T [m] \{q_n\} = 1 \quad (4.7)$$

gde je $\{q_n\}$ normalizovani modalni vektor a $[m]$ matrica masa.

Ovako normalizovani ortogonalni modalni vektori nazivaju se ortonormalni vektori.

Ako sa $\{\psi_n\}$ obeležimo modalni vektor amplituda dobijen proračunom u Ansys-u pre normalizacije u odnosu na masu, normalizovan sopstveni vektor amplituda može se dobiti pomoću jednačine

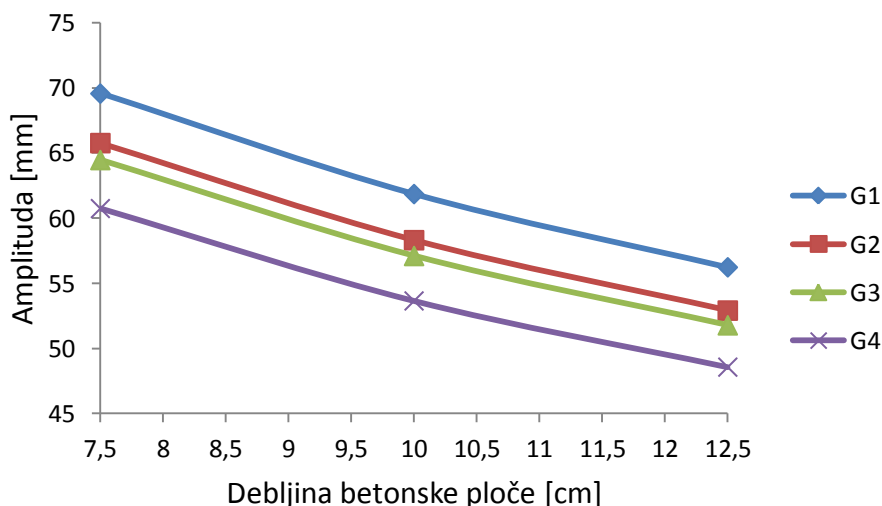
$$\{q_n\} = \frac{1}{\sqrt{M_n}} \{\psi_n\} \quad (4.8)$$

gde se M_n može sračunati pomoću jednačine

$$M_n = \sum_{i=1}^p \psi_{in}^2 m_i \quad (4.9)$$

U jednačini 4.9 sa p je označen broj merenih mesta a sa n broj modalnog oblika.

Na Slici 4.33. prikazana je promena vrednosti amplitude oscilovanja pri osnovnoj frekvenciji oscilovanja u zavisnosti od debljine betona gornje ploče za sve klase zapreminske mase lakog betona pri analiziranom sprezanju zavrtnjevima.



Slika 4.33. Uticaj debljine betonske ploče na amplitudu oscilovanja pri osnovnoj frekvenciji oscilovanja

Drvene grede međuspratnih konstrukcija su najčešće na rastojanjima od 60 cm ali se pri sanaciji i rekonstrukciji objekata zatiču i drvene grede međuspratnih konstrukcija postavljene na međusobnim rastojanjima i do 100 cm. U Tabeli 4.18. prikazane su sopstvene frekvencije spregnutih međuspratnih konstrukcija sa lakom betonskom pločom visine 7,5 cm i drvenim gredama postavljenim na osnim rastojanjima od 80 cm dok su u Tabeli 4.19. prikazane sopstvene frekvencije spregnutih međuspratnih konstrukcija sa lakom betonskom pločom visine 7,5 cm i drvenim gredama postavljenim na osnim rastojanjima od 100 cm pri analiziranom sprezanju zavrtnjevima.

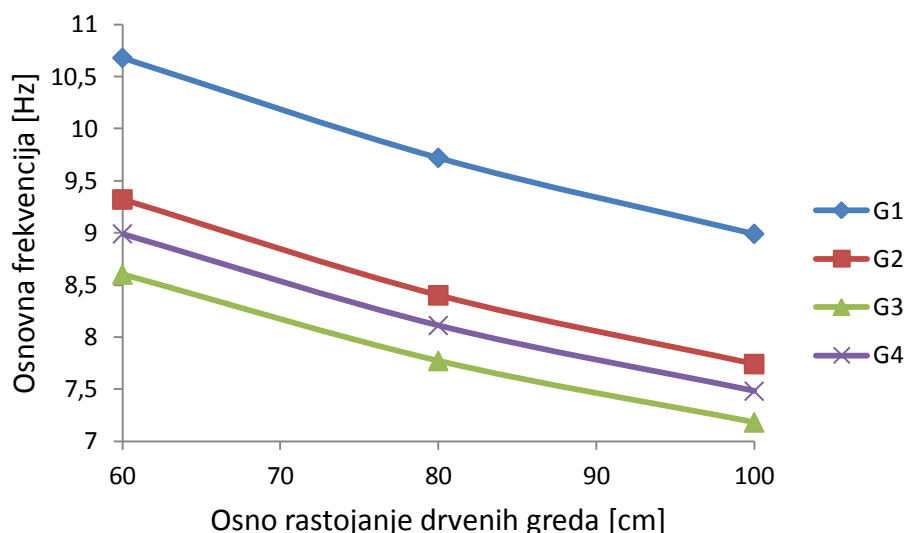
Tabela 4.18. Sopstvene frekvencije u Hz greda sa betonskom pločom širine 80 cm (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)

Greda	Mod 1			Mod 2			Mod 3		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
G1 _{b=80}	6,75	9,72	12,47	26,78	30,94	46,30	59,38	63,42	80,61
G2 _{b=80}	6,47	8,40	12,28	25,66	27,62	45,32	56,95	57,20	78,48
G3 _{b=80}	6,56	7,77	12,77	26,04	26,76	46,71	57,81	58,18	80,64
G4 _{b=80}	6,22	8,11	12,13	24,70	26,55	44,31	54,87	55,45	76,48

Tabela 4.19. Sopstvene frekvencije u Hz greda sa betonskom pločom širine 100 cm (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)

Greda	Mod 1			Mod 2			Mod 3		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
G1 _{b=100}	6,22	8,99	11,76	24,69	28,46	43,46	54,82	57,82	75,31
G2 _{b=100}	5,97	7,74	11,52	23,70	25,42	42,30	52,65	54,22	73,09
G3 _{b=100}	6,10	7,18	11,90	24,20	24,78	13,36	53,79	54,08	74,85
G4 _{b=100}	5,78	7,48	11,28	22,96	24,55	41,04	51,04	51,98	70,83

Promena osnovne frekvencije oscilovanja spregnute međuspratne konstrukcije u zavisnosti od povećanja osnovnog rastojanja između drvenih greda za sve klase zapreminske mase lakog betona pri analiziranom sprezanju zavrtnjevima prikazana je na Slici 4.34.



Slika 4.34. Uticaj rastojanja drvenih greda na osnovnu frekvenciju oscilovanja

Poslednjih godina raste potreba za međuspratnim konstrukcijama što većih raspona. U narednim tabelama analiziraće se uticaj raspona spregnute međuspratne konstrukcije na vrednost sopstvenih frekvencija oscilovanja za sve klase zapreminske mase lakog betona pri analiziranom sprezanju zavrtnjevima. Betonska ploča spregnute međuspratne konstrukcije je visine 7,5 cm, drveni gredni nosači su postavljeni na osnim rastojanjima od 60 cm a njihovi rasponi su 4 m, 6 m i 8 m. Rezultati za spregnuti nosač raspona 6 m su već prikazani u Tabeli 4.15.

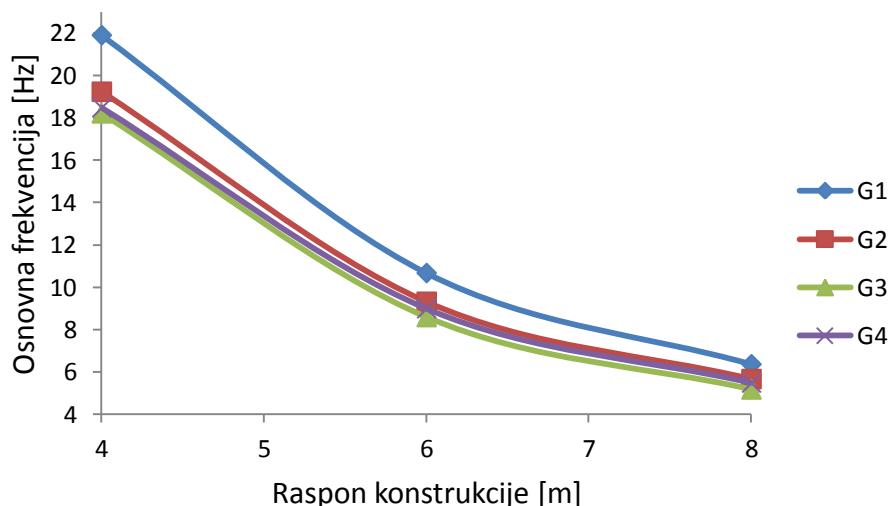
Tabela 4.20. Sopstvene frekvencije u Hz spregnutih grednih nosača raspona 4 m (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)

Greda	Mod 1			Mod 2			Mod 3		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
G1 _{l=400}	17,36	21,91	30,20	67,87	71,08	98,90	146,5	147,2	148,0
G2 _{l=400}	16,62	19,24	29,91	65,04	68,89	96,37	140,8	142,6	145,6
G3 _{l=400}	16,75	18,22	31,25	65,58	69,21	98,54	142,1	143,2	151,2
G4 _{l=400}	15,90	18,48	29,79	62,30	65,98	93,57	135,3	138,8	144,1

Tabela 4.21. Sopstvene frekvencije u Hz spregnutih grednih nosača raspona 8 m (A-bez sprezanja; B-spojno sredstvo zavrtnjevi; C-potpuno sprezanje)

Greda	Mod 1			Mod 2			Mod 3		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
G1 _{l=800}	4,14	6,37	7,43	16,50	20,83	28,72	36,81	40,87	58,22
G2 _{l=800}	3,97	5,64	7,38	15,80	18,29	28,44	35,26	36,78	57,14
G3 _{l=800}	4,00	5,18	7,75	15,92	17,32	29,72	35,54	36,01	59,08
G4 _{l=800}	3,79	5,48	7,39	15,11	17,56	28,33	33,74	35,17	56,23

Promena osnovne frekvencije oscilovanja spregnute međuspratne konstrukcije u zavisnosti od raspona za sve klase zapreminske mase lakog betona pri analiziranom sprezanju zavrtnjevima prikazana je na Slici 4.35.



Slika 4.35. Uticaj raspona konstrukcije na osnovnu frekvenciju oscilovanja

Izvršena ispitivanja ukazuju na prednost upotrebe lakog betona male zapreminske težine sa dinamičkog aspekta s obzirom na to da osnovna frekvencija spregnutih nosača raste sa smanjenjem zapreminske težine lakog betona. Međuspratna konstrukcija sanirana sa lakim betonom klase zapreminske mase 1,2 (nosač G1) i bez spojnih sredstava ima osnovnu frekvenciju blisku minimalnom zahtevu od 8 Hz, Eurocode 5 (2004). Pravilnim izborom i rasporedom mehaničkih spojnih sredstava analizirana laka betonska ploča može se potpuno spregnuti sa postojećim drvenim gredama i postići osnovna frekvencija od preko 13 Hz čime se izbegavaju nepoželjne vibracije izazvane ljudskim delovanjem. Povećanjem zapreminske težine betona osetljivost međuspratne konstrukcije na vibracije se takođe povećava.

5. EKSPERIMENTALNA ANALIZA MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE

Eksperimentalnom modalnom analizom međuspratne konstrukcije određiće se dinamički parametri konstrukcije i uporediti sa parametrima dobijenim u analitičkoj i računarskoj analizi radi provere tačnosti analitičkih i računarskih modela. Da bi se mogla sprovesti eksperimentalna modalna analiza pretpostavlja se da je odgovor konstrukcije proporcionalan pobudi tj. konstrukcija se ponaša linearno i da se modalni parametri ne menjaju tokom vremena.

5.1. Eksperimentalna modalna analiza

Eksperimentalna modalna analiza predstavlja eksperimentalno određivanje dinamičkih parametara konstrukcije. Dinamički parametri (vlastita frekvencija, prigušenje i modalni oblik) određuju pojedini mod i zavise od geometrije, elastomehaničkih karakteristika ugrađenih materijala i graničnih uslova ispitane konstrukcije. Modalni model opisuje dinamičko ponašanje konstrukcije kao linearnu kombinaciju različitih rezonantnih modova.

Postoje dve osnovne metode eksperimentalne modalne analize: klasična eksperimentalna modalna analiza i operacionalna modalna analiza.

Za primenu klasične modalne analize potrebno je poznavanje ulazne funkcije pobude i izlazne funkcije odgovora konstrukcije. Između tih funkcija uspostavlja se veza preko funkcije frekventnog odgovora iz koje se mogu odrediti dinamički parametri. Primena ove metode kod realnih građevinskih konstrukcija predstavlja problem jer se one zbog svoje veličine i mase teško pobuđuju na oscilovanje. Kako bi kontrolisano nanosili određenu funkciju pobude na gotovu konstrukciju potrebno je koristiti vrlo velike i skupe pobuđivače. Zato se ova metoda najviše koristi kod laboratorijskih ispitivanja modela konstrukcija ili njenih pojedinih elemenata. U laboratorijskim uslovima merenje odgovora konstrukcije može se ostvariti na velikom broju mernih mesta sa istovremenim nanošenjem pobude na više lokacija.

Operacionalna modalna analiza počela se koristiti 90-ih godina prošlog veka i još se naziva ambijentalna modalna analiza. Glavna razlika u odnosu na klasičnu eksperimentalnu modalnu analizu je da ne moramo meriti funkciju pobude. Umesto kontrolisane funkcije pobude, koristi se ambijentalna pobuda u operacionalnim uslovima. Pri tome pretpostavljamo da je ona stohastičkog, odnosno nasumičnog karaktera. Pobude koje se javljaju prilikom eksploatacije građevinskih konstrukcija, kao što su saobraćajno opterećenje, vetar, seizmička

mikropodprtavanje ili ljudsko delovanje zadovoljavaju pretpostavku da je pobuda stohastičkog karaktera. Međutim, harmonijske pobude, kao što su pobude izazvane proizvodnim postrojenjima, ventilacionim sistemima, turbinama, generatorima i slično, koje se mogu pojaviti kod građevinskih konstrukcija, mogu izazvati greške i krivu interpretaciju rezultata. Izvođenje eksperimenta je pojednostavljeno, potrebna je samo oprema za prikupljanje i obradu podataka, a ne i oprema za kontrolisano nanošenje pobude.

Eksperimentalno ispitivanje analizirane spregnute međuspratne konstrukcije sprovede se operacionalnom modalnom analizom uzimajući u obzir stohastičku prirodu ljudskog delovanja.

5.2. Oprema za prikupljanje i obradu podataka

Oprema za prikupljanje i obradu podataka u eksperimentalnoj modalnoj analizi sastoji se od pobuđivača, senzora, sistema za prikupljanje i obradu podataka i sistema za analizu podataka.

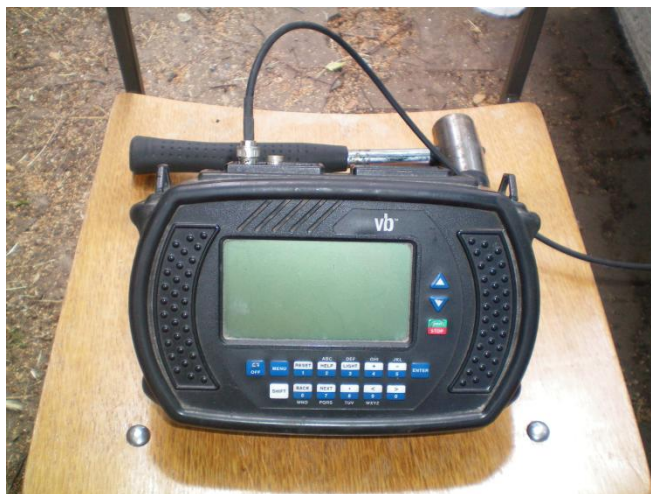
Kod eksperimentalne modalne analize potreban je pobuđivač kojim nanosimo silu na konstrukciju i vršimo njeno dinamičko pobuđivanje. Pobuđivač može biti elektromagnetski, hidraulički ili s rotirajućom masom, a moguća je i upotreba udarnog čekića. Čekić se koristi za nanošenje impulsne pobude na konstrukciju koja je mora pobuditi sa dovoljnim opsegom frekvencija. Pobuda nanosena udarnim čekićem ima vremensko trajanje koje je određeno masom i krutošću samog čekića ali i konstrukcije koju ispitujemo. U ovoj eksperimentalnoj analizi konstrukcije kao pobuđivač upotrebljen je čekić mase 600 g sa gumenom glavom.

Ova tehnika unošenja pobude je pogodna zbog relativno jednostavne opreme i kratkog vremena merenja. Primena je moguća samo kod modelskih istraživanja i kod manjih konstrukcija i konstruktivnih elemenata.

Senzori pretvaraju neku fizičku veličinu u električnu i dele se po mernoj veličini, specifikacijskim karakteristikama, tipu pretvaranja, materijalu izrade, području primene. Po mernoj jedinici razlikujemo akcelerometre (za merenje ubrzanja), brzinomere (za merenje brzine) i vibrometre (za merenje pomeranja). Od električnih senzora najviše se koriste akcelerometri sa piezoelektričnim kristalima. Oni obuhvataju širok spektar frekvencija i ponašaju se linearno duž celog spektra. Sastoje se od dve mase, od kojih je jedna pričvršćena na konstrukciju senzora i odvojena od druge piezoelektričnim materijalom, koji se ponaša kao opruga što uzrokuje postojanje rezonantne frekvencije akcelerometra. Masa koja se nalazi u središtu akcelerometra pomera se pod

uticajem vibracija i unosi određenu silu, koja je proporcionalna akceleraciji, na piezoelektrični materijal. Za merenje dinamičkog odziva konstrukcije upotrebljen je akcelerometar IMI ICP® Accelerometer 603C01 PCB Piezotronics s osjetljivošću od $10,2 \text{ mV}/(\text{m}/\text{s}^2)$, amplitudnim područjem frekvencija od 0,5 Hz do 10 kHz i faznim od 2 Hz do 5 kHz, rezonantnom frekvencijom od 25 kHz, mernim područjem od $\pm 490 \text{ m}/\text{s}^2$ i temperaturnim operativnim područjem od -54° do $+121^\circ\text{C}$. Kalibracioni sertifikat dat je u Prilogu E.

U sistemu za prikupljanje i obradu podataka izlazni signal senzora pojačava se i pretvara u digitalni oblik prikladan za dalju obradu. Eksperimentalna modalna analiza konstrukcije izvedena impulsnim udarom praćena je problemima u signalnom procesu koji se manifestuju pojavom šuma pri pojačanju signala u vremenskom zapisu pobude i odgovora. Zato se u sistemu za prikupljanje i obradu podataka vrši i filtriranje odnosno uklanjanje neželjenih frekvencija koje bi pri pojačanju signala mogle uzrokovati znatne šumove. Snimljeni signal prikupljen je i obrađen VB2000™ FFT analizatorom dinamičkog signala proizvođača Commtest Instruments iz Novog Zelanda, Slika 5.1.



Slika 5.1. Analizator VB2000™ FFT

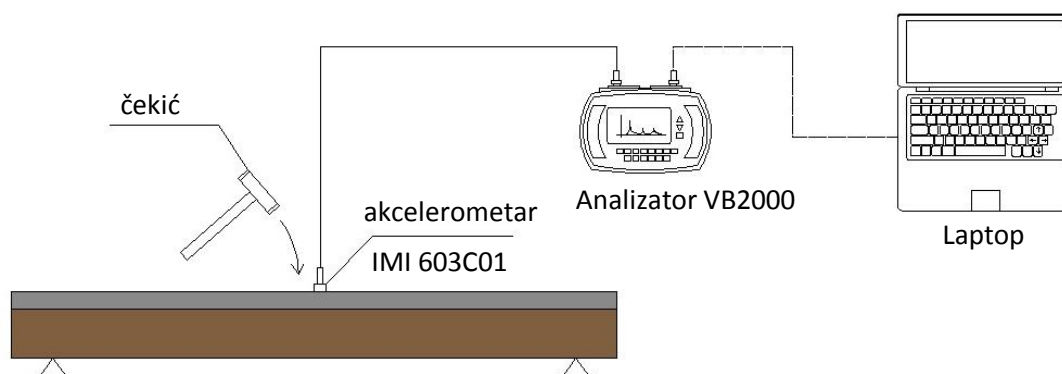
Analizator poseduje fabrički ugrađenu jednostavnu metodu za modalnu analizu ispitivane konstrukcije tzv. funkciju Bump Test (*VB 2000 Instrument reference guide, 2006*). Prilikom merenja uzimaju se četiri snimka u vremenskom domenu, koje analizator postupkom brze Fourierove transformacije pretvara u frekventni spektar. Primenom metode osrednjivanja, tzv. peak hold averaging, dobija se rezultujući frekventni spektar, koji analizator skladišti u svoju memoriju. Podešeni parametri analizatora pri merenju dati su u Tabeli 5.1.

Tabela 5.1. Podešavanja na analizatoru pri modalnoj analizi

Domain:	Frequency	Sensor Type:	Accelerometer
Window:	Hanning	Sensor sensitivity:	100 mV/g
Trigger:	Internal Free run	Velocity unit:	mm/s
Spectral lines:	800	Amplitude Type:	rms
Frequency unit:	Hz	Average Type:	Peak hold
Fmin:	0,001 Hz	No. of Averages:	4
Fmax:	100 Hz	Amplitude Scale:	Linear

Snimljeni podaci iz memorije analizatora prebacuju se u računar i analiziraju softverom ASCENT 2007+ razvijenim za obradu i analizu vibracionih snimaka, (*Ascent software reference guide, 2007*).

Merni lanac za određivanje sopstvenih frekvencija konstrukcije prikazan je na Slici 5.2.



Slika 5.2. Merni lanac za određivanje sopstvenih frekvencija konstrukcije

5.3. Geometrijske karakteristike spregnutog nosača

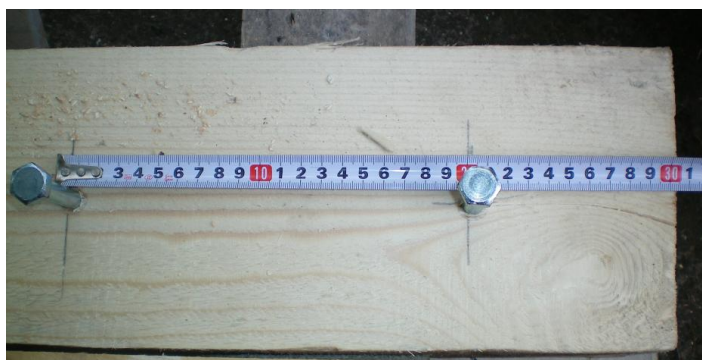
Dimenzije spregnutog nosača i njegovog poprečnog preseka usvojene su u razmeri 1:1 u odnosu na realne nosače koji se najčešće sreću pri sanacijama postojećih drvenih međuspratnih konstrukcija zgrada.

Eksperimentalnom modalnom analizom ispitana su tri identična spregnuta nosača, statičkog sistema proste grede, dužine 6 m. Osnovno rastojanje između oslonaca je 5,8 m. Poprečni presek nosača je spregnuti T presek. Rebro je monolitno jelovo drvo dok je gornja betonska ploča izvedena od lakog betona

klase zapreminske mase lakog agregata 1,2. Poprečni presek i geometrija nosača prikazani su na Slikama 4.4 i 4.29.

Za prenos smičućih sila sa betonske ploče na drvene grede upotrebljeni su zavrtnji za drvo bez navrtke $\varnothing 10/150$.

Zavrtnji su ušrafljeni upravno na podužnu osu nosača na međusobnim rastojanjima od 20 cm stim da se 10 cm dužine zavrtnja nalazi u drvenoj gredi a 5 cm u betonskoj ploči. Početni i krajnji zavrtnji su od početka grede udaljeni 10 cm, Slika 5.3.



Slika 5.3. Raspored zavrtnjeva u nosaču

Betonska ploča visine 7,5 cm i širine 60 cm izvedena je preko drvenih greda širine 16 cm i visine 24 cm. Ovakvim načinom sprežanja postiže se visok stepen iskorišćenja nosivosti primenjenih materijala u nosaču.

5.4. Izrada spregnutog nosača

Svi nosači betonirani su na licu mesta u dvorištu Građevinskog fakulteta u Subotici gde je vršeno i eksperimentalno ispitivanje. Između drvene grede i betonske ploče postavlja se PE folija da bi se sprečilo vezivanje betona za drvenu gredu odnosno upijanje vode iz betonske ploče.

U donju zonu betonske ploče postavljena je armaturna mreža Q131, Slika 5.4. Beton se izlivao direktno na monolitne drvene grede i privremenu oplatu, Slika 5.5.



Slika 5.4. Izrada betonske ploče nosača



Slika 5.5. Izrada spregnutih nosača

Neposredno nakon betoniranja spregnutih nosača pristupilo se negi ugrađenog betona. Površine betona su kvašene i zaštićene su PE folijama od prebrzog isušivanja.

5.5. Elastomehaničke karakteristike ugrađenih materijala

Elastomehaničke karakteristike ugrađenog betona određene su na probnim kockama i cilindrima uzetim prilikom betoniranja spregnutih nosača i negovanim u uslovima propisanim odgovarajućim standardima. Ispitana je čvrstoća na pritisak, zapreminska masa i modul elastičnosti. Elastomehaničke karakteristike drvenih greda ispitane su na uzorcima uzetim od ugrađenih drvenih greda. Ispitan je modul elastičnosti i čvrstoća pri statičkom savijanju, zapreminska masa i vlažnost.

Prilikom betoniranja spregnutih nosača betonirani su i uzorci za određivanje modula pomerljivosti spoja drveta i lakog betona, Slika 5.6. Izrađeno je ukupno 12 uzoraka za ispitivanje modula pomeljivosti veze i to po tri identična uzorka za svaki tip grede definisane u Tabeli 4.1.

Sva ispitivanja izvedena su u laboratoriji za ispitivanje građevinskih materijala i konstrukcija Građevinskog fakulteta u Subotici i prikazana su u poglavlju 4.4.2.

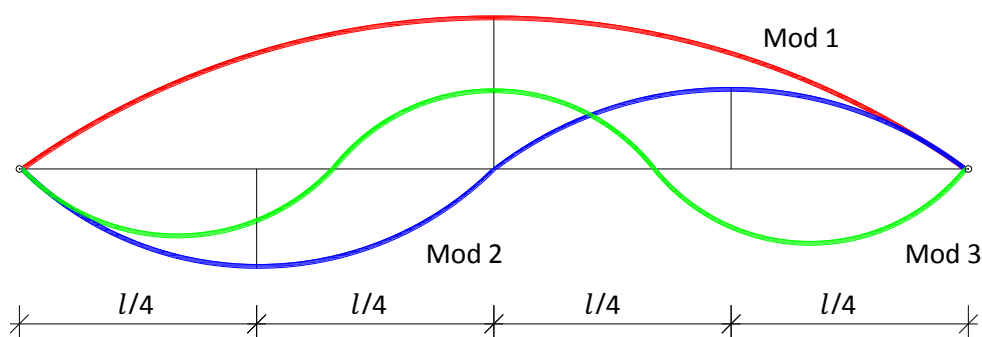


Slika 5.6. Izrada uzoraka za ispitivanje modula pomeljivosti veze

5.6. Ispitivanje spregnutog nosača

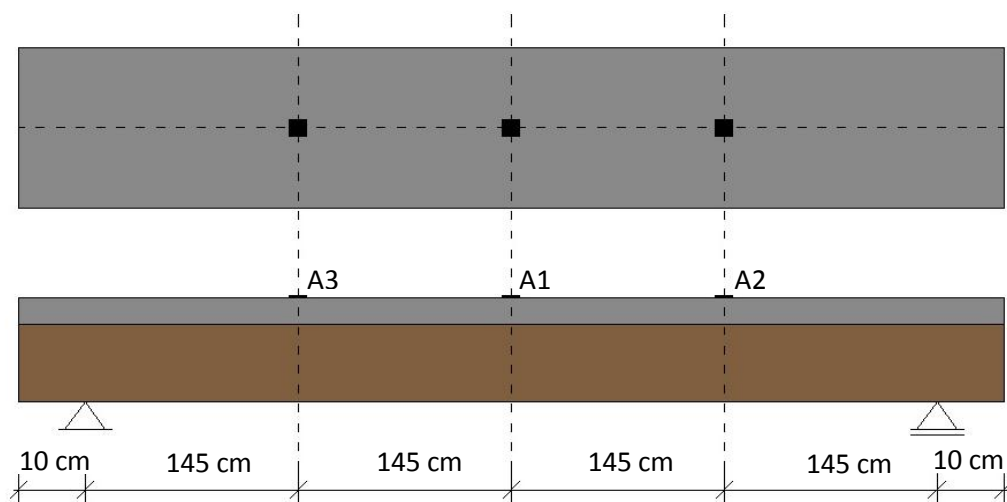
Cilj ispitivanja je određivanje osnovnih dinamičkih parametara konstrukcije. Vlastite frekvencije i modalni oblici određeni su metodom operacionalne modalne analize kod koje, za razliku od klasične modalne analize, pobudu ne moramo nanositi kontrolisano. Oprema za ispitivanje opisana je u poglavlju 5.2. Tokom ispitivanja kontrolisana je vlažnost i temperatura vazduha kao i vlažnost drvenih greda u spregnutom nosaču.

Potrebna merenja, odnosno merenja akceleracije, neophodna za određivanje dinamičkih parametara spregnutog nosača vršena su na četvrtinama raspona podužne ose konstrukcije, na mestima očekivanih amplituda za prve tri sopstvene frekvencije oscilovanja, Slika 5.7.



Slika 5.7. Prve tri sopstvene frekvencije oscilovanja nosača

Dispozicija mernih mesta na spregnutom nošaču prikazana je na Slici 5.8.



Slika 5.8. Dispozicija mernih mesta na spregnutom nosaču

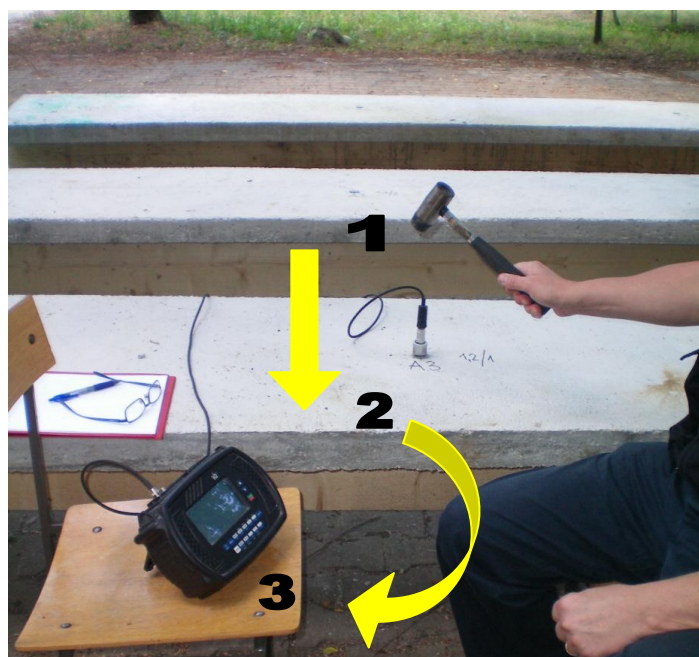
Za identifikaciju prve tri sopstvene frekvencije spregnutog nosača dovoljna su dva merna mesta i to merno mesto A1 i merno mesto A2. Merno mesto A3 korišćeno je kao kontrolno, za verifikaciju dobijenih rezultata.

Akcelerometar poseduje magnet pri osnovi i postavlja se na metalne pločice fiksirane na mernim mestima, Slika 5.9.



Slika 5.9. Postavljanje akcelerometra na merno mesto

Kada je akcelerometar postavljen, vrši se pobuđivanje spregnutog nosača nanošenjem impulsne pobude gumenim čekićem (1). Analogni signal iz akcelerometra (2) šalje se u uređaj za prikupljanje podataka (3) koji ga pretvara u digitalni i sladišti u svojoj memoriji. Snimljeni podaci iz analizatora prebacuju se u računar i analiziraju. Šematski prikaz toka ispitivanja prikazan je na Slici 5.10.

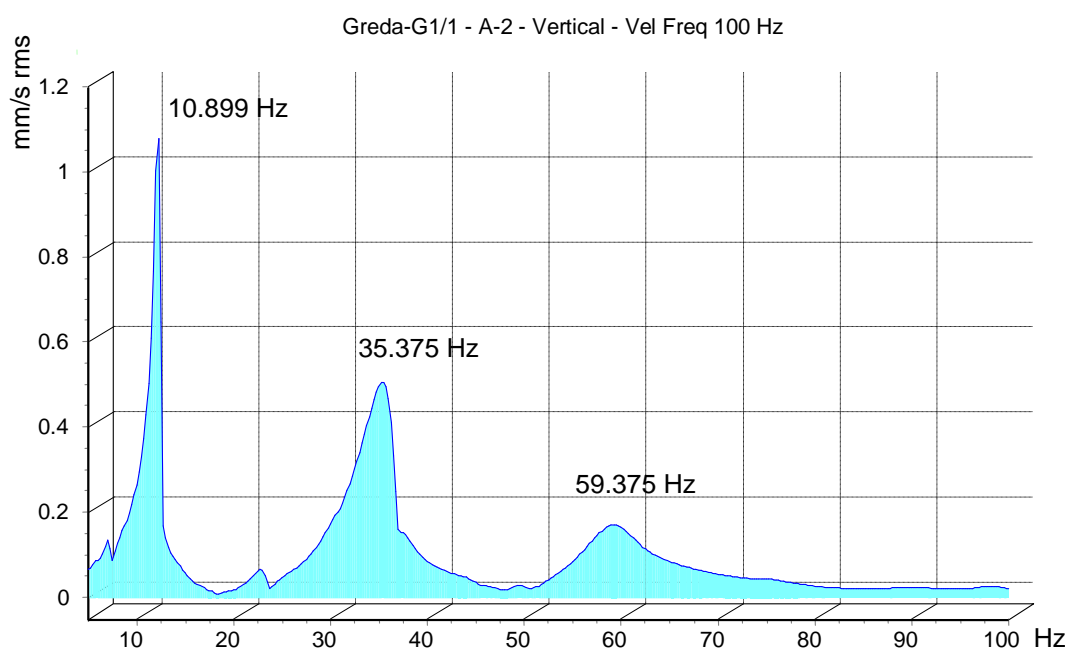


Slika 5.10. Šematski prikaz toka ispitivanja

Na svakom mernom mestu vršena su po četiri ispitivanja. Registrovane snimke u vremenskom domenu analizator pretvara u frekventni spektar i metodom osrednjavanja određuje rezultujući frekventni spektar za to merno mesto. Dobijeni podaci skladište se u memoriji analizatora.

5.7. Rezultati ispitivanja spregnutog nosača

Snimljeni podaci iz memorije analizatora prebacuju se u računar i analiziraju softverom ASCENT 2007+ razvijenim za obradu i analizu vibracionih snimaka. Sopstvene frekvencije spregnutog nosača odgovaraju mestima vrhova na frekventnim spektrima. Prikaz jednog od snimljenih frekventnih spektara ispitanih spregnutih greda dat je na Slici 5.11. Na ovom spektru naznačeni su vrhovi i pripadajuće frekvencije. Frekventni spektri snimljeni na ostalim mernim mestima, za sve ispitane spregnute nosače, nalaze se u Prilogu F.



Slika 5.11. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A2 nosača 1

Vrednosti prve tri sopstvene frekvencije oscilovanja sva tri ispitana spregnuta nosača određene sa frekventnih spektara snimljenih na mernim mestima A1, A2 i A3, kao i njihova srednja vrednost date su u Tabeli 5.2.

Tabela 5.2. Sopstvene frekvencije ispitanih spregnutih nosača [Hz]

Nosač		Merno mesto	Mod 1	Mod 2	Mod 3
G1	1	A1	10,791	/	59,373
		A2	10,899	35,375	59,375
		A3	10,828	35,375	/
	2	A1	10,224	/	62,125
		A2	10,889	35,375	59,375
		A3	10,828	35,373	/
	3	A1	10,838	/	60,375
		A2	10,854	31,121	60,875
		A3	10,831	31,874	60,743
			10,776	34,082	60,320

5.8. Analiza dobijenih eksperimentalno teorijskih rezultata

Prikazan eksperimentalan postupak određivanja sopstvenih frekvencija oscilovanja ispitanih spregnutih nosača dovoljno je pouzdan za ovu vrstu konstruktivnih elemenata prvenstveno zbog relativno male težine nosača i mogućnosti izazivanja dinamičke pobude gumenim čekićem male težine. Postignuto je dobro slaganje dobijenih vrednosti sopstvenih frekvencija sa sračunatim analitičkim vrednostima i vrednostima dobijenim softverskim paketom Ansys, Tabela 5.3.

Tabela 5.3. Uporedni prikaz sračunatih sopstvenih frekvencija [Hz]

Način određivanja	Mod 1	Mod 2	Mod 3
Eksperiment	10,78	34,08	60,32
Analitika	10,67	35,36	60,18
Ansys	10,68	34,34	68,15

Uprednom analizom dobijenih podataka sračunate su apsolutne i relativne greške rezultata predloženog analitičkog proračuna i Ansys-ovog modela u odnosu na eksperimentalno dobijene rezultate. Apsolutna greška A_{gr} predstavlja

razliku eksperimentalno dobijene vrednosti sopstvene frekvencije i analitički sračunate ili dobijene po Ansys-ovom modelu. Relativna greška R_{gr} predstavlja udeo apsolutne greške u veličini eksperimentalne vrednosti sopstvene frekvencije izraženo u procentima, odnosno

$$A_{gr} = |f_{eks} - f| \quad (5.1)$$

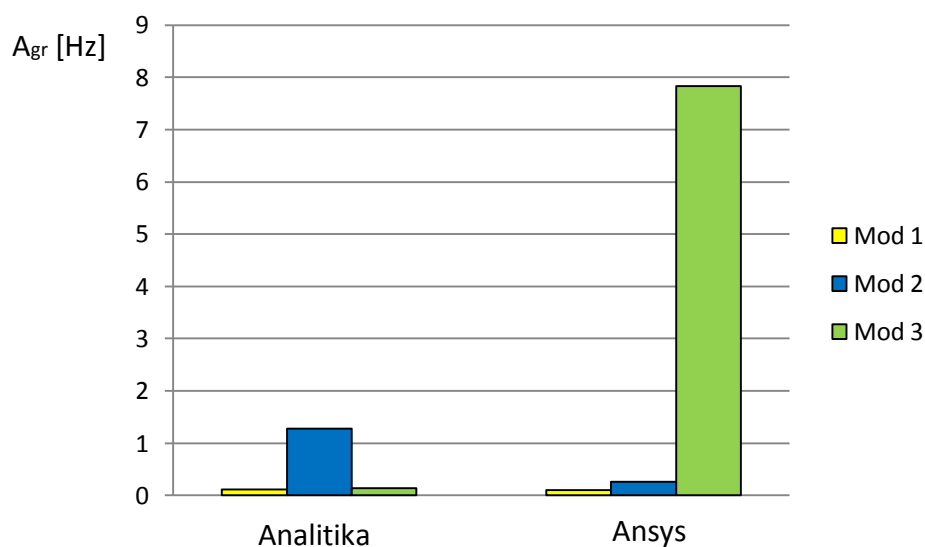
$$R_{gr} = \frac{|f_{eks} - f|}{f_{eks}} \times 100 \quad (5.2)$$

gde f_{eks} predstavlja eksperimentalno dobijenu vrednost sopstvene frekvencije a f vrednost dobijenu analitički ili Ansys-om.

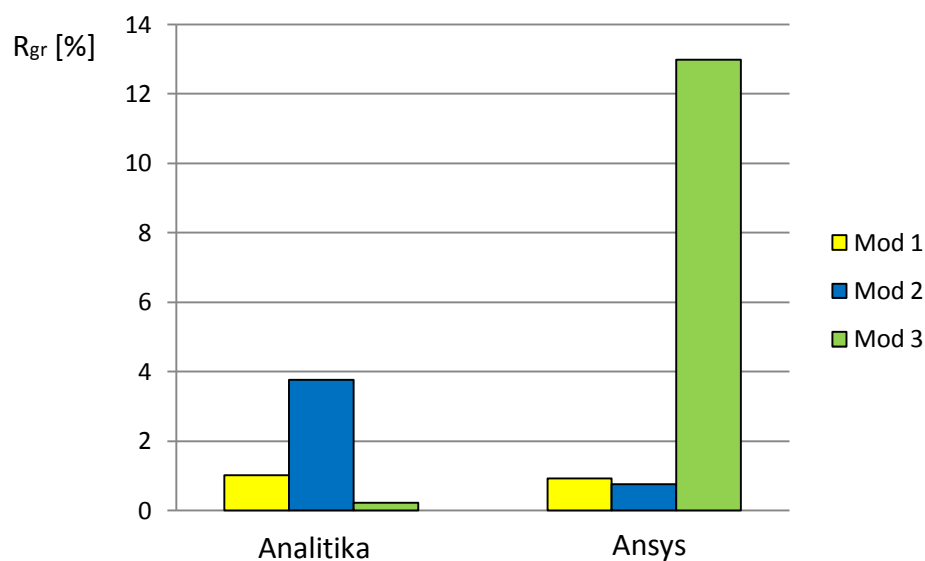
Vrednosti apsolutnih i relativnih grešaka rezultata predloženog analitičkog proračuna i Ansys-ovog modela u odnosu na eksperimentalno dobijene rezultate za prve tri sopstvene frekvencije oscilovanja ispitanih spregnutih nosača prikazane su u Tabeli 5.4 i na Slikama 5.12 i 5.13.

Tabela 5.4. Vrednosti apsolutnih i relativnih grešaka rezultata

Mod	Eksperiment [Hz]	Analitika [Hz]	A_{gr} [Hz]	R_{gr} [%]	Ansys [Hz]	A_{gr} [Hz]	R_{gr} [%]
1	10,78	10,67	0,11	1,02	10,68	0,10	0,93
2	34,08	35,36	1,28	3,76	34,34	0,26	0,76
3	60,32	60,18	0,14	0,23	68,15	7,83	12,98



Slika 5.12. Apsolutna greška dobijenih rezultata



Slika 5.13. Relativna greška dobijenih rezultata

Analizom vrednosti relativnih grešaka rezultata istraživanja evidentno je da su sopstvene frekvencije oscilovanja spregnutog nosača sračunate predloženim analitičkim postupkom bliske vrednostima dobijenim eksperimentalnim ispitivanjem ($R_{gr} < 5\%$). Model spregnute konstrukcije sračunat u Ansys-u daje korektne vrednosti za prve dve sopstvene frekvencije oscilovanja spregnutog nosača u odnosu na eksperimentale rezultate ($R_{gr} < 1\%$), dok je relativna greška u vrednosti treće sopstvene frekvencije Ansys-ovog modela oko 13%. Iako je relativna greška pri proračunu vrednosti treće sopstvene frekvencije oscilovanja u Ansys-u značajnija, predložen način računarskog modeliranja može se sa sigurnošću koristiti pri proračunu osnovne frekvencije oscilovanja koja predstavlja najbitniji kriterijum pri oceni osetljivosti konstrukcije na vibracije izazvane ljudskom aktivnošću.

Izvedeni analitički izrazi mogli bi naći primenu u budućim standardima kao preporuke pri dinamičkom projektovanju spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo-laki beton i u građevinskoj praksi.

6. ZAKLJUČAK

Da bi se zadovoljili kriterijumi graničnog stanja upotrebljivosti, pri svakodnevnom opterećenju, sanirana međuspratna konstrukcija mora ostati funkcionalna za namenjenu upotrebu i ne sme da izaziva diskomfor kod ljudi pri svakodnevnim aktivnostima. Ograničenje vibracija međuspratnih konstrukcija izazvanih ljudskim korakom kao opterećenjem predstavlja jedan od merodavnih kriterijuma pri projektovanju lakih međuspratnih konstrukcija.

Podataka o dinamičkom ponašanju spregnutih međuspratnih konstrukcija izvedenih sa lakim betonom malih zapreminskih masa nema u literaturi, pa je cilj ovog rada bio da se ispituju osnovne dinamičke karakteristike drvenih međuspratnih konstrukcija saniranih lakim betonom raznih zapreminskih težina. U tu svrhu predložena je analitička metoda dinamičkog proračuna, poglavlje 3.3, koja obezbeđuje jednostavan postupak proračuna sopstvenih frekvencija oscilovanja elastično spregnutih konstrukcija. Tačnost rezultata analitičkog proračuna potvrđena je eksperimentalno, i poređenjem sa rezultatima programskog paketa Ansys.

Na osnovu dobijenih rezultata može se zaključiti sledeće:

- Izvršena ispitivanja pokazala su da se sprežanjem monolitnih drvenih greda i lakog betona manjih zapreminskih masa, pri sanaciji postojećih drvenih međuspratnih konstrukcija, mogu poboljšati dinamičke karakteristike međuspratnih konstrukcija uz minimalno povećanje stalnog opterećenja na postojeću konstrukciju.
- Upotreba lakog betona male zapreminske težine ima prednosti sa dinamičkog aspekta s obzirom na to da osnovna frekvencija spregnutih nosača raste sa smanjenjem zapreminske težine lakog betona. Laki beton u ovom slučaju apsorbira vibracije izazvane ljudskim korakom pa iako se težina konstrukcije smanjuje, konstrukcija je otpornija na vibracije u odnosu na konstrukcije sanirane betonom normalne zapreminske težine.
- Pravilnim izborom i rasporedom mehaničkih spojnih sredstava laka betonska ploča može se potpuno spregnuti sa postojećim drvenim gredama i postići osnovna frekvencija od preko 13 Hz što odgovara preporukama *Allen & Pernica (1998)*

- Pokazana je opravdanost upotrebe zavrtnjeva kao sredstva sprezanja lake betonske ploče za drvo koji su za naše uslove najekonomičniji, dostupni su svakom izvođaču, lako i brzo se ugrađuju, a za njihovu ugradnju nije potrebna kvalifikovana radna snaga. Kod ispitanih spregnutih nosača i za izrazito elastično sprezanje, upotrebom zavrtnjeva postignuta je zadovoljavajuća vrednost osnovne frekvencije oscilovanja.

Dalja istraživanja vibracija međuspratnih konstrukcija tipa drvo-laki beton odnosila bi se na dugoročno praćenje promene vrednosti sopstvenih frekvencija oscilovanja analiziranih spregnutih nosača tokom vremena.

PRILOG A

Sertifikat Austrijske fabrike za proizvodnju drvene građe Holzhof-Schmidt GmbH – klasa čvrstoće jelove građe (Abies alba)



EC CERTIFICATE OF FACTORY PRODUCTION CONTROL

1359 - CPD - 0489

In compliance with the Directive 89/106/EEC of the Council of European Communities of 21 December 1988 on the approximation of laws, regulations and administrative provisions of the Member States relating to the construction products (Construction Products Directive - CPD), amended by the Directive 93/68/EEC of the Council of European Communities of 22 July 1993, it has been stated that the construction product

Strength graded structural timber with rectangular cross section

corresponding to the product specification listed on the back side

placed on the market by

Holzhof Schmidt GmbH
Königsberg 52
AT-2870 Aspang

and produced in the factory

AT-2870 Aspang, Königsberg 52

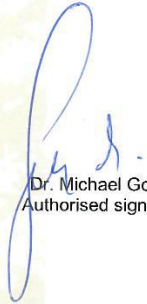
is submitted by the manufacturer to the initial type-testing of the product and a factory production control and that the notified body 1359 - HOLZCERT AUSTRIA - has performed the initial inspection of the factory and of the factory production control and performs the continuous surveillance, assessment and approval of the factory production control.

This certificate attests that all provisions concerning the attestation of factory production control described in Annex ZA of the standard

EN 14081-1:2005 + A1:2011

were applied.

This certificate was first issued on 07.09.2012 and remains valid as long as the conditions laid down in the harmonised technical specification in reference or the manufacturing conditions in the factory or the FPC itself are not modified significantly.


Dr. Michael Golser
Authorised signatory

Vienna, 07.09.2012
HOLZCERT AUSTRIA




Dr. Manfred Brandstätter
Head of Certification Body

Akkreditierte Zertifizierungsstelle der Österreichischen Gesellschaft für Holzforschung
HOLZCERT AUSTRIA, A-1030 Wien, Franz Grill-Straße 7
ZVR 850936522
Tel. +43-1/796 65 45-0, Fax +43-1/798 26 23-50, E-Mail hca@holzcert.at, Homepage www.holzcert.at

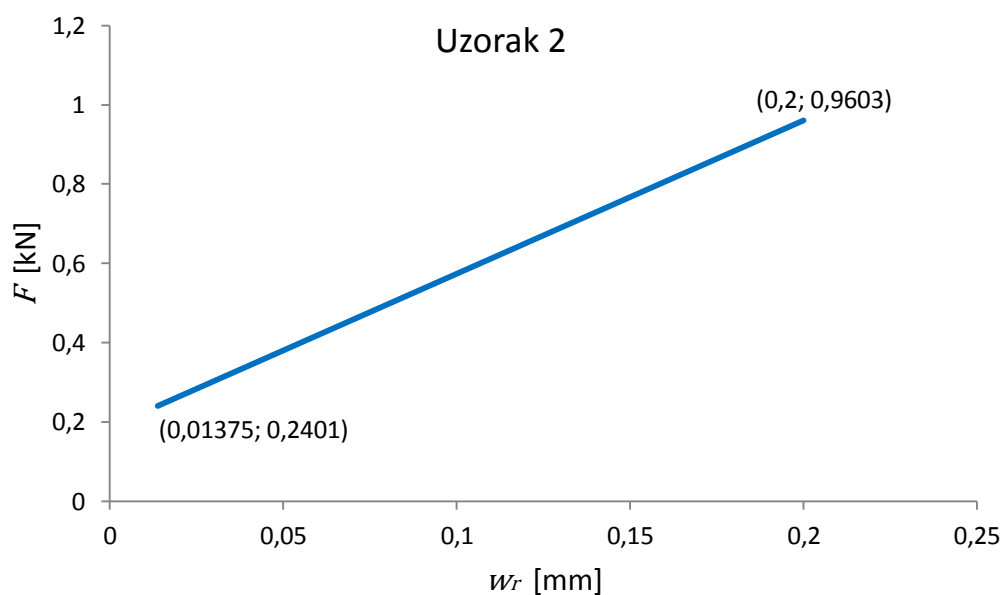
Product specification
to the CERTIFICATE 1359 - CPD - 0489
dated 07.09.2012

Construction product: Strength graded structural timber with rectangular cross section
(buildings and bridges)

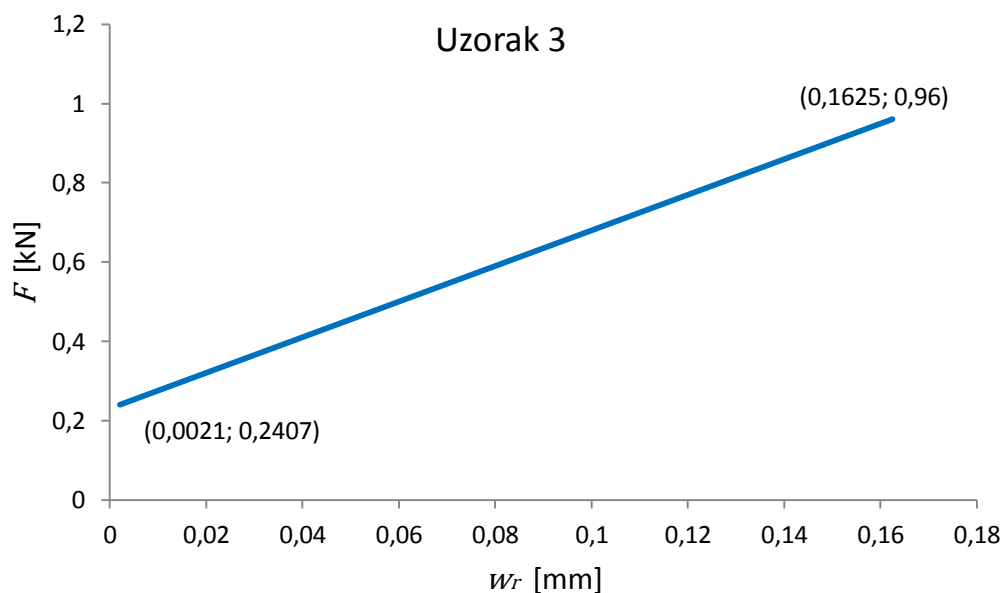
Wood species	Origin	Visual grading	Grading classes	Strength classes according to EN 338
PCAB - Picea abies Spruce	MNO	ÖNORM DIN 4074-1	S7, S10, S13	C18, C24, C30
			S7K, S10K, S13K	C18, C24, C30
ABAL - Abies alba Fir	MNO	ÖNORM DIN 4074-1	S7, S10, S13	C16, C24, C30
			S7K, S10K, S13K	C16, C24, C30
PNSY - Pinus sylvestris Pine	MNO	ÖNORM DIN 4074-1	S7, S10, S13	C18, C24, C30
			S7K, S10K, S13K	C18, C24, C30
LADC - Larix decidua Larch	MNO	ÖNORM DIN 4074-1	S7, S10, S13	C16, C24, C30
			S7K, S10K, S13K	C16, C24, C30
Combination				
WPCA - Spruce, Fir	MNO	ÖNORM DIN 4074-1	S7, S10, S13	C16, C24, C30
			S7K, S10K, S13K	C16, C24, C30
WPPA - Spruce, Fir, Pine	MNO	ÖNORM DIN 4074-1	S7, S10, S13	C16, C24, C30
			S7K, S10K, S13K	C16, C24, C30

PRILOG B

Eksperimentalno određeni dijagrami $F - w_r$ ispitanih uzoraka



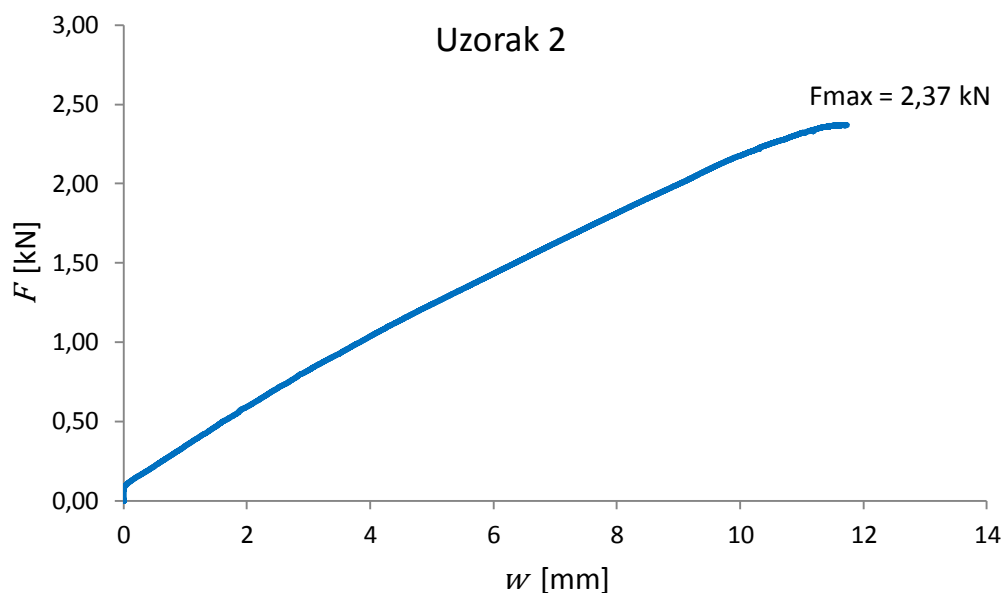
Slika B.1. Eksperimentalno određen dijagram $F - w_r$ za uzorak 2



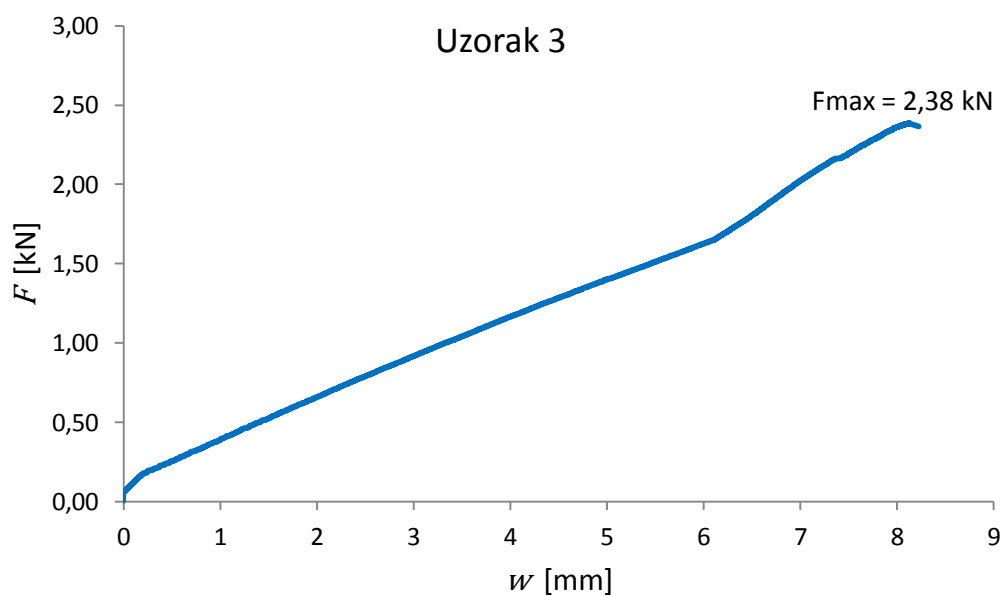
Slika B.2. Eksperimentalno određen dijagram $F - w_r$ za uzorak 3

PRILOG C

Eksperimentalno određeni dijagrami $F - w$ ispitanih uzoraka



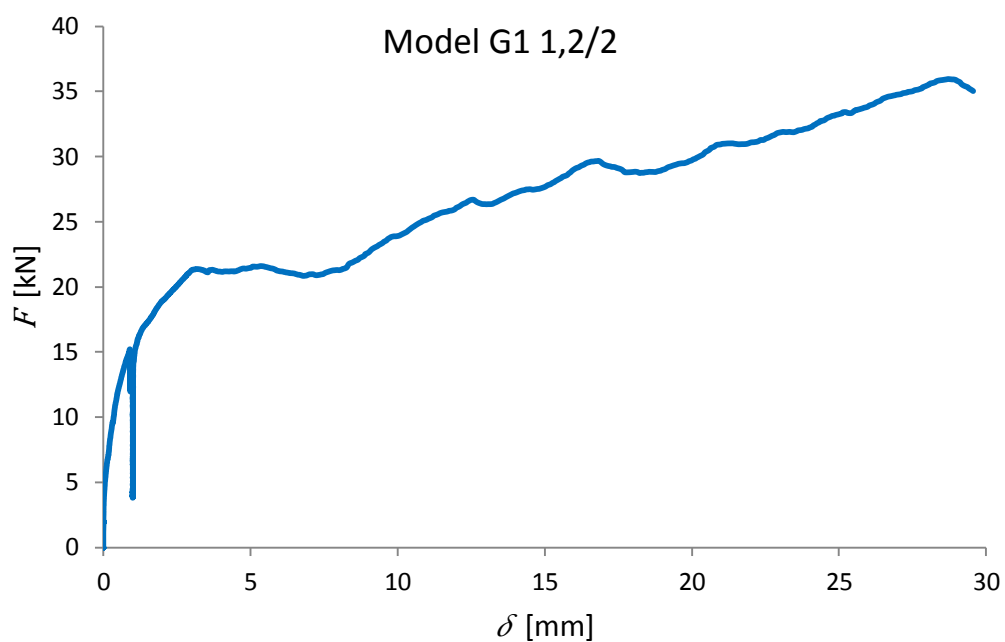
Slika C.1. Eksperimentalno određen dijagram $F - w$ za uzorak 2



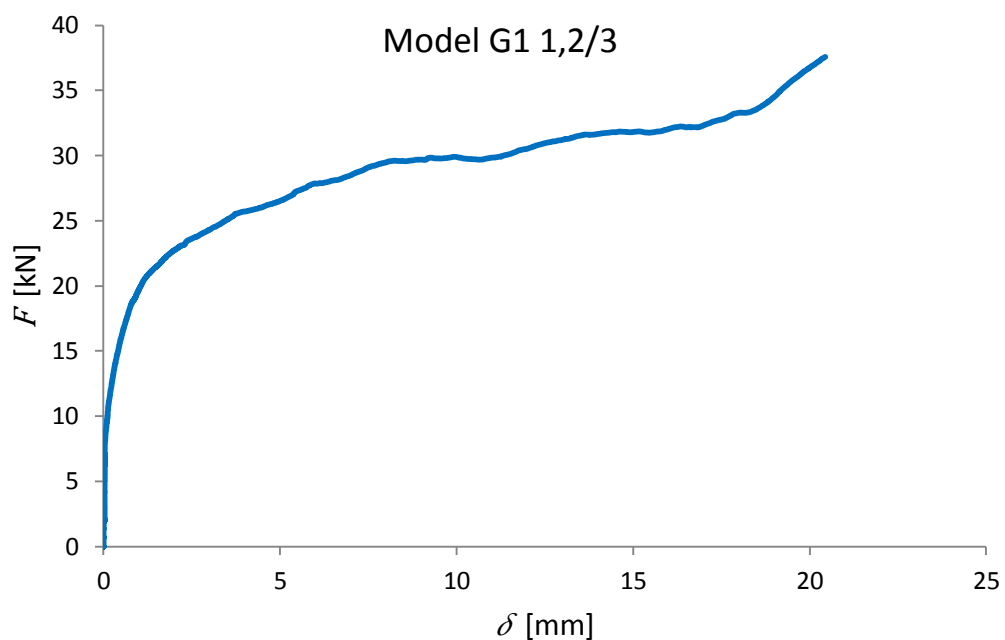
Slika C.2. Eksperimentalno određen dijagram $F - w$ za uzorak 3

PRILOG D

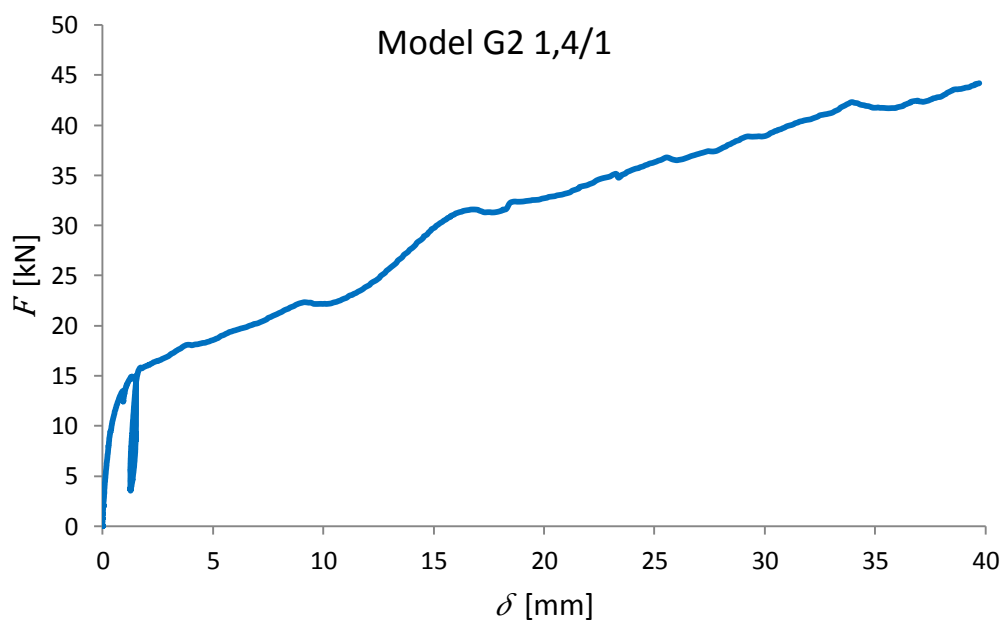
Eksperimentalno određeni dijagrami $F - \delta$ ispitanih modela



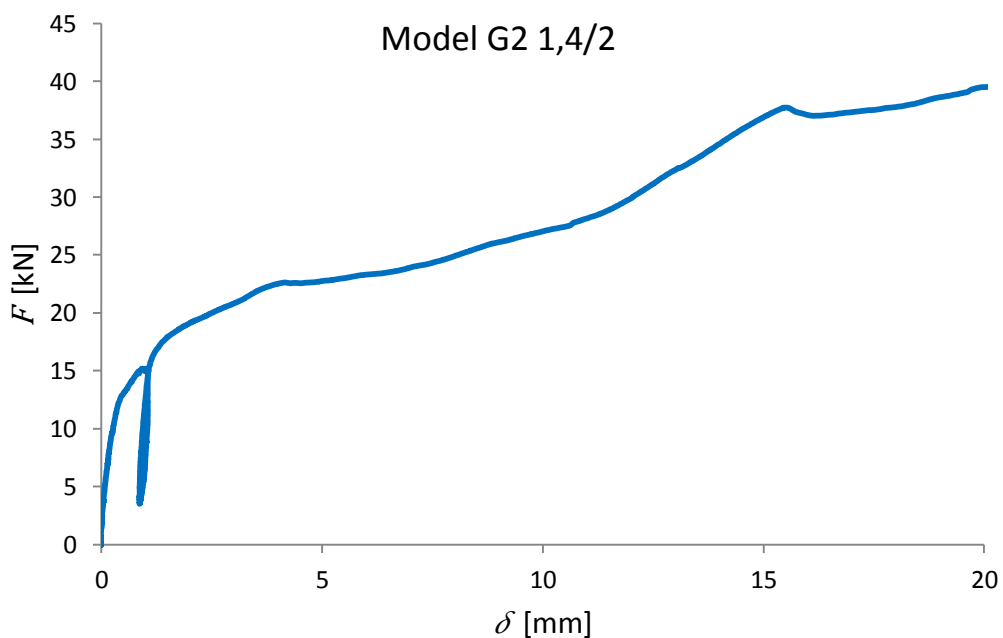
Slika D.1. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G1 1,2/2



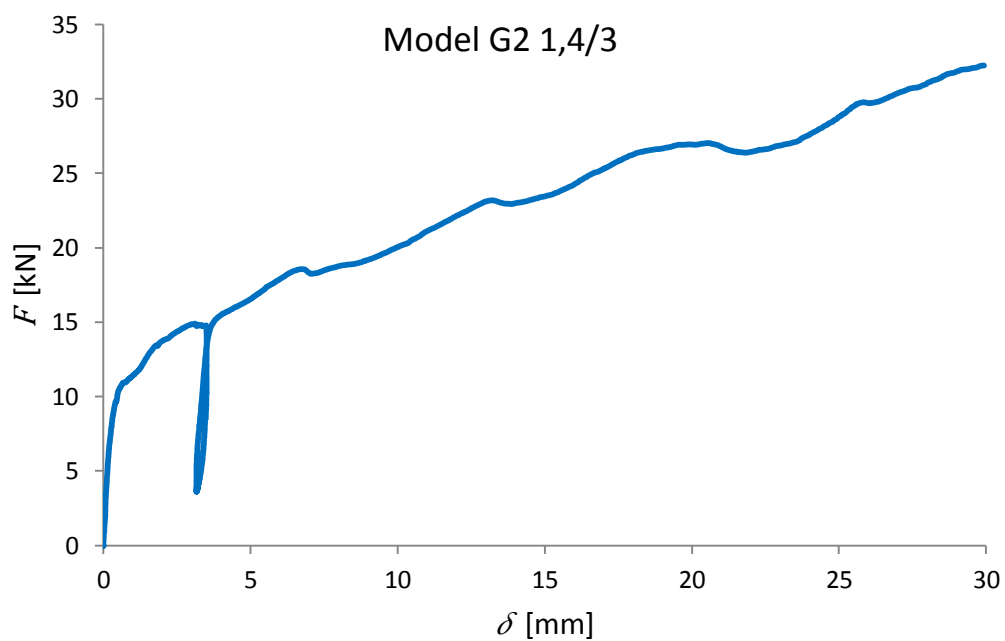
Slika D.2. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G1 1,2/3



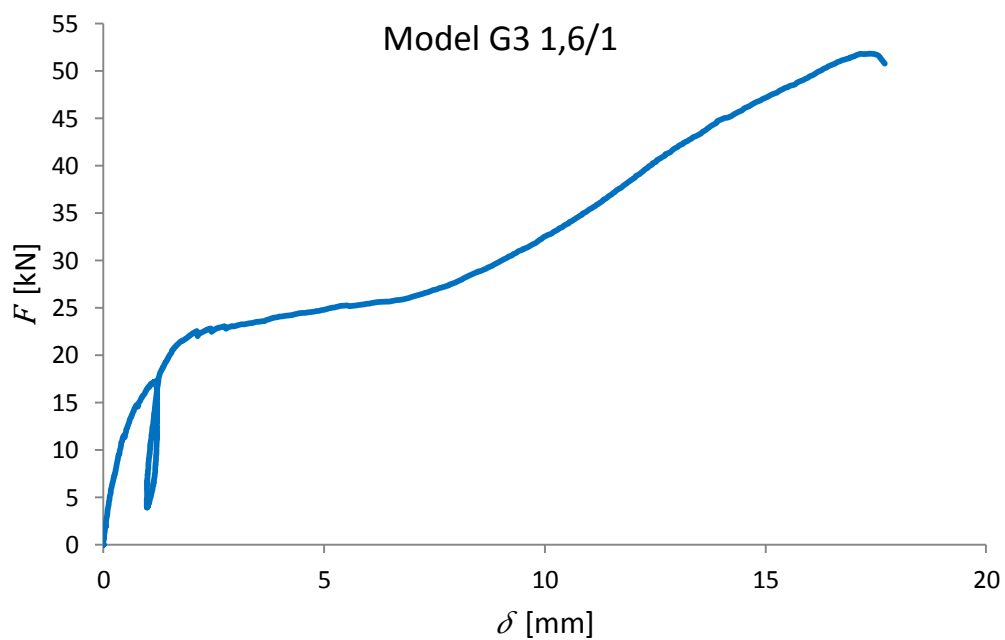
Slika D.3. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G2 1,4/1



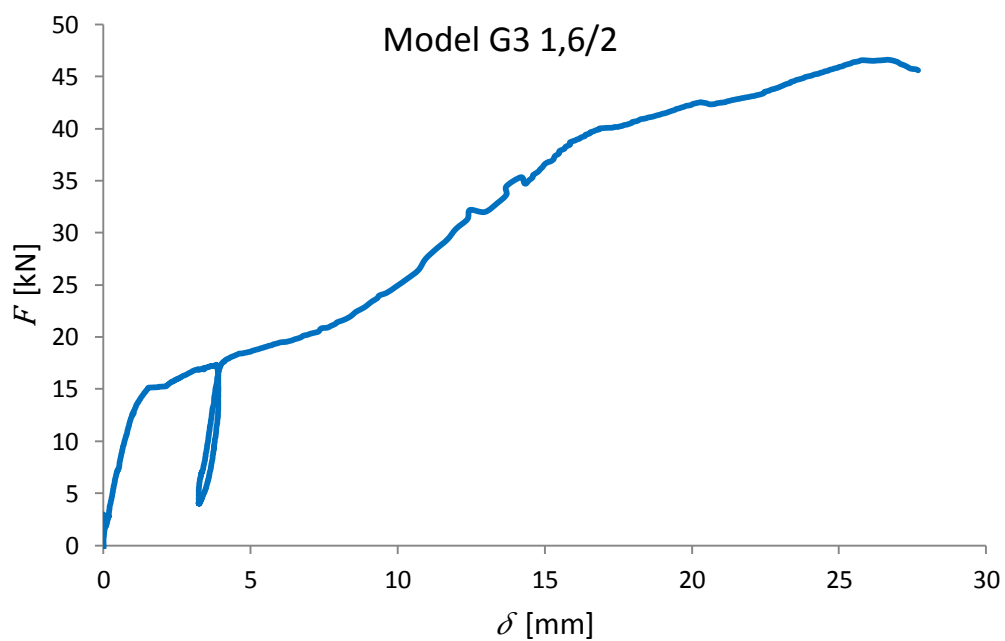
Slika D.4. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G2 1,4/2



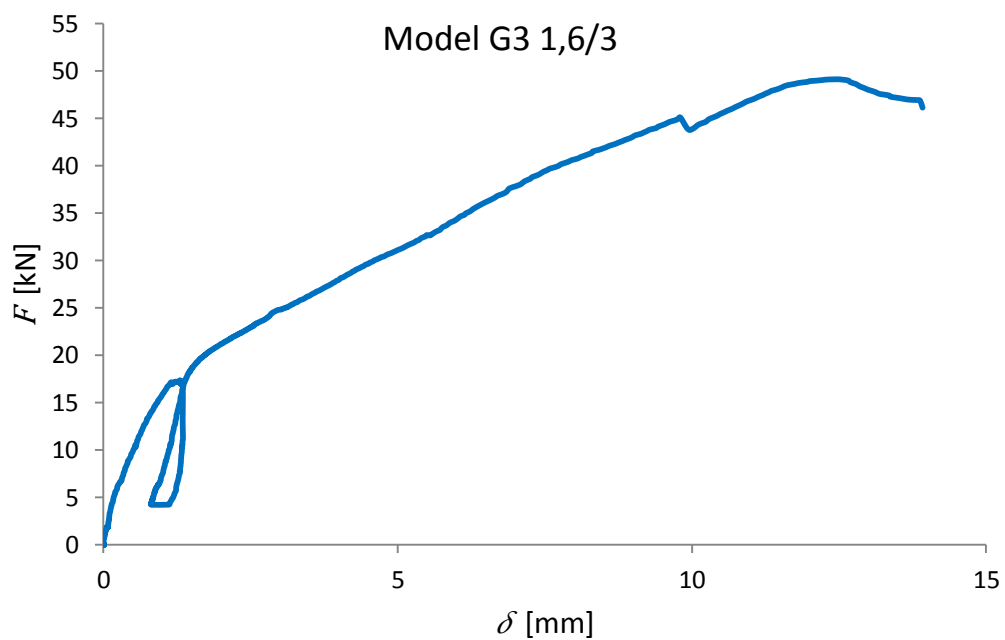
Slika D.5. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G2 1,4/3



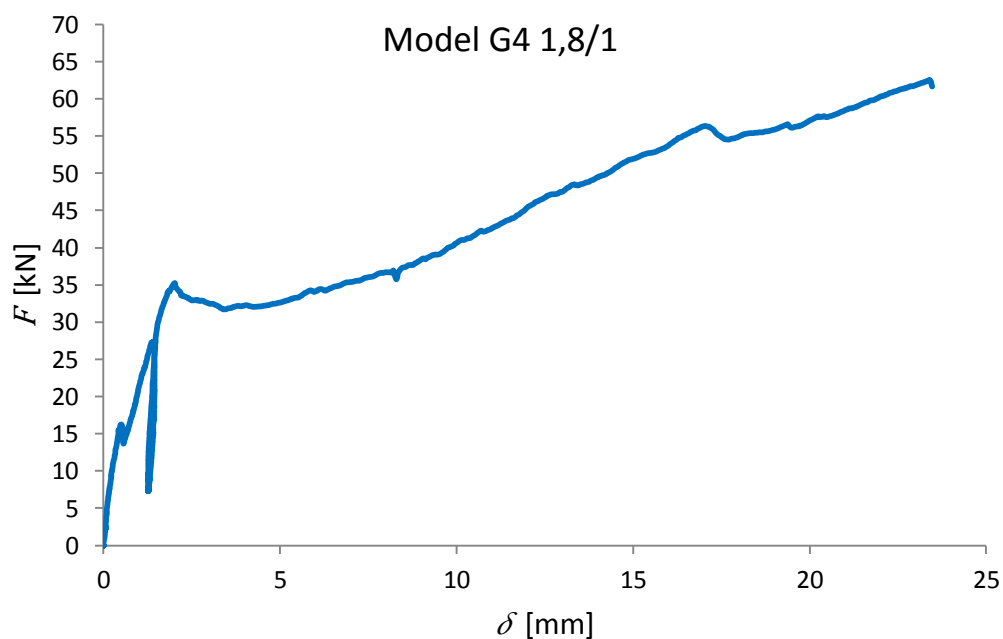
Slika D.6. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G3 1,6/1



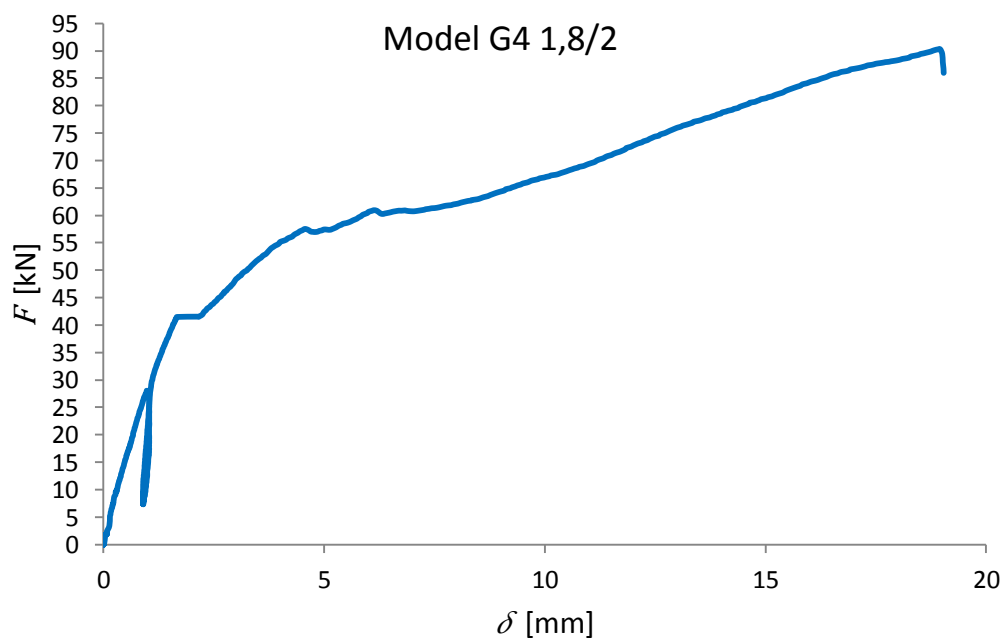
Slika D.7. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G3 1,6/2



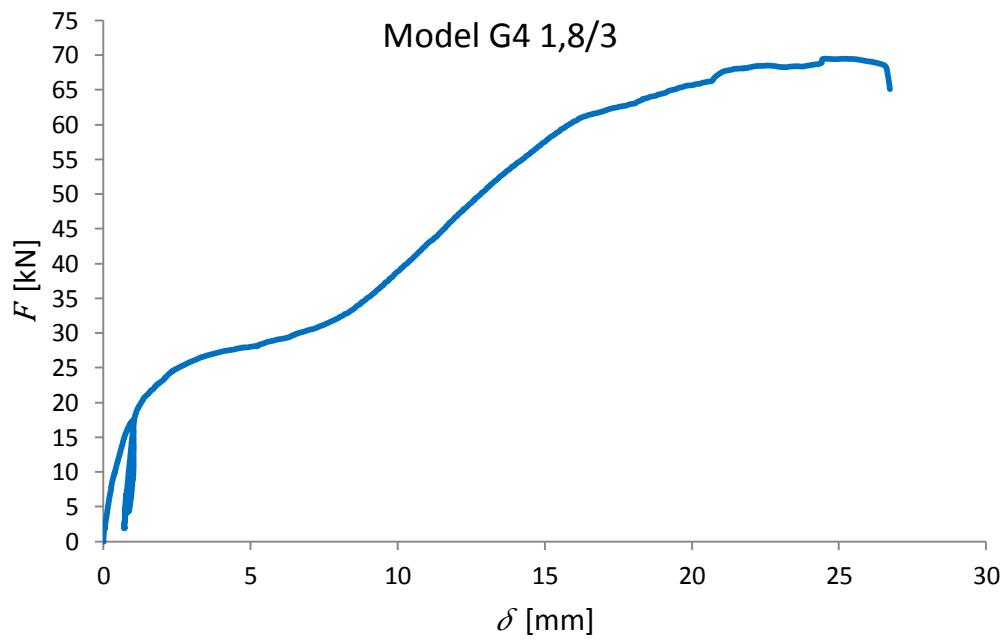
Slika D.8. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G3 1,6/3



Slika D.9. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G4 1,8/1



Slika D.10. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G4 1,8/2



Slika D.11. Eksperimentalno određen dijagram $F - \delta$ za model G4 1,8/3

PRILOG E

Kalibracioni sertifikat akcelerometra

~ Calibration Certificate ~
Per ISO 16063-21

Model Number: 603C01
Serial Number: 178630
Description: ICP® Accelerometer **Method:** Back-to-Back Comparison (AT401-3)
Manufacturer: IMI

Calibration Data

Sensitivity @ 6000 CPM 97 **mV/g** **Output Bias** 10.8 **VDC**
(9.8 mV/m/s²)

Sensitivity Plot

Temperature: 74 °F (24 °C) Relative Humidity: 54 %

Data Points

Mounting Surface: Stainless Steel Fastener: Stud Mount Fixture Orientation: Vertical
Acceleration Level (rms): 1.00 g (9.81 ms⁻²)
*The acceleration level may be limited by shaker displacement at low frequencies. If the listed level cannot be obtained, the calibration system uses the following formula to set the vibration amplitude, Acceleration Level (g) = 0.017 * (f/100)².
*The gravitational constant used for calculations by the calibration system is: 1 g = 9.80665 ms⁻².


Condition of Unit

As Found: n/a
As Left: New Unit, In Tolerance

Notes

1. Calibration is NIST Traceable thru Project 822/277342 and PTB Traceable thru Project 1254.
2. This certificate shall not be reproduced, except in full, without written approval from PCB Piezotronics, Inc.
3. Calibration is performed in compliance with ISO 9001, ISO 10012-1, ANSI/NCSL Z540-1-1994 and ISO 17025.
4. See Manufacturer's Specification Sheet for a detailed listing of performance specifications.
5. Measurement uncertainty (95% confidence level with coverage factor of 2) for frequency ranges tested during calibration are as follows: 5-9 Hz; +/- 2.0%, 10-99 Hz; +/- 1.5%, 100-1999 Hz; +/- 1.0%, 2-10 kHz; +/- 2.5%.

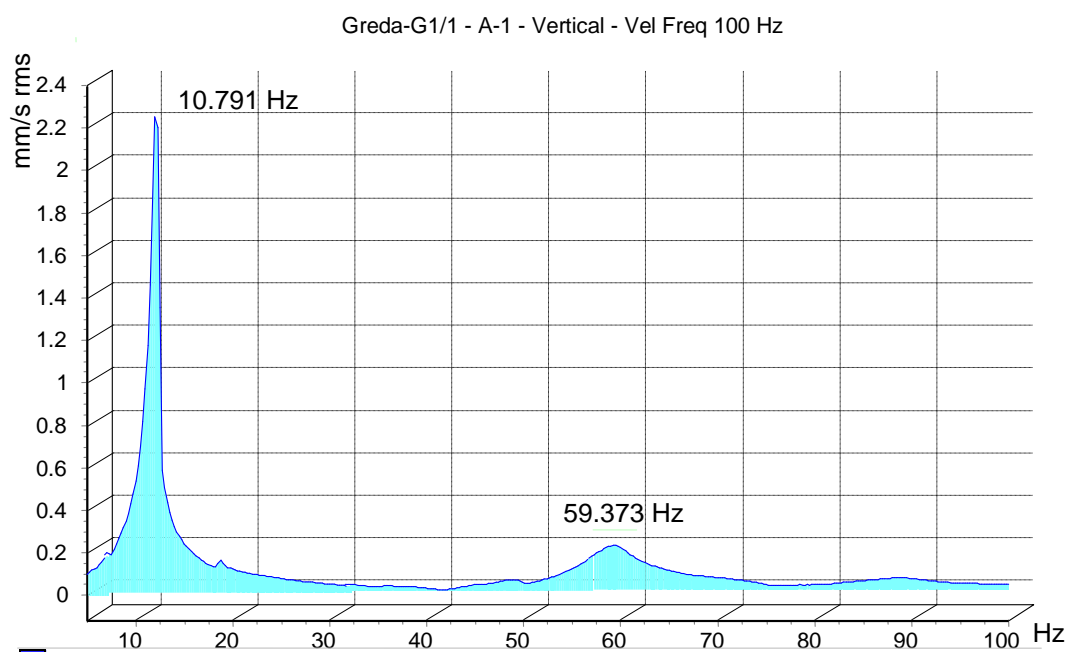
Technician: Holli Parks **Date:** 10/28/10


IMISENSORS
A PCB PIEZOTRONICS DIV.
Headquarters: 3425 Walden Avenue, Depew, NY 14043
Calibration Performed at: 10869 Highway 903, Halifax, NC 27839
TEL: 888-684-0013 FAX: 716-685-3886 www.pcb.com

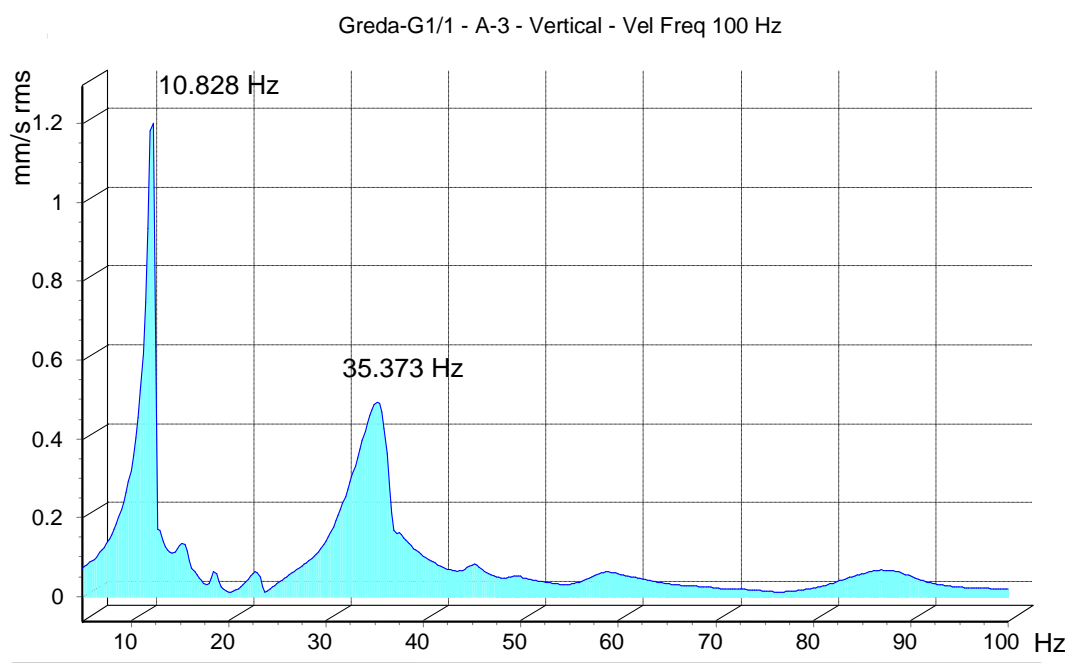
ACCREDITED
CALIBRATION CERT #1862.02
PAGE 1 of 1 ca07 - 3371131240.19

PRILOG F

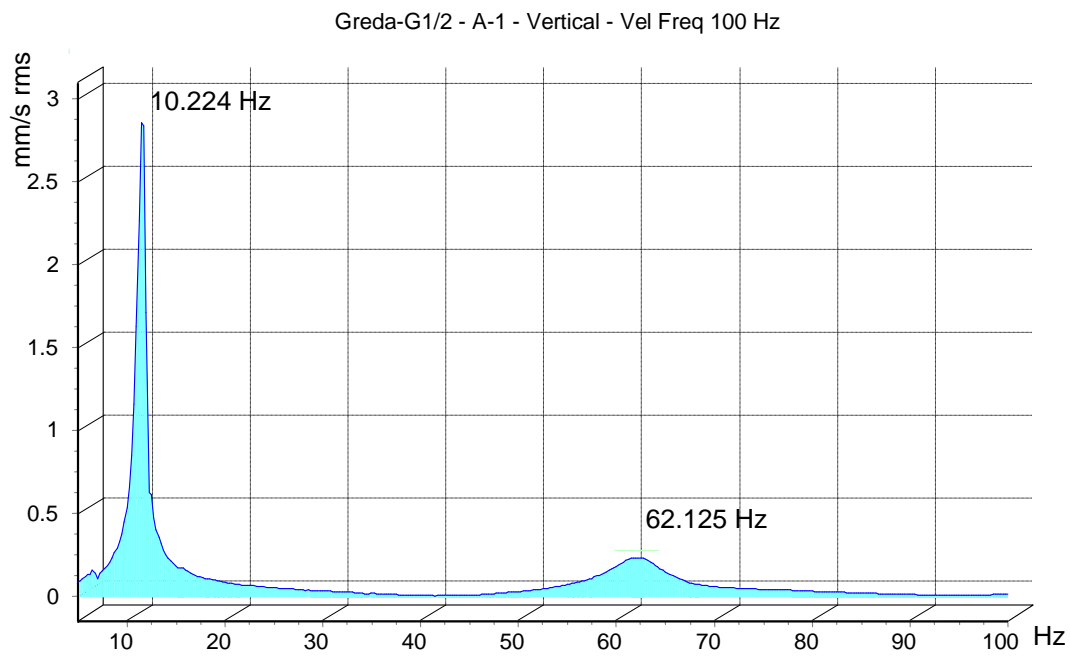
Frekventni spektri ispitanih spregnutih nosača



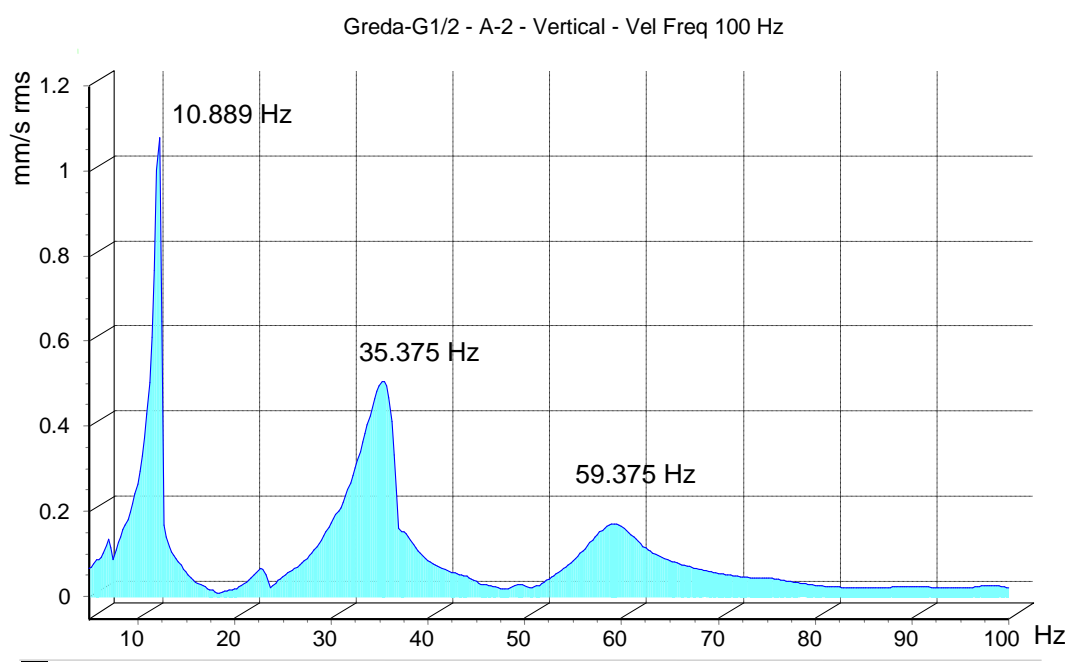
Slika F.1. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A1 nosača 1



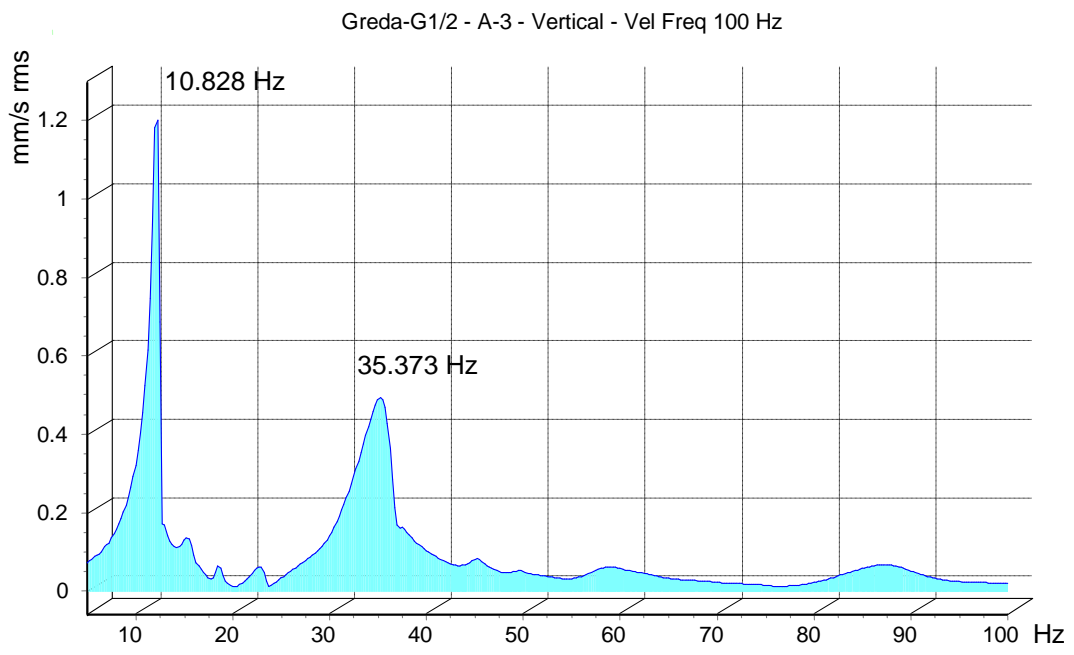
Slika F.2. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A3 nosača 1



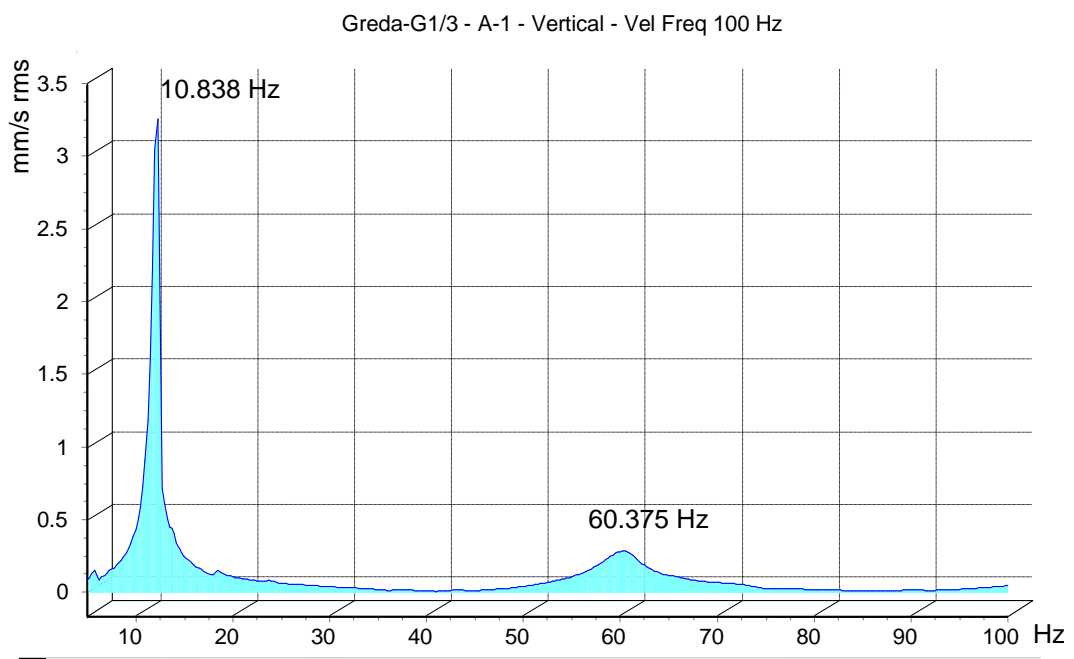
Slika F.3. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A1 nosača 2



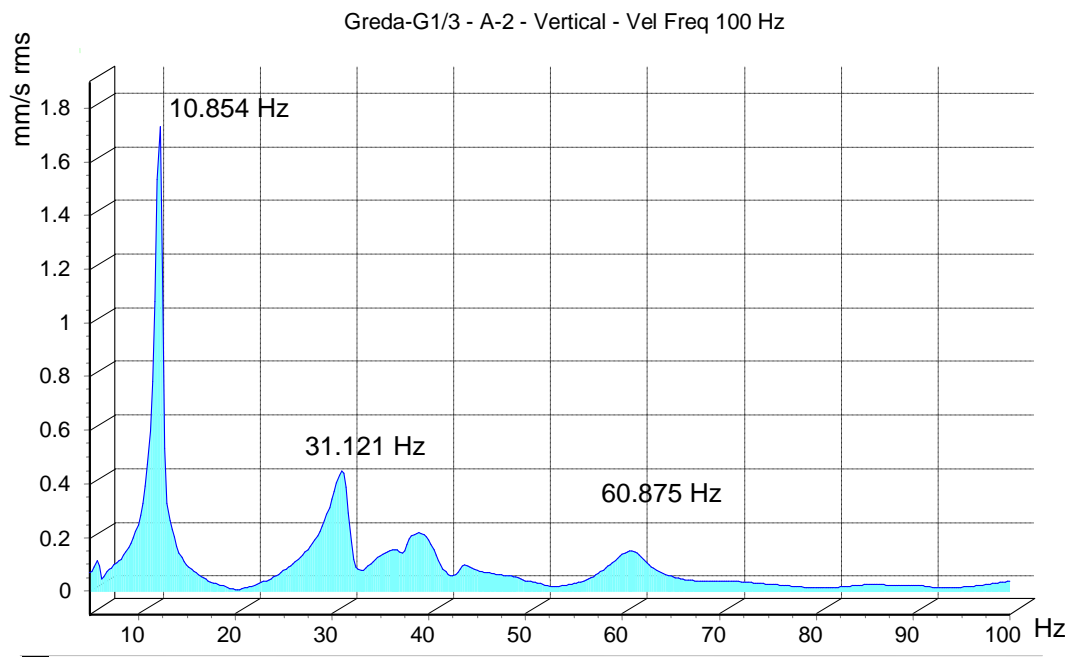
Slika F.4. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A2 nosača 2



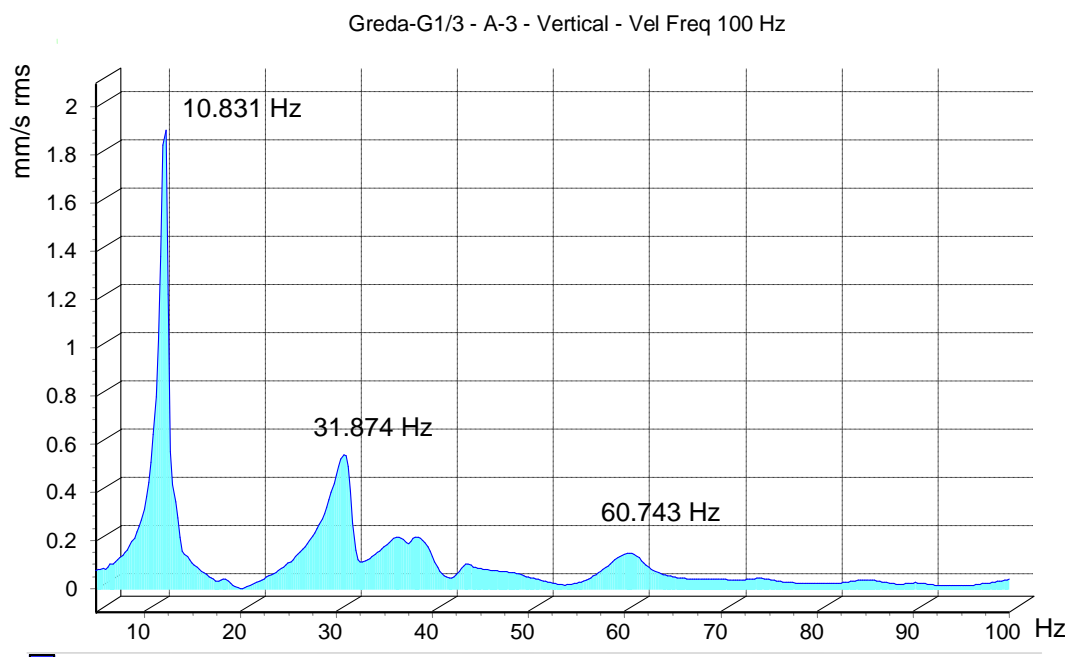
Slika F.5. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A3 nosača 2



Slika F.6. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A1 nosača 3



Slika F.7. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A2 nosača 3



Slika F.8. Frekventni spektar snimljen na mernom mestu A3 nosača 3

LITERATURA

Abd. Ghafar N.H.: Forced vibration testing on LVL-concrete composite floor systems, 7th Fib PhD Symposium in Stuttgart, Germany, pp. 1-6, 2008.

Abd. Ghafar N. H., Deam B. L., Fragiaco M. and Buchanan A.: Vibration performance of LVL-concrete composite floor systems, 10th World Conference on Timber Engineering WCTE 2008, Miyazaki, Japan, 2008.

Allen D.E.: Building vibrations from human activities, American Concrete Institute, Concrete International: Design and Construction, vol. 12, no. 6, pp. 66-73, 1990.

Allen D.E. & Murray T.M.: Vibration of composite floors, Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation, American Society of Civil Engineers, California, 1993.

Allen D.E. & Pernica G.: Control of floor vibration, Construction Technology, no. 22, 1998

Ascent software reference guide, Commtest Instruments Ltd, Christchurch, New Zealand, 2007

Bachmann H. & Ammann W.: Vibrations in structures induced by man and mechanics, IABSE – AIPC – IVBH, Switzerland, 1987.

Brownjohn J.M.W.: Energy dissipation from vibrating floor slabs due to human-structure interaction, Shock and Vibration, vol. 8, pp. 315-323, 2001.

Brčić V.: Dinamika konstrukcija, Građevinska knjiga, Beograd, 1978.

Ceccotti A.: Timber-Concrete Composite Structures, Timber Engineering-Step 2, chapter E13/1-E13/12, Centrum Hout, The Netherlands, 1995.

Ceccotti A., Fragiaco M. and Giordano S.: Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in collection, Materials and Structures, 2007.

Chien E.Y.L. & J. Richie K.: Design and construction of composite floor systems, Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, 1984.

Crocetti R., Sartori T. and Flansbjerg M.: Timber-concrete composite structures with prefabricated frc slab, 11th World Conference on Timber Engineering WCTE 2010, Riva del Garda, Italy, 2010.

Davison J.B.: Composite floors, Composite Construction, D. A. Nethercot, London, Spon Press, 2003.

Dolan J.D., Murray T.M., Johnson H., Runte D. & Shue B.C.: Preventing annoying wood floor vibrations, J. Struct Eng., ASCE, vol. 15, no. 1, pp. 19-24, 1999.

Ebrahimpour A. & Sack R.L.: A review of vibration serviceability criteria for floor structures, Computers and Structures, vol. 83, pp. 2488-2494, 2005.

Elnimeiri M. & Iyengar H.: Composite floor vibrations: Predicted and measured, Steel Structures, San Francisco, CA, USA, American Society of Civil Engineers, 1989.

Evrokod 2 – Proračun betonskih konstrukcija – Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, EN 1995-1-1:2004, Beograd, 2006.

Evrokod 4 – Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona – Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, EN 1994-1-1:2004, Beograd, 2006.

Evrokod 5 – Proračun drvenih konstrukcija – Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, EN 1995-1-1:2004, Beograd, 2009.

Farrar C.R. & Juaragui D.: Damage detection algorithms applied to experimental and numerical modal data from the I-40 Bridge, Los Alamos National Laboratory, Los Alamos, New Mexico, US, 1996.

Fragiacomo M., Amadio C., ASCE M. & Macorini L.: Finite-element model for collapse and long-term analysis of steel-concrete composite beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 130, no. 3, pp. 489-497, 2004.

Gerber C., Crews K. & Sigrist C.: Investigation of the ultimate behaviours and FEA of wood stressed-skin panels, Third international structural engineering and construction conference, Shunan, Japan, 2005.

Girhammar U. A. and Pan D. H.: Dynamic analysis of composite members with interlayer slip, International Journal of Solids and Structures, vol. 30, No. 6, pp. 197-823, 1993.

Girhammar U. A., Pan D. H. and Gustafsson A.: Exact dynamic analysis of composite beams with partial interaction, *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 51, pp. 565–582, 2009.

Hanes, R.M.: Human sensitivity to whole-body vibration in urban transportation systems: A literature review, Applied Physics Laboratory, the John Hopkins University, Silver Springs, MD, 1970.

Hicks S.: Vibration characteristics of steel-concrete composite floor systems, *Prog. Struct. Engineering Materials*, vol. 4, pp. 21-38, 2004.

Huang C.W. and Su Y.H.: Dynamic characteristics of partial composite beams, *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 8, No. 4, pp. 665–685, 2008.

ISO 2631-2: Evaluation of human exposure to whole-body vibration, Part 2: Continuous and shock-induced vibration in buildings, International Organization for Standardization, Switzerland, 1989.

John S., Nebel B., Perez N. & Buchanan A.: Environmental impacts of multi-storey buildings using different construction materials, Research Report, 2008.

Korvald Skaare M.: Vibrations in Composite Timber-Concrete Floor Systems, Master thesis, Norwegian University of Science and Technology, Norway, 2013.

Kreuzinger H.: Mechanically jointed beams and columns, In H. J. Blass, P. Aune, B. S. Choo, R. Görlacher, D. R. Griffiths and B. H. Hilson, editors, *Timber Engineering-STEP 1*, chapter B11, Centrum Hout, The Netherlands, 1994.

Linden M.V.D.: Timber-concrete composite beams, *HERON*, vol. 44, no. 3, pp. 25, 1999.

Lukaszewska E.: Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors, PhD thesis, University of Lulea, Sweden, 2009.

Maurenbrecher P.M.: Induced vibrations from buildings: from people to earthquakes, Delft, Delft University of Technology, Faculty of Applied Earth Sciences: 1-1, 1997.

McCullough C. B.: Oregon tests on composite (timber-concrete) beams, *Journal of the American Concrete Institute*, 1943.

Murray, T.M.: Acceptability criterion for occupant-induced floor vibrations, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction Inc., vol. 18, no. 2, 1981.

Murray T.M.: Floor vibration in buildings-design method, Australian Institute of Steel Construction, Australia, 1990.

Murray T.M.: Building floor vibrations, T.R. Higgins lectureship paper presented at the AISC National Steel Construction Conference, Washington, D.C., 1991.

Murray T.M., Allen D.E. & Ungar E.E.: Steel Design Guide Series 11: Floor vibrations due to human activity, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, USA, 2003.

Naeim, F.: Design practice to prevent floor vibrations, Steel Tips, S.S.E. Council, 1991.

NBC: Serviceability criteria for deflections and vibration, Chapter 4: Commentaries on Part 4, Commentary A, National Building Code of Canada, National Research Council of Canada, Ottawa, 1990.

Nor Hayati A.G., Deam B. & Fragiacomio M.: Dynamic measurements of LVL-concrete composite floors, 13th Asia Pacific Vibration Conference, University of Canterbury, New Zealand, pp. 1-8, 2009.

Ollgard J.G., Slutter R.G. & Fischer J.W.: Shear strength of stud connectors in lightweight and normal concrete, AISC Eng. J., vol. 8, pp. 55-64, 1971.

Planinc I., Schnabl S., Saje M., Lopatic J. & Cas B.: Numerical and experimental analysis of timber composite beams with interlayer slip, Engineering Structures, vol. 30, pp. 11, 2008.

Reiher H. & Meister F.J.: The effect of vibration on people, Translated from Forsch. Geb.Ing. Wes: vol. 2, no. 11, pp. 381-386, by U. S. Air Material Command. Translation F-TS- 616-RE.Wright Field, Ohio, AMC, 1946, original 1931.

Richart F. E. and Williams C. B: Tests of composite timber-concrete beams, Journal of the American Concrete Institute, 1943.

Rijal R., Samali B. & Crews K.: Dynamic performance of the timber-concrete composite flooring systems, Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials (ACMSM) 21, Melbourne, Australia, 2010.

Rijal R: Dynamic Performance of Timber and Timber-Concrete Composite Flooring Systems, PhD thesis, University of Technology, Sydney, 2013.

Smith I. & Chui Y.H.: Design of lightweight wooden floors to avoid human discomfort, Can J Civ Eng., vol. 15, pp. 254-262, 1988.

SRPS EN 206-1 – Beton – Deo 1: Specifikacija, performanse, proizvodnja i usaglašenost, 2011.

SRPS EN 338 – Konstrukcijsko drvo – Klase čvrstoće, 2012.

SRPS EN 408 – Drvene konstrukcije — Konstrukcijsko drvo i lepljeno lamelirano drvo — Određivanje fizičkih i mehaničkih svojstava, 2014.

SRPS EN 1194 – Drvene konstrukcije — Lepljeno lamelirano drvo — Klase čvrstoće i određivanje karakterističnih vrednosti, 2012.

SRPS EN 14081-1 – Drvene konstrukcije — Klasiranje prema čvrstoći konstrukcijskog drveta pravougaonog poprečnog preseka — Deo 1: Opšti zahtevi, 2012.

SRPS EN 26891 – Drvene konstrukcije - Spojevi ostvareni mehaničkim spojnim sredstvima - Opšti principi za određivanje čvrstoće i deformacijskih svojstava, 2012.

Stevanović B.: Analysis of Composite Timber-Concrete Structures, Doctoral thesis, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, 2003.

Stevanović B.: Eksperimentalna i teorijska analiza spregnutih nosača drvo-beton izvedenih mehaničkim spojnim sredstvima, Materijali i konstrukcije, vol. 47, no. 1-2, pp. 29-46, 2004.

VB 2000 Instrument reference guide, Commtest Instruments Ltd, Christchurch, New Zealand, 2006

Web stranica: www.sciencedirect.com

Williams M.S. & Waldron P.: Evaluation of methods for predicting occupant-induced vibrations in concrete floors, The Structural Engineer, vol. 72, no. 20, pp. 334-340, 1994.

Wyatt T.A.: Design guide on the vibration of floors, SCI Publication 076: Steel construction Institute, Construction Industry Research and Information Association, UK, 1989.