

## Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovska 3, 1000 Ljubljana, telefon/faks 01 422 4622 v sodelovanju z Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije (MSG IZS), ob podpori Javne agencije za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani in Zavoda za gradbeništvo Slovenije

## Izdajateljski svet:

ZDGITS: mag. Andrej Kerin  
izr. prof. dr. Matjaž Mikoš  
Jakob Presečnik  
MSG IZS: Gorazd Humar  
mag. Črtomir Remec  
doc. dr. Branko Zadnik  
FGG Ljubljana: doc. dr. Marijan Žura  
FG Maribor: Milan Kuhta  
ZAG: prof. dr. Miha Tomažević

## Glavni in odgovorni urednik:

prof. dr. Janez Duhovnik

## Sodelavec pri MSG IZS:

Jan Kristjan Juteršek

## Lektorica:

Alenka Raič Blažič

## Lektorica angleških povzetkov:

Darja Okorn

## Tajnica:

Anka Holobar

## Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

## Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočeovski tisk

## Naklada:

3000 izvodov

Podatki o objavah v reviji so navedeni v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA (The Int. Construction Database) ter na

<http://www.zveza-dgits.si>

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5500 SIT; za študente in upokojene 2200 SIT; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 40.687,50 SIT za en izvod revije; za naročnike iz tujine 80 EUR. V ceni je všteti DDV.

## Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:

02017-0015398955

## Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

- Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
- Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
- Besedilo prispevkov mora biti napisano v slovenščini.
- Besedilo mora biti izpisano z znaki velikosti 12 pik z dvojnimi presledkom med vrsticami.
- Prispevki morajo imeti naslov, imena in priimke avtorjev ter besedilo prispevka.
- Besedilo člankov mora obvezno imeti: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); oznako ali je članek strokoven ali znanstven; nazive, imena in priimke avtorjev ter njihove naslove; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; naslov SUMMARY, in povzetek v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ..., naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so dodatki označeni še z A, B, C, itn.
- Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni.
- Slike, preglednice in fotografije morajo biti omenjene v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino. Vse slike in fotografije v elektronski obliki (slike v običajnih vektorskih grafičnih formatih, fotografije v formatih .tif ali .jpg visoke ločljivosti) morajo biti v posebnih datotekah, običajne fotografije pa priložene.
- Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
- Kot decimalno ločilo je treba uporabiti vejico.
- Uporabljen in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki: (priimek prvega avtorja, leto objave). V istem letu objavljena dela istega avtorja morajo biti označena še z oznakami a, b, c, itn.
- V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela opisana z naslednjimi podatki: priimek, ime prvega avtorja (lahko okrajšano), priimki in imena drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
- Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
- Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGG, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA oz. janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V spremnem dopisu mora avtor članka napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren. Prispevke je treba poslati v enem izvodu na papirju in v elektronski obliki v formatu MS WORD in v 8. točki določenih grafičnih formatih.

Uredništvo

# Vsebina • Contents

## ZA UVAJANJE EVROKODOV

### Uvodnik

stran **198**

prof. dr. Janez Duhovnik  
**SPREMEMBE**

### Članki • Papers

stran **199**

prof. dr. Miha Tomaževič, univ. dipl. inž. grad.

#### **ZIDANE KONSTRUKCIJE IN RAZISKAVE ZA UVAJANJE EVROKODOV**

MASONRY STRUCTURES AND RESEARCH FOR IMPLEMENTATION  
OF EUROCODES



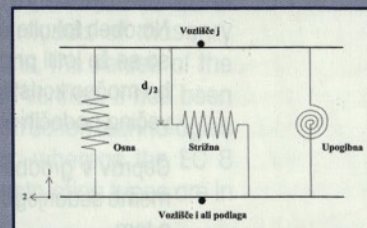
stran **210**

David Koren,

doc. dr. Boštjan Brank, univ. dipl. inž. grad.

#### **MODELIRANJE IN ANALIZA LESENIH ŽEBLJANIH NOSILCEV**

MODELING AND ANALYSIS OF TIMBER NAILED BEAMS



### Obvestilo diplomantom FGG UL

### Koledar prireditev

J. K. Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

Slika na naslovnici: Preskus zidane konstrukcije na potresni mizi v ZAG, foto Mojca Mušič

## SPREMEMBE

V nekaj letih bomo gradbeniki pri svojem delu doživeli pomembne spremembe. Dve med njimi sta uvedba evrokodov – evropskih standardov za konstrukcije in bolonjska reforma visokošolskega študija. Obe bosta pomembno vplivali na bodočo mednarodno primerljivost in konkurenčnost našega gradbeništva.

Evrokodi so evropski standardi za nosilne gradbene konstrukcije, ki so nastajali več desetletij in jih sedaj uvajajo v vseh evropskih državah. Te jih morajo dopolniti z nacionalnimi dodatki in večina jih mora tudi prevesti v svoje uradne jezike, ker jih evropska organizacija za standardizacijo izdaja le v angleščini, nemščini in francoščini. Za Slovenijo kot majhno državo je vložek pri uvajanju evrokodov v primerjavi z večjimi državami sorazmerno velik, izogniti pa se mu ne moremo. Zavedati se moramo, da so imele večje države neprimerljivo večje stroške s pripravo evrokodov, pri kateri smo Slovenci z redkimi izjemami stali ob strani in čakali na končni rezultat.

Ker je del vsakega gradbenega objekta tudi nosilna konstrukcija, so evrokodi pomembni za vse udeležence pri graditvi objektov. Nanašajo se na mehansko trdnost in stabilnost ter deloma na požarno varnost konstrukcij. V celoti jih bodo morali poznati projektanti, nadzorniki in inšpektorji, ne dosti manj pa tudi izvajalci in svetovalci investitorjev. Le tako bo zagotovljeno, da bodo novi objekti v predvideni življenjski dobi zanesljivi, kar pomeni varni, trajni in uporabni.

Evrokodi so bili pri nas predpisani s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov, kar pomeni, da so postali obvezni. Zato gradbeniki upravičeno pričakujemo, da jih bomo lahko brali v slovenščini in da bo dostop do njih kar najbolj sodoben in poceni.

Evrokodi so izjemno obsežni standardi, v katerih je vgrajeno najsodobnejše znanje, katerega osnove so zapisane v številnih spremljajočih dokumentih. Razumevanje evrokodov v celoti in njihova smotrna uporaba sta mogoči le, če osvojimo to znanje. Osvajanje tega znanja pa je tudi del bolonjske reforme.

Bolonjska reforma visokošolskega študija je bila sicer zamišljena zaradi številnih drugih razlogov, njen najpomembnejši rezultat pa je lahko tudi izrazitejša vsebinska posodobitev študijskih programov, ki jo terja razvoj gradbeništva in drugih strok.

Na obeh fakultetah, na katerih poteka v Sloveniji študij gradbeništva in z njim povezanih strok, so se že lotili priprav za uvedbo novih študijskih programov po bolonjskih načelih. Pri tem jim bo močno koristilo sodelovanje strokovnjakov iz prakse, za katero naj bi se izobraževala velika večina bodočih študentov.

Čeprav v gradbeništvu kot najstarejši tehnični stroki ni mogoče pričakovati drastičnih sprememb sedanjega nabora študijskih usmeritev, je pri bolonjski reformi treba dobro premisliti tudi o tem.

Kako bosta uvedba evrokodov in bolonjska reforma visokošolskega študija vplivali na naše strokovno delo, je odvisno predvsem od nas samih. Če bomo dejavno sodelovali pri njunem izvajanju, lahko računamo na povečanje konkurenčnosti našega gradbeništva in na izboljšanje položaja gradbeniških poklicev ter podjetij v družbi. To bo omogočilo nadaljnji razvoj gradbeništva, ki bo tako sposobno graditi zanesljive objekte. Ti so nujni za razvoj celotne družbe, zato je naša odgovornost še toliko večja.

**prof. dr. Janez Duhovnik**

# ZIDANE KONSTRUKCIJE IN RAZISKAVE ZA UVAJANJE EVROKODOV MASONRY STRUCTURES AND RESEARCH FOR IMPLEMENTATION OF EUROCODES

prof. dr. Miha Tomažević, univ. dipl. inž. grad.,  
dr. Vlatko Bosiljkov, univ. dipl. inž. grad.,  
mag. Polona Weiss, univ. dipl. inž. grad.,  
Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana  
miha.tomazevic@zag.si

Znanstveni članek

UDK 699.841: 624.012: 624.042 EC8

**Povzetek** | Prispevek povzema rezultate eksperimentalnih raziskav obnašanja ne-armiranih zidanih konstrukcij pri potresni obtežbi. Na večjem številu zidov smo raziskovali vpliv načina zapolnitve navpičnih reg in robustnosti opečnih votlakov na nosilnost in deformabilnost, na seriji modelov hiš z nearmiranim in s povezanim zidovjem, ki smo jih preiskali na potresni mizi, pa smo ugotavljali primernost vrednosti faktorja obnašanja konstrukcije  $q$ , ki jih za zidane konstrukcije predlaga standard Evrokod 8. Rezultati izvedenih raziskav nakazujejo, da so za uporabo novih tehnologij zidanja in posebnih oblik votlih zidakov na potresnih območjih potrebne skrbne omejitve, medtem ko so se v EC 8 predlagane vrednosti faktorja obnašanja konstrukcije za zidane konstrukcije preiskane zasnove zaenkrat izkazale kot primerne.

**Summary** | The results of experimental research in seismic behaviour of unreinforced masonry structures, recently carried out at ZAG, are summarised. A series of masonry walls have been tested to study the effect of different types of the filling of the vertical joints and of the influence of robustness of hollow ceramic masonry units on the lateral load-bearing and deformability capacity. On a series of models of masonry houses, built in plain and confined masonry construction systems, the values of the structural behaviour factor  $q$ , proposed by Eurocode 8, have been verified. It has been found out that careful limitations are needed for the use of new construction technologies and hollow masonry units of specific shapes in seismic zones, whereas the EC 8 proposed values of the behaviour factor for the specific tested construction types are in good correlation with the experimental results.

## 1 • UVOD

Projektiranje in gradnja konstrukcij danes urejajo evropski standardi, evrokodi, ki so z nedavno sprejetim Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov (Pravilnik, 2005) tudi pri nas že uvedeni v uporabo. Pravila za zidane konstrukcije določa Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila za armirane in nearmirane zidane konstrukcije (EC 6), (CEN, 2004). Na

potresnih območjih veljajo dodatne zahteve in pravila, ki jih določa Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila, potresna obtežba in pravila za stavbe (EC 8), (SIST, 2005). Določila EC 8 so v večini primerov strožja od določil EC 6. Na področju zidanih konstrukcij so evrokodi mešanica tisočletne tradicije in izkušenj ter modernih znanstvenih izsledkov. To se najbolj

kaže v delitvi zidanih konstrukcij na enostavne, katerih nosilnosti in stabilnosti ni treba dokazovati z računom, ter vse ostale, pri katerih v računskem dokazovanju uporabljamo enaka načela in metode kot pri konstrukcijah iz drugih materialov. Med takšne zidane konstrukcije spadajo pravzaprav vse fiste, ki ne izpolnjujejo zahtev za enostavne. Evrokodi zidanim konstrukcijam ne postavljajo posebnih omejitev. Te postavljajo že same mehanske lastnosti materialov, ki omejujejo nosilnost in stabilnost zidanih konstrukcijskih sistemov, kar vse računsko preverimo. Izjema

so navadne, nearmirane zidane konstrukcije: njihova gradnja na območjih, kjer je potresna nevarnost večja od postavljene meje, enostavno ni dopustna.

Evrokodi nekatera ključna določila podajajo le v splošni obliki oziroma v obliki priporočil, nacionalnim dodatkom pa je prepuščena končna odločitev v skladu s pogoji in posebnostmi posamezne države članice EU. Za zidane konstrukcije so še posebej pomembna določila glede:

- tipa zidakov, ki zagotavljajo ustrezno robustnost,
- alternativnih vrst zidarskih zvez (izvedbe navpičnih reg). EC 8 dopušča načine zidanja z delno zapolnjenimi regami ali s suhimi regami na pero in utor,
- maksimalne vrednosti projektnega pospeška tal na območju, na katerem še lahko zidamo navadne nearmirane zidane konstrukcije,
- vrednosti faktorja obnašanja konstrukcije  $q$  (faktorja redukcije potresnih sil) za posamezne sisteme zidanih konstrukcij.

Razumljivo je, da se o ustreznosti izbire tipa in vrste zidaka oziroma načina zidanja, pa tudi o velikosti mejnih vrednosti parametrov, ki jih potrebujemo pri računskem preverjanju potresne odpornosti, ne moremo odločiti drugače kot na podlagi eksperimentalnih raziskav in parametričnih študij. Neodgovorno bi bilo predpisovati omejitve samo na podlagi občutka ali interesov fistih, ki bi zahteve želeli omiliti ali celo odpraviti oziroma onih, ki bi pogoje za zidanje želeli zaostri.

Gradnja nosilnih zidanih konstrukcij je pri nas po slabih izkušnjah po potresih že nekaj desetletij omejena na individualno gradnjo, pritrilčne in enonadstropne hiše. Nosilni sistemi večnadstropnih stavb so armirano-betonski, zidaki pa se uporabljajo le za zidanje polnilnih zidov in predelnih sten. Da bi

osvojila svoj delež tudi pri gradnji nosilnih konstrukcij večnadstropnih stavb, opekarstva industrija racionalizira porabo materialov, poenostavlja tehnologijo zidanja in izboljšuje gradbeno-fizikalne in trdnostne lastnosti zidakov. Medtem ko ne še tako dolgo tega nismo imeli težav z robustnostjo oziroma krhkostjo zidakov, in je bilo samoumevno, da se na potresnih območjih lahko zida samo tako, da se navpični stiki med zidaki v celoti zapolnijo z malto, je danes drugače.

Nekatere indikativne raziskave pa so pokazale, da so novosti, ki so bile večinoma razvite v deželah, kjer ni potresne nevarnosti oziroma je le-ta majhna, manj primerne za zidanje na potresnih območjih. Tako so raziskave opozorile, da se preveč izvotljeni opečni votlaki s tankimi stenami in z dodatno poroziranim osnovnim materialom, toplotno sicer ugodni in dovolj trdni za prevzem navpičnih obremenitev, lahko med delovanjem potresne obtežbe lokalno krhko porušijo. To spremeni mehanizem obnašanja zidane konstrukcije med potresom, zato enačbe, na podlagi katerih je bila zidana konstrukcija dimenzionirana in ki so bile izpeljane s predpostavko, da so zidaki trdni, ne veljajo več. Tudi v primeru, ko se namesto klasičnega načina zidanja, pri katerem so navpične rege zapolnjene z malto, uporabijo alternativni načini, so nekatere raziskave pokazale, da morebitnega soglasja za uporabo ne gre dati brez omejitev, saj način zidanja lahko močno vpliva na homogenost zidovja in s tem tudi na mehanske lastnosti in obnašanje zidov pri potresni obtežbi.

Tudi za preverjanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij so bile razvite nove metode. Da bi izkoristili prednost teh metod in izkoristili razpoložljive sposobnosti konstrukcije glede nosilnosti in deformabilnosti, ne da bi tvegali zmanjšanje dogovorjene stopnje varnosti kon-

strukcije in obsega poškodb, je treba določiti realistične vrednosti faktorjev, s katerimi reduciramo potresne sile. Uporaba teh faktorjev, s katerimi implicitno upoštevamo dejansko sposobnost konstrukcije, da med pričakovanim potresom sipa energijo, nam omogoči, da za preverjanje potresne odpornosti uporabljamo enostavne metode teorije elastičnosti in ne zaenkrat še vedno nepraktičnih, zamudnih in težko razumljivih nelinearnih metod.

Zato EC 8, ki se tehnološkemu razvoju na področju zidanih konstrukcij seveda ni mogel izogniti, novosti in izboljšav načelno ne prepoveduje. Tako ne omejuje več voflavosti in oblike zidakov, pač pa le določa, da morajo imeti zidaki ustrezno robustnost. V nasprotju z dosedaj uveljavljeno prakso, da morajo biti na potresnih območjih vse navpične rege v celoti zapolnjene z malto, dopušča tudi alternativne načine zidanja z delno zapolnjenimi regami ali s suhimi regami na pero in utor. Nalaga pa nacionalnim dodatkom, da pogoje in možnost uporabe zidakov in sistemov zidanja v posameznih državah natančneje opredelijo. Prav tako nalaga nacionalnim dodatkom, da opredelijo mejno vrednost računskega pospeška tal (vrednost z upoštevanjem vpliva temeljnih tal  $a_g S$ ), do katere je dovoljeno zidati nearmirane zidane konstrukcije  $a_{g, um}$ .

V tem prispevku ne bomo razpravljali o vsebini evrokodov, pač pa bomo na kratko povzeli nekaj rezultatov raziskav, ki smo jih v zadnjem času izvedli na Zavodu za gradbeništvo Slovenije in ki bodo podlaga za nekatera določila in vrednosti, ki jih mora opredeliti nacionalni dodatek glede robustnosti zidakov, načina zidanja in faktorja obnašanja  $q$ . Rezultate parametričnih študij za določitev mejne vrednosti računskega pospeška tal za uporabo nearmiranega zidovja pa bomo predstavili, ko bodo raziskave končane.

## 2 • ROBUSTNOST VOTLAKOV IN NAČIN ZIDANJA

Da bi na eni strani raziskali vpliv različnih načinov izvedbe navpičnih reg na obnašanje zidov pri potresni obtežbi, na drugi strani pa preverili, ali so opečni votlaki, ki po voflavosti in obliki predstavljajo ponudbo na trgu, dovolj robustni, smo nedavno preiskali večje število zidov. Z raziskavo (Bosiljkov, 2004), o kateri smo sicer že poročali (Tomažević, 2004), zaradi prezgodnje lokalne krhke porušitve zidakov nismo mogli ugotoviti vpliva načina

zapolnitve reg na nosilnost in samo obnašanje zidov pri potresni obtežbi. Da bi ugotovili, v kolikšni meri na neugodno obnašanje zidakov lahko vpliva oblika zidu, smo raziskavo dopolnili s preizkusom nove serije bistveno daljših zidov (Bosiljkov, 2006). V obeh primerih smo glede na dimenzije preizkusnih zidov pričakovali strižno porušitev, ki je osnovni porušni mehanizem pri navadnih nearmiranih zidanih konstrukcijah.

V prvem delu raziskave smo preiskali zidove, ki so bili dolgi 1000 mm, visoki 1500 mm in debeli 300 mm, tj. zidove z razmerjem oblike višina/dolžina  $h/l = 1,5$ . Za zidanje smo uporabili opečne votlake razreda M10, ki so bili v osnovni obliki (razporeditev lukenj, debelina sten in reber) enaki pri vseh tipih zidov (slika 1) z izjemo navpične stranice, ki je bila prilagojena načinu zapolnitve navpične rege. Med seboj smo primerjali obnašanje zidov, pri katerih smo navpične rege izvedli (slika 2):

- kot polno zapolnjene z malto (zidovi tipa BN – referenčni zidovi),

- kot suhe, nezapolnjene (zidovi tipa BG),
- kot deloma zapolnjene z malto v žepih (zidovi tipa BP),
- kot suhe, s stikom zidakov na pero in utor (zidovi tipa BZ).

Za zidanje preizkusnih zidov smo uporabili navadno malto razreda M5, zidove pa sezidali na armiranobetonskih podstavkih. Sezidali in preiskali smo po šest enakih preizkušancev vsakega tipa, po tri na tlačno in po tri na

kombinirano tlačno in ciklično delujočo vodoravno obtežbo.

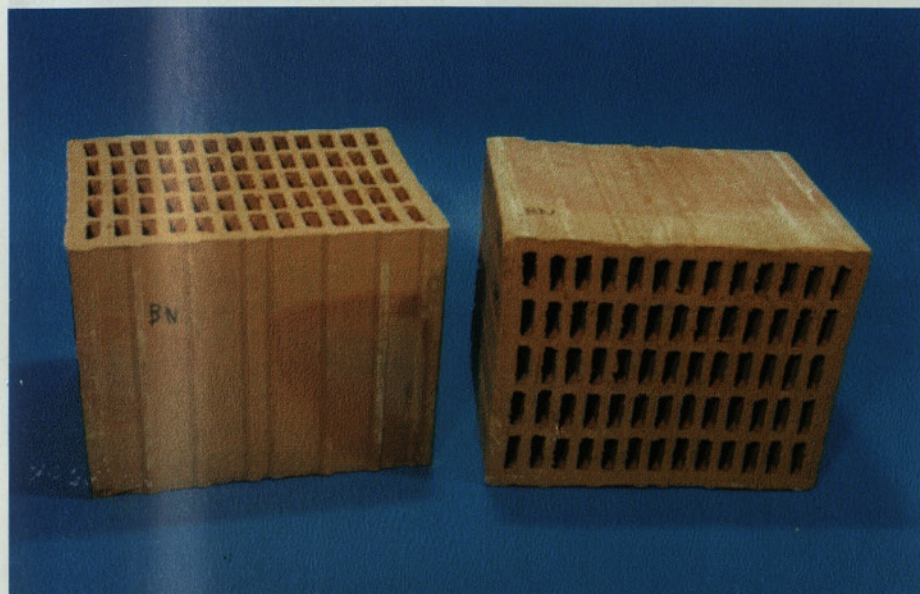
V drugem delu raziskave smo preiskali zidove, ki so bili dolgi 2500 mm, visoki 1750 mm in glede na za zidanje uporabljene zidake debeli 300 mm, 250 oziroma 175 mm, oziroma so imeli razmerje oblike  $h/l = 0,70$ . V primeru dolgih zidov smo za zidanje uporabili zidake, ki se dobijo na trgu in so nam jih dobavili financerji raziskave. Za neposredno primerjavo z obnašanjem zidov, preiskanih v prvem delu raziskave, smo uporabili le zidak tipa BN. V drugem delu raziskave so bile navpične rege izvedene:

- kot polno zapolnjene z malto (zidovi tipa BNW in BSW),
- kot suhe, s stikom zidakov na pero in utor (zidovi tipa BZW),
- kot suhe, s stikom zidakov na pero in utor z malto v žepih (zidovi tipa BTW).

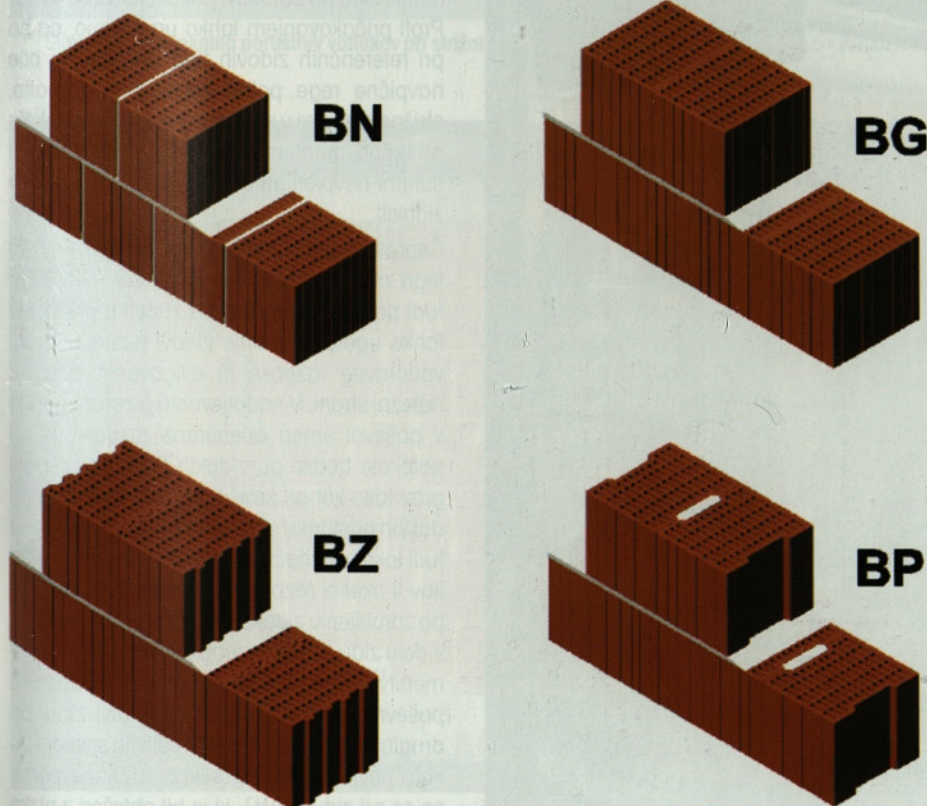
Tlačna trdnosti zidakov za zidanje zidov tipa BNW, BZW in BTW je ustrezala razredu M10, medtem ko je povprečna tlačna trdnost zidakov za zidanje zidov tipa BSW znašala 23,3 MPa. Za zidanje zidov tipa BNW in enega zidu BZW smo uporabili navadno malto razreda M5, za zidanje preostalega zidu tipa BZW in zidov tipa BTW in BSW pa lahko malto s perlitnim agregatom razreda M10. Sezidali in preiskali smo tri preizkušance tipa BNW, dva preizkušanca tipa BZW in po enega tipa BTW in BSW. Zidove smo preiskali samo na kombinirano tlačno in ciklično delujočo vodoravno obtežbo.

Glavne značilnosti zidakov, ki smo jih uporabili za zidanje preizkusnih zidov v obeh delih raziskave, navajamo v preglednici 1.

Preiskavo na potresno obtežbo smo izvedli v preizkuševalnem okviru, ki smo ga prilagodili dimenzijam preizkušancev in pričakovanim silam, potrebnim za doseganje porušitve. Vsi zidovi so bili preiskani kot navpične konzole, vpete v temelj. Med preiskavo s ciklično delujočo vodoravno obtežbo so bili zidovi obremenjeni z navpično silo, ki se med preiskavo ni spreminjala. Velikost navpične sile smo izbrali tako, da je v zidovih povzročala tlačne napetosti, ki bi nastale v zidovju stavb normalne višine. Razmerje med tlačnimi napetostmi v zidu  $\sigma_o$  in karakteristično tlačno trdnostjo zidovja  $f_k$  (predobremenitev  $\sigma_o/f_k$ ) se je gibalo med  $\sigma_o/f_k = 0,14$  do  $0,29$ , v večini primerov je bilo okrog  $\sigma_o/f_k = 0,20$ . Vodoravno obtežbo v obliki programiranih pomikov s stopnjema povečevano amplitudo je med preiskavo zidov z oblikovnim razmerjem  $h/l = 1,5$  povzročal programski hidravlični vzbujevalnik, ki je bil na eni strani pritrjen na



Slika 1 • Opečni votlaki za zidanje zidov tipa BN, BNW in BG



Slika 2 • Shematski prikaz tipičnih izvedb navpičnih reg

Tip	Trdnost* (MPa)	Faktor oblike $\delta$	Dolžina (mm)	Širina (mm)	Višina (mm)	% lukenj	Debelina (mm)	
							Stene	Rebra
BN	10,2	1,13	245	298	237	50	13,0	7,8
BG	10,2	1,13	245	298	237	50	13,0	7,8
BP	11,9	1,13	245	299	236	52	11,4	7,6
BZ	15,1	1,13	235	243	235	48	13,2	7,8
BNW	10,2	1,13	244	297	236	51	11,8	6,8
BZW	10,9	1,13	244	296	237	48	13,5	7,4
BTW	13,3	1,07	289	247	188	52	10,9	7,2
BSW	23,3	1,17	288	172	188	41	14,0	3,2

\* povprečna tlačna trdnost zidaka  $f_{b,av}$  (EN 772-1)

Preglednica 1 • Značilnosti zidakov za zidanje preiskanih tipov zidov



Slika 3 • Tipični zid z razmerjem oblike  $h/l = 0,7$  med ciklično strižno preiskavo

preizkuševalni okvir, na drugi pa s pomočjo členkastega droga v sredini višine zaključne zidne vezi pritrjen na zid. Med preiskavo daljših zidov ( $h/l = 0,7$ ) pa sta vodoravno obtežbo povzročala dva enosmerna, izmenično delujoča hidravlični bata, tudi pritrjena na preizkuševalni okvir, sila pa se je v zid vnašala preko jeklenega drogova in jarma, pritrjenega na zaključno armiranobetonsko zidno vez (slika 3). Med preiskavo so bile merjene tako sile in pomiki kot tudi deformacije zidov na kritičnih mestih.

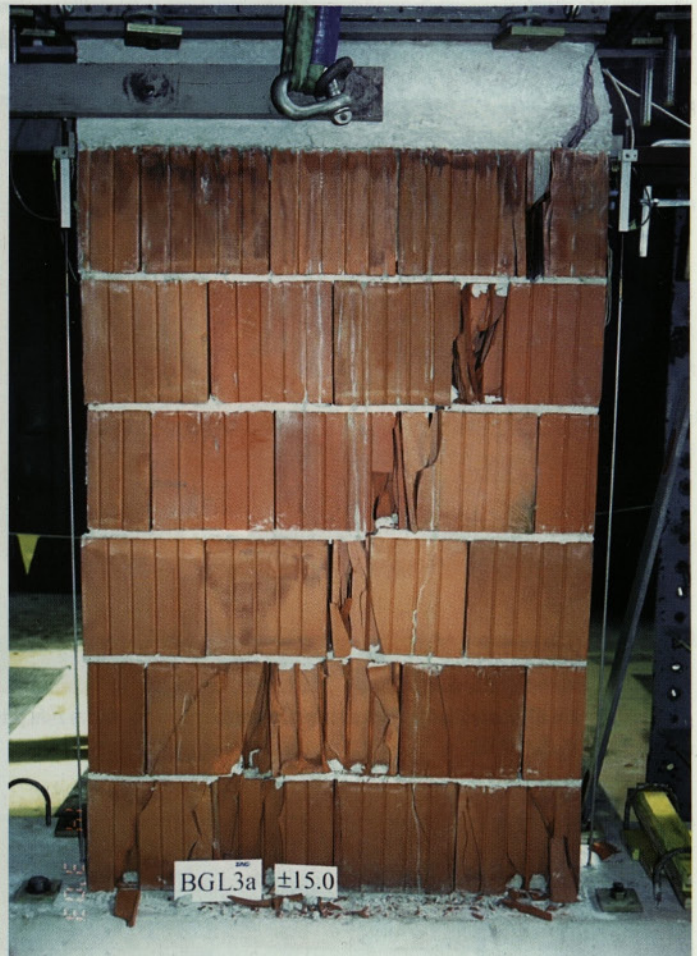
Po pričakovanju je v obnašanju prevladoval strig. V prvem delu raziskave smo predvsem zaradi geometrije preizkušancev ( $h/l = 1,5$ ), razmeroma nizkega nivoja predobremenitve in robnih pogojev (navpična konzola) na začetku lahko ugotovili tudi vrtenje zidov kot togega telesa (rocking). Zato so praviloma na začetku preiskave nastale vodoravne razpoke na natezni strani zidu na stiku s temeljnim blokom, na tlačnih vogalih pa razpoke v zidakih. Kasneje so nastale tudi značilne diagonalno usmerjene, strižne razpoke na sredini površine zidu, ki so potekale bodisi po zidakih bodisi po regah, nastanku strižnih razpok pa je kmalu sledilo tudi lokalno izbočenje sten ter drobljenje zidakov v okolici razpok. Zid se je porušil, ko so se zdrobili posamezni zidaki vzdolž razširjenih strižnih razpok. Tipično stanje zidu pri porušitvi prikazuje sliki 4 in 5. Proti pričakovanjem lahko ugotovimo, da so pri referenčnih zidovih tipa BN, kjer so bile navpične rege polno zapolnjene z malto, strižne razpoke v zgornjem delu zidu potekale po regah, medtem ko so pri zidovih tipa BG s suhimi navpičnimi stiki razpoke potekale po zidakih.

Čeprav zaradi spremenjene oblike ( $h/l = 0,7$ ) tega nismo pričakovali v tolikšni meri, smo tudi pri daljših zidovih na začetku preiskave lahko ugotovili vrtenje zidov, nastalo zaradi vodoravne razpoke in dvigovanja zidu na natezni strani. V nadaljevanju pa so se razvile v poševni smeri orientirane razpoke, ki so potekale bodisi po zidakih bodisi po regah: prav tako kot pri krajših zidovih pa je tudi pri daljših nastanku strižnih razpok kmalu sledilo tudi lokalno izbočenje sten ter drobljenje zidakov v okolici razpok. Pri nekaterih zidovih so po zdroljenju zidakov v okolici strižnih razpok v delu zidu, ki je bil izpostavljen tlačnim obremenitvam, od osrednjega dela zidu odpadli s poševno razpoko ločeni robni deli zidu, pri drugih pa se je zid med porušitvijo sesedel po večji površini prereza (sliki 6 in 7). Izjemoma so se pri zidu BNW1, ki je bil obtežen z nizko navpično obremenitvijo, med preiskavo vrteli





Slika 4 • Krhka lokalna porušitev votlakov pri strižni porušitvi zidov tipa BN



Slika 5 • Krhka lokalna porušitev votlakov pri strižni porušitvi zidov tipa BG

Slika 6 • Zid BNW1: porušitev zidu zaradi odpadlih s poševno razpoko ločenih robnih delov zidu pri predobremenitvi  $\sigma_o/f_k = 0,14$ 

sami zidaki, ki se niso lokalno zdrobili niti v zadnjih fazah preiskave (slika 8). Tipične izmerjene odvisnosti med vodoravnimi silami in pomiki zidov z razmerjem oblike  $h/l = 0,7$  so prikazane na slikah 9 in 10. Lepo se vidi, da se s povečano predobremenitvijo zidu poveča nosilnost, obenem pa močno zmanjša sposobnost deformiranja. Zaradi povečanih obremenitev postane obnašanje zidakov krhko (primerjaj tudi sliki 6 in 7).

V preglednici 2 so povzeti glavni rezultati preiskav, sile in pomiki, izmerjeni pri doseženi nosilnosti ( $H_{max}$ ,  $d_{max}$ ) in mejnem stanju porušitve ( $H_{dl}$ ,  $d_u$ ). Za lažjo primerjavo je v preglednici prikazana tudi stopnja predobremenitve (razmerje  $\sigma_o/f_k$ ), navajamo pa tudi karakteristično trdnost posameznih vrst zidovja, ki smo jo glede na to, da je za zidove z razmerjem  $h/l = 0,7$  nismo določili s preiskavami, izračunali po priporočilih EC 6 na podlagi s preiskavami določenih vrednosti trdnosti zidakov in malte.

Kot je videti, v izmerjeni nosilnosti zidov posameznih oblikovnih razmerij ni opaziti



Slika 7 • Zid BTW: drobljenje zidakov in strižna razpoka po celotnem zidu pri predobremenitvi  $\sigma_u/f_k = 0,22$



Slika 8 • Zid BNW1: detajl vrtenja posameznih zidakov pri večjih vodoravnih pomikih zidu pri predobremenitvi  $\sigma_u/f_k = 0,14$

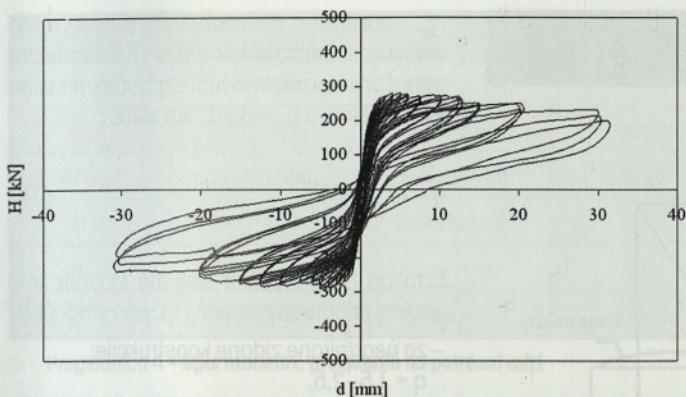
razlik, ki bi jih lahko pripisali vplivu načina zapolnjenja navpičnih reg. Razlike pripisujemo razlikam v trdnosti zidovja in velikosti predobremenitve.

Ključne parametre, indikatorje kapacitete nosilnosti in deformabilnosti, ki smo jih definirali kot razmerja med vrednostmi pomikov in nosilnosti pri različnih mejnih stanjih, kot so

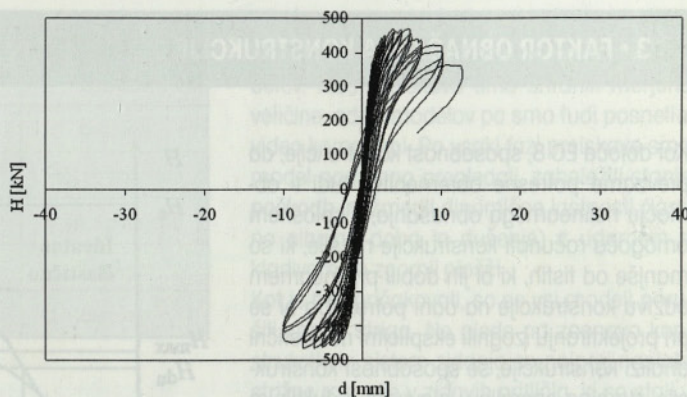
mejno stanje nastanka razpok ( $d_{cr}$ ,  $H_{cr}$ ), maksimalne odpornosti ( $d_{H_{max}}$ ,  $H_{max}$ ), in porušitve ( $d_u$ ,  $H_u$ ), navajamo v preglednici 3. Preglednica 3 pokaže, da je bilo razmerje med vodoravno silo, ki je delovala na zidove pri nastanku strižnih razpok, in maksimalno odpornostjo  $H_{cr}/H_{max}$ , z izjemo zidu BSW, blizu vrednosti 1,00. To praktično pomeni, da so

preiskani zidovi ne glede na obliko in način zapolnitve navpičnih reg dosegli svojo nosilnost v trenutku, ko so v njih nastale prve poševne strižne razpoke. Na podlagi rezultatov v preteklosti izvedenih raziskav velja splošno priznana ugotovitev, da se pri nastanku prvih strižnih razpok razmerje  $H_{cr}/H_{max}$  giblje med 0,7 in 0,8, oziroma da je izkoriščenih šele 70 %–80 % nosilnosti zidu (Tomaževič, 1999). Običajno je treba med preiskavo po nastanku prvih strižnih razpok vsiljene pomike povečati, da bi dosegli odpornost zidu. V danem primeru pa je pri povečanih amplitudah vsiljenih pomikov odpornost zidov že začela upadati. Kapaciteta deformacij preiskanih zidov, izražena z indikatorjem kapacitete deformacij glede na pomik zidov pri doseženi odpornosti in mejnemu stanju porušitve  $d_u/d_{H_{max}}$ , je pri zidovih z razmerjem oblike  $h/l = 1,5$  majhna, manjša kot so pričakovane vrednosti za običajno nearmirano zidovje. Čeprav so bili pomiki pri porušitvi razmeroma majhni, smo v vseh primerih ugotovili tudi razmeroma veliko upadanje odpornosti, tj. majhne vrednosti razmerja  $H_{du}/H_{max}$ . Glede kapacitete deformacij bistveno boljše obnašanje smo ugotovili pri daljših zidovih ( $h/l = 0,7$ ), kjer se, razen v primeru zidu BSW, vrednosti gibljejo v pričakovanem območju. Na primeru zidov BNW se jasno vidi vpliv navpičnih obremenitev.

Vse navedene ugotovitve v zvezi s parametri kapacitete nosilnosti in deformacij kažejo, da različni načini izvedbe navpičnih reg nanje niso imeli opaznega vpliva. Porušni mehanizem pri cikličnih strižnih obremenitvah je bil v vseh primerih odvisen od lokalne krhke porušitve zidakov, ki je do porušitve zidov kot celote privedla prej, preden je način zapolnitve navpičnih reg sploh lahko vplival na obnašanje. Zaradi tega raziskave niso dale odgovora na osnovno vprašanje, tj., kateri izmed načinov izvedbe navpičnih reg je primeren za gradnjo nearmiranega zidovja na potresnih območjih. Primerjava rezultatov preiskav zidov obeh geometrijskih razmerij pokaže, da mehanizem obnašanja zidov ni bil toliko odvisen od razmerja oblike zidu  $h/l$ , pač pa predvsem od nivoja obremenitve z navpično obtežbo. Edino v primeru, ko pri dolgem zidu z zapolnjenimi navpičnimi regami tlačne napetosti v zidu niso presegle 14 % tlačne trdnosti zidovja, ni prišlo do krhke lokalne porušitve zidakov, pač pa so se zidaki posamič sukali (rocking) po malti v vodoravnih regah in tako omogočili razmeroma veliko deformabilnost zidu.



Slika 9 • Zid BNW1: histerezne zanke vodoravna sila - pomik pri predobremenitvi  $\sigma_0/f_k = 0,14$



Slika 10 • Zid BNW2: histerezne zanke vodoravna sila - pomik pri predobremenitvi  $\sigma_0/f_k = 0,29$

Tip	$f_k^*$ (MPa)	$\sigma_0/f_k$	$H_{max}$ (kN)	$d_{Hmax}$ (mm)	$H_{dis}$ (kN)	$d_{dis}$ (mm)
BN	3,24	0,29	107	7,51	46	16,2
BG	3,67	0,28	99	12,4	66	14,1
BP	5,00	0,19	109	7,7	49	13,3
BZ	5,67	0,19	102	6,2	35	10,8
BNW-1	4,13	0,14	285	5,0	220	31,2
BNW-3	4,13	0,22	385	5,5	285	15,2
BZW	4,30	0,22	352	9,7	239	15,4
BTW	3,89	0,22	355	8,2	226	17,8
BSW	9,42	0,22	417	5,0	222	7,2

\* karakteristična trdnost zidovja, izračunana po enačbi  $f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3}$  ( $f_b = f_{b,av} \delta$ )

Preglednica 2 • Indikatorji kapacitete nosilnosti in deformabilnosti preiskanih tipov zidov

Tip	$\sigma_0/f_k$	$H_{dis}/H_{max}$	$H_{dis}/H_{max}$	$d_{dis}/d_{Hmax}$	$d_{dis}/d_{cr}$
BN	0,29	0,98	0,44	2,15	2,15
BG	0,28	1,00	0,66	1,13	1,13
BP	0,19	0,97	0,45	1,73	2,06
BZ	0,19	0,93	0,34	1,75	2,57
BNW-1	0,14	0,97	0,77	6,28	6,28
BNW-2	0,29	0,96	0,83	2,00	3,44
BZW	0,22	0,87	0,76	1,59	5,13
BTW	0,22	0,99	0,48	2,25	3,44
BSW	0,22	0,72	0,53	1,44	3,51

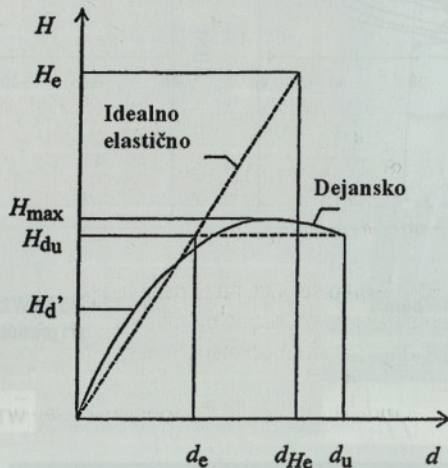
Preglednica 3 • Indikatorji kapacitete nosilnosti in deformabilnosti preiskanih tipov zidov

### 3 • FAKTOR OBNAŠANJA KONSTRUKCIJE

Kot določa EC 8, sposobnost konstrukcije, da prevzame potresne obremenitve tudi v območju nelinearnega obnašanja, v splošnem omogoča računati konstrukcije na sile, ki so manjše od tistih, ki bi jih dobili pri linearnem odzivu konstrukcije na dani potres. Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni neelastični analizi konstrukcije, se sposobnost konstrukcije, da sipa energijo v glavnem z duktilnim obnašanjem elementov in z drugimi mehanizmi (s poškodbami, vendar na predvidenem mestu in v omejenem, nadzorovanem obsegu), upošteva kar z elastično analizo na podlagi spektra odziva, reduciranem glede na elastični spekter s tako imenovanim faktorjem obnašanja  $q$ .

Na poenostavljeni, kvalitativni način je definicija faktorja obnašanja  $q$  obrazložena na sliki 11, kjer je primerjana krivulja seizmičnega odziva dejanske konstrukcije, idealizirana z linearno elastično – idealno plastično ovojnico, z odzivom popolnoma elastične konstrukcije, ki ima enake začetne togostne lastnosti.

Ker je dejanska konstrukcija sposobna sipati energijo, pri čemer se ta sposobnost izrazi z globalnim faktorjem duktilnosti  $\mu_u = d_u/d_e$ , je ni potrebno projektirati na zahtevo po nosilnosti, tj. na pričakovano elastično obtežbo  $H_e$ . Konstrukcijo projektiramo na mejno računsko obtežbo  $H_{du}$ , razmerje med obema pa imenujemo faktor obnašanja konstrukcije  $q$ :



Slika 11 • Enostavna definicija faktorja obnašanja konstrukcije  $q$

$$q = H_e/H_{du} \quad (1a)$$

Z drugimi besedami, faktor obnašanja  $q$  je približek razmerja med potresno silo, ki bi na konstrukcijo delovala, če bi bil njen odziv popolnoma elastičen, in najmanjšo potresno silo, ki jo še lahko upoštevamo pri projektiranju s konvencionalnimi elastičnimi modeli, pri čemer pa konstrukciji še lahko zagotovimo zadovoljiv odziv na potres (tj. odziv z omeje-

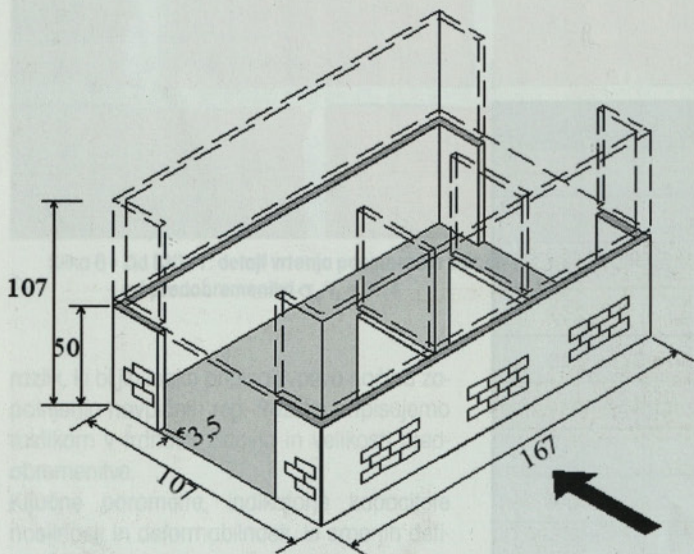
nim obsegom poškodb). Če upoštevamo definicijo, obrazloženo na sliki 11, lahko faktor obnašanja  $q$  izrazimo tudi z globalnim faktorjem duktilnosti  $\mu_u = d_u/d_e$ , kot sledi:

$$q = (2 \mu_u - 1)^{1/2} \quad (1b)$$

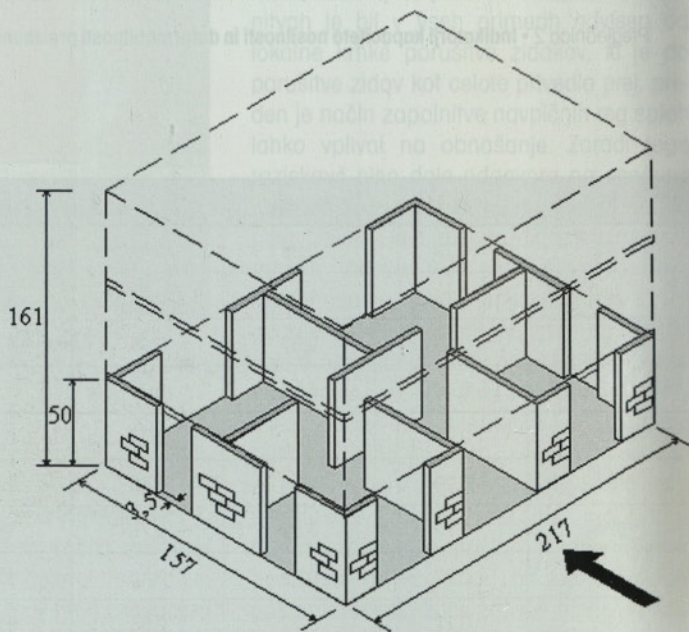
Evrokod 8 za različne sisteme zidanih konstrukcij priporoča naslednji razpon vrednosti:

- za nearmirane zidane konstrukcije:  $q = 1,5-2,5$ ,
- za povezane zidane konstrukcije:  $q = 2,0-3,0$ ,
- za armirane zidane konstrukcije:  $q = 2,5-3,0$ .

Da bi preverili v EC 8 priporočene vrednosti faktorja obnašanja konstrukcije  $q$  za zidane konstrukcije, smo na potresni mizi preiskali 6 modelov, ki so predstavljali stavbe dveh različnih zasnov, sezidanih iz dveh vrst zidakov: izsek dveetažne vrstne hiše z glavnimi nosilnimi zidovi, pravokotnimi na smer delovanja potresa (modeli M1 – slika 12) in trietažno stanovanjsko hišo z enakomerno razporejenimi nosilnimi zidovi v obeh pravokotnih smereh (modeli M2 – slika 13). V primeru vrstne hiše so bili zidovi dveh modelov delno ali v celoti povezani z navpičnimi vezmi (preglednica 4).



Slika 12 • Model vrstne hiše (mere v cm)



Slika 13 • Model stanovanjske hiše (mere v cm)

Oznaka	Tip	Material	Rega	Opomba
M1-1	vrstna hiša	kalcijev silikat	tanka	brez vezi
M1-2	vrstna hiša	opečni votlak	običajna	brez vezi
M1-1c	vrstna hiša	kalcijev silikat	tanka	vezi ob stopnišču
M1-1d	vrstna hiša	kalcijev silikat	tanka	v celoti povezana
M2-1	stan. hiša	kalcijev silikat	tanka	brez vezi
M2-2	stan. hiša	opečni votlak	običajna	brez vezi

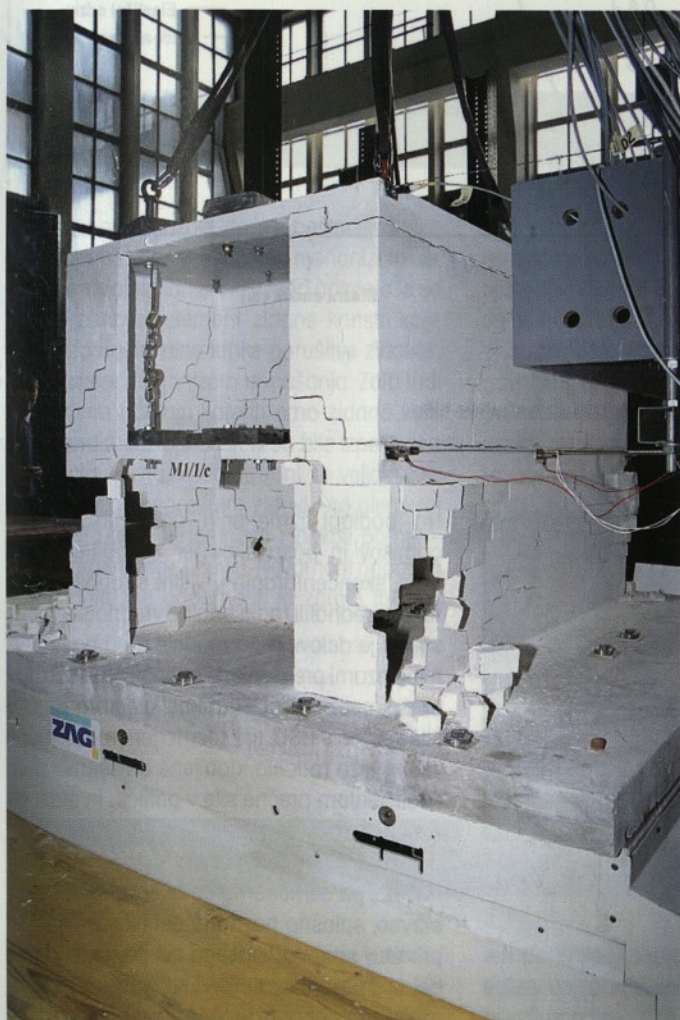
Preglednica 4 • Opis modelov, preiskanih na potresni mizi

Zaradi omejenih zmogljivosti potresne mize smo modele izdelali v merilu 1 : 5, pri čemer smo upoštevali zakone popolne modelne podobnosti. Čeprav smo s primerjavo obnašanja in rezultatov preiskav prototipnih in modelnih zidov dosegli zelo dobro ujemanje, se moramo zavedati, da lahko s preiskavo modelov zidanih stavb v majhnem merilu ugotavljamo le globalne mehanizme, ne pa obnašanja posameznih detajlov konstrukcije.

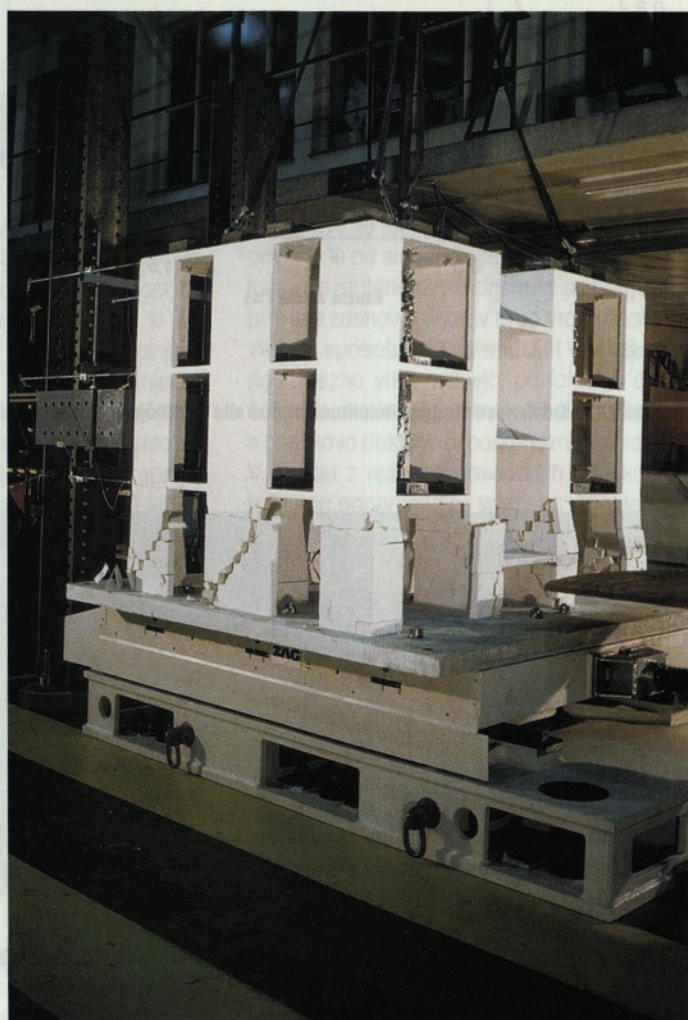
Modele smo sezidali na temeljnih ploščah, ki so služile za prenos in pritrjevanje modelov na jekleno ploščad potresne mize. Pred preiskavo smo na stropne plošče modelov pritrjili manjkajoče mase, na robovih in sredini plošč pa smo modele opremili tudi z merilniki pomikov (LVDT) in pospeškov. Za simulacijo potresa smo uporabili N-S komponento zapisa pospeškov potresa 15. 4. 1979 v Petrovcu, Črna gora, z največjim pospeškom tal

v velikosti 0,43 g. Intenziteto vzburjanja smo stopnjema povečevali vse do porušitve modelov. Med preiskavo smo shranili merjene veličine, odziv modelov pa smo tudi posneli z video kamerami. Po vsaki fazi preiskave smo model podrobno pregledali, zabeležili stanje poškodb in izmerili dinamične lastnosti (lastno nihajno dobo in dušenje) z udarcem s kladivom po zgornji plošči.

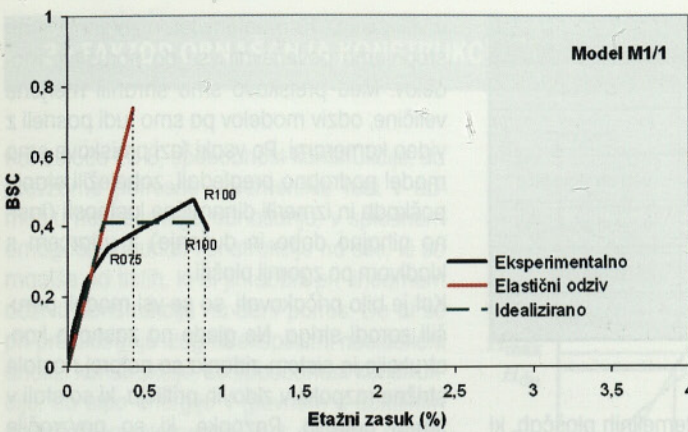
Kot je bilo pričakovati, so se vsi modeli porušili zaradi striga. Ne glede na zasnovo konstrukcije in sistem zidanja so najprej nastale strižne razpoke v zidovih pritličja, ki so stali v smeri potresa. Razpoke, ki so povzročile upadanje togosti in nosilnosti, so se razširile tudi na druge zidne elemente in povzročile porušitev konstrukcije. Model nepovezane vrstne hiše M1-1 in model stanovanjske hiše M2-1, ki sta bila sezidana z zidaki iz kalcijevega silikata v tenkoslojni malti, sta se porušila takoj po nastanku prvih poškodb, medtem ko sta ustrezna modela M1-2 in M2-2, sezidana iz zidakov, s katerimi so bili modelirani opečni



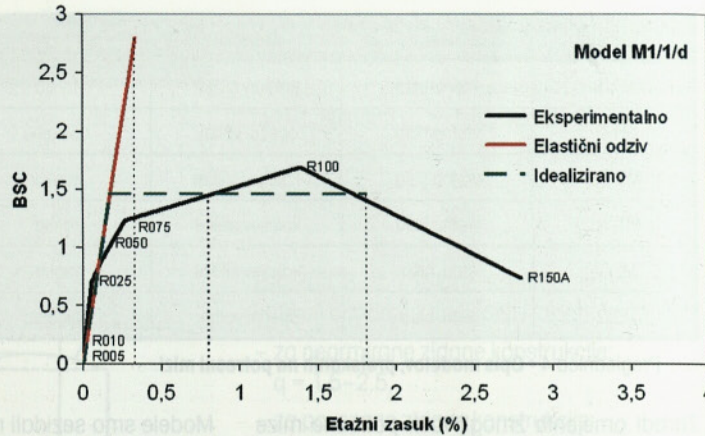
Slika 14 • Model vrstne hiše z navpičnimi vezmi M1-1c pred porušitvijo



Slika 15 • Model stanovanjske hiše M2-2 pred porušitvijo

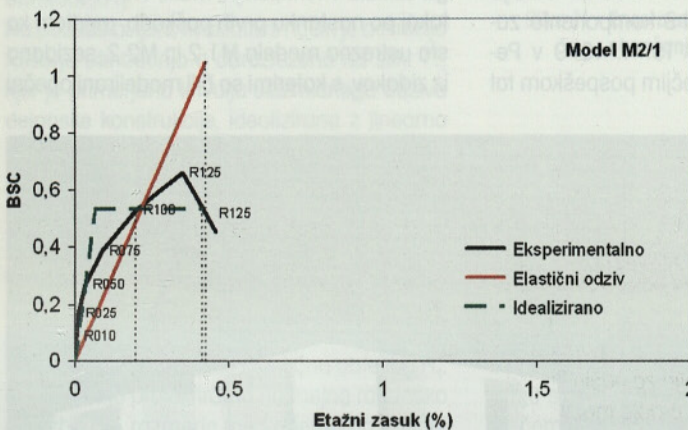


a.) Model M1/1

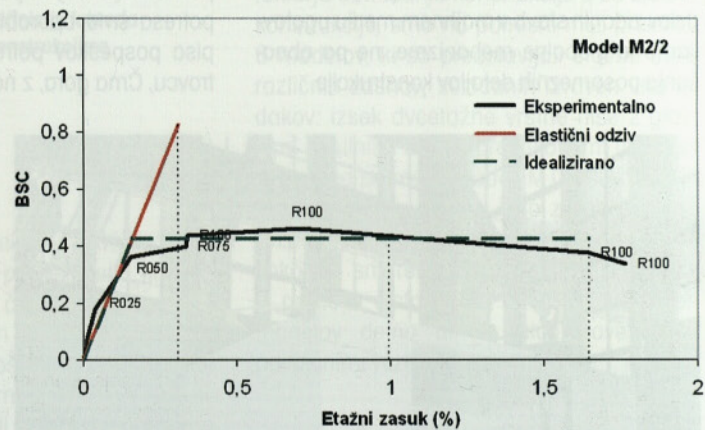


b.) Model M1/1d

Slika 16 • Odvisnosti med koeficientom prečne sile v pritličju in etažnim zasukom za modele vrstne hiše



a.) Model M2/1



b.) Model M2/2

Slika 17 • Odvisnosti med koeficientom prečne sile v pritličju in etažnim zasukom za modele stanovanjske hiše

Model	$q = BSC_u/BSC_{max}$	$q = BSC_u/BSC_u$	$q = (2 \mu_u - 1)^{1/2}$
M1-1	1,34	1,53	2,09
M1-2	1,84	2,06	2,20
M1-1c	2,44	2,56	2,99
M1-1d	1,63	1,91	2,88
M2-1	1,55	1,91	2,61
M2-2	1,74	1,85	2,84

Preglednica 5 • Vrednosti faktorja obnašanja q, ocenjene na podlagi eksperimentov

Na podlagi izmerjenih časovnih potekov pomikov in pospeškov ter z upoštevanjem mas, skoncentriranih v višini stropnih plošč, smo ovrednotili maksimalne vrednosti prečne sile, ki je delovala na modele med posameznimi fazami preiskave. Vrednosti smo izrazili v brezdimenzijski obliki s koeficientom prečne sile v pritličju BSC, tj. z razmerjem med prečno silo in težo modela, dobljene odvisnosti med koeficientom prečne sile v pritličju in etažnim zasukom pa idealizirali kot bilinearne. Razpoložljivi faktor obnašanja smo ocenili na dva načina, pri čemer smo obakrat uporabili enostavno, splošno poznano definicijo. V prvem primeru smo za vsakega od preiskanih modelov s programom EAVEK izračunali maksimalni elastični odziv ter maksimalno izračunano prečno silo primerjali z dejansko

votlaki, prestala, čeprav poškodovana, dodatno vzbujanje s potresom. Natančnega razloga za razlike še nismo raziskali. Obnašanje delno oziroma v celoti povezanih modelov

M1-1c in M1-1d je bilo precej boljše od nepovezanih. Tipične poškodbe modelov vrstne oziroma stanovanjske hiše tik pred poružitvijo prikazuje sliki 14 in 15.

izmerjeno, v drugem primeru pa smo faktor obnašanja ocenili na podlagi kapacitete duktilnosti. V skladu z ugotovitvami raziskav smo kot zgornjo mejo še sprejemljivih poškodb konstrukcije upoštevali zasuk v velikosti 3-kratnega zasuka na meji nastanka poškodb. Pri upoštevanju običajne mejne vrednosti, pri kateri nosilnost upade za 20 %, bi bila konstrukcija že nesprejemljivo poškodovana. Tipičen način vrednotenja je prikazan na slikah 16 in 17, rezultati pa so podani v preglednici 5.

Odločitev o tem, katero vrednost faktorja obnašanja  $q$  priporočiti za projektiranje preiskanih tipov stavb, ni preprosta. Če se držimo enostavne definicije faktorja obnašanja po EC 8, razlike med vrednostmi, ki smo jih ovrednotili za nearmirane zidane stavbe obeh preiskanih tipov konstrukcij, niso pomembne (preglednica 5). Na drugi strani pa smo ugotovili velike razlike med

vrednostmi, ki smo jih pri istem tipu konstrukcije ovrednotili v primeru zidanja z različnimi materiali, z opečnimi votlaki na eni in bloki iz kalcijevega silikata na drugi strani. Velike razlike dobimo tudi, če primerjamo energetske ravnotežje, razmerje med vhodno in disipirano histerezno energijo, o čemer pa bomo razpravljali v prispevku, ki ga še pripravljamo. Seveda moramo vse te razlike in ne le vrednosti, izračunane v preglednici 5, upoštevati pri odločitvi, katero vrednost faktorja  $q$  za nearmirane in povezane zidane konstrukcije upoštevati v končnem predlogu.

Zavedati se moramo tudi, da smo v analizi in oceni vrednosti faktorja obnašanja  $q$  upoštevali dejanske ovojnice odpornosti preiskanih modelov. Ker smo v danem primeru eksplicitno upoštevali osnovne zahteve tako za dovoljeno raven potresne odpornosti kakor tudi za dopustno raven poškodb, vrednosti,

izračunane v preglednici 5, pomenijo tiste minimalne vrednosti faktorja obnašanja konstrukcije  $q$ , ki jih lahko upoštevamo, če potresno odpornost izračunamo z modeli porušnih mehanizmov in uporabljamo analizo tipa push-over. V praksi pa se uporabljajo enostavnejše računске metode in predpostavke (karakteristične vrednosti trdnosti, delni faktorji varnosti, ipd.), s katerimi dobimo nižje vrednosti odpornosti od dejanskih. Govorimo o rezervni nosilnosti konstrukcije (overstrength), ki nam omogoča, da faktor obnašanja v principu lahko povečamo še za razmerje med dejansko in računsko nosilnostjo (overstrength factor). To pa seveda zahteva previdnost, predvsem pa še obsežne eksperimentalne in računске parametrične študije, saj bi sicer lahko povečanje faktorja obnašanja  $q$  na račun po občutku ocenjene rezervne nosilnosti zmanjšalo varnosti naših konstrukcij.

#### 4 • SKLEPI

Raziskave so pokazale, da je robustnost zidaka pomembna lastnost, ki določa mehanizem obnašanja zidanih konstrukcij med potresi. Če se zid kot osnovni element zidane konstrukcije poruši zaradi lokalne krhke porušitve zidakov, se spremeni mehanizem obnašanja. Zato tudi enačbe, na podlagi katerih smo zidano konstrukcijo dimenzionirali in ki so bile izpeljane s predpostavko, da so zidaki trdni, ne veljajo več. Še bolj kot pri nearmiranem zidovju so glede robustnosti ustrezne lastnosti zidakov pomembne pri armiranem zidovju. Nevarnost napačne ocene potresne odpornosti je zaradi lokalne

krhke porušitve zidakov v tem primeru še mnogo večja. Podobno velja za način stikovanja zidov. Čeprav Evrokod 8 daje možnost, da se v nasprotju z dosedanja prakso, ki kot primerne dopušča le polno zapolnjene navpične rege, dopusti možnost zidanja na način, ko navpični stiki niso polno zapolnjeni z malto, je premalo podatkov eksperimentalnih raziskav, na podlagi katerih bi lahko sprejeli odločitev, ki bi, podobno kot uporaba krhkih zidakov, to pot zaradi nehomogenega obnašanja zidovja, lahko bistveno spremenila požnana razmerja in kriterije.

Eksperimentalne raziskave so pokazale, da so območja vrednosti faktorja obnašanja konstrukcije  $q$ , ki jih za različne sisteme zidanih konstrukcij predlaga Evrokod 8, ustrezne. Raziskave so tudi pokazale, da vrednosti niso odvisne le od sistema zidanja, pač pa tudi od lastnosti materialov in konstrukcije, predvsem pravilne zasnove. Čeprav z njo morda dobimo vtis o sposobnosti disipacije energije za posamezno vrsto zidovja, pa faktorja obnašanja konstrukcije  $q$  ne moremo določiti samo s preiskavo duktilnosti posameznega zidu. V skladu z rezultati dosedanjih raziskav so izdelana priporočila že vgrajena v nacionalni dodatek k EC 8. Na podlagi raziskav, ki so v teku, pa bodo sedanja priporočila v prihodnje tudi dopolnjena.

#### 5 • ZAHVALA

Opisane raziskave so bile izvedene v okviru dveh raziskovalnih projektov in programa, ki so jih oziroma jih še financirajo Ministrstvo za visoko šolstvo, znanost in tehnologijo oziroma

Javna agencija RS za raziskovalno dejavnost, Gospodarska zbornica Slovenije, ter združenja opekarjev iz Slovenije (Wienerbeger Opekarna Ormož in Goriške opekarne),

Avstrije (Verband Österreichischer Ziegelwerke), Nemčije (Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau), Italije (Associazione Nazionale Degli Industriali dei Laterizi) in Švice (Verband Schweizerische Ziegelindustrie).

## 6 • LITERATURA

- Bosiljkov, V., Tomažević, M., Lutman, M., Optimizacija oblike zidakov in tehnologije zidanja na potresnih območjih – I. del, Poročilo ZAG, Ljubljana, 2004.
- Bosiljkov, V., Tomažević, M., Optimizacija oblike zidakov in tehnologije zidanja na potresnih območjih – III. del, Poročilo ZAG, Ljubljana, 2006.
- CEN, Eurocode 6: Design of masonry structures, Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures, prEN 1996-1-1, Brussels, 2004.
- Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov, Uradni list RS št. 101, 2005.
- SIST, SIST EN 1998-1: 2005, Evrokod 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2005.
- Tomažević, M., Earthquake resistant design of masonry buildings, Imperial College Press, London, 1999.
- Tomažević, M., Bosiljkov, V., Lutman, M., Vpliv robustnosti opečnih zidakov na obnašanje zidov pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik, vol. 53, št. 9, str. 213–222. 2004.
- Tomažević, M., Bosiljkov, V., Weiss, P., Structural behavior factor for masonry structures. Proc., 13th WCEE, Vancouver, CD ROM, paper no. 2642, 2004.
- Tomažević, M., Bosiljkov, V., Weiss, P., Klemenc, I., Experimental research for identification of structural behaviour factor for masonry buildings, Poročilo ZAG, Ljubljana, 2004.



# MODELIRANJE IN ANALIZA LESENIH ŽEBLJANIH NOSILCEV

## MODELING AND ANALYSIS OF TIMBER NAILED BEAMS

absolvent univerzitetnega študija gradbeništva na UL, FGG,  
David Koren,

Duplje 17, 5271 Vipava

izr. prof. dr. Boštjan Brank, univ. dipl. inž. grad.,

UL FGG, Jamova 2, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 624.072.2 : 691.11 : 620.17

**Povzetek** | V članku je opisan račun slojevitega lesenega žebljanega nosilca. Posamezni sloji nosilca so modelirani z linijskimi ali ploskovnimi končnimi elementi, stiki med sloji pa so modelirani s pomočjo nelinearnih elastičnih vzmeti. S tem je upoštevana možnost zamika med posameznimi sloji. Dobljeni rezultati so primerjani z razpoložljivimi eksperimentalnimi podatki. Račun nosilca je podan kot primer, ki nazorno prikaže, kako je mogoče s standardnim računalniškim programom za analizo konstrukcij pripraviti takšen model slojevite lesene konstrukcije, ki upošteva tudi možnost zdrsa na mestih lepljenih, žebljanih ali mozničenih spojev.

**Summary** | An analysis of layered nailed timber beam is presented in this paper. The beam layers are described by beam or plane stress finite elements, and the interfaces are modeled by using nonlinear elastic springs, which enable taking into account an interlayer slip at interfaces. The results are compared with the available experimental data. The analysis of the beam is an example, which clearly shows that a standard structural analysis computer program can be used to prepare a model of a layered timber structure, which takes into account interlayer slips at glued, nailed or doweled interfaces.

### 1 • UVOD

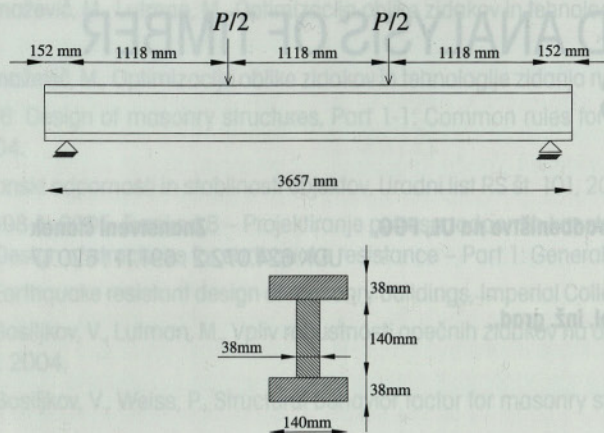
Stiki med posameznimi sloji pri slojevitih konstrukcijskih elementih, kot so npr. sovprežne plošče, leseni lepljeni nosilci ali leseni žebljani nosilci, ponavadi niso idealni. Na stikih lahko pride do zdrsa med sosednjima slojema in/ali do razslojevanja (delaminacije) med slojema. Zavedamo se, da se slojeviti konstrukcijski element s takšnimi »šibkimi« (neidealnimi) stiki obnaša drugače od slojevitih konstrukcijskih elementov, pri katerih so stiki med sloji idealni. V tem prispevku smo se lotili modeliranja in analize žebljanega nosilca kot tipičnega slojevitega konstrukcijskega elementa s »šibkimi« stiki med sloji.

Za modeliranje in analizo slojevitih konstrukcijskih elementov z neidealnimi stiki se lahko uporabijo posebni končni elementi, ki upoštevajo možnost zdrsa med posameznimi sloji; glej npr. (Čas, 2004) ali (Krawczyk, 2006). V nadaljevanju bomo pokazali, da se za ta namen lahko uporabijo tudi komercialni računalniški programi za analizo konstrukcij, ki imajo v svoji knjižnici standardne linijske in/ali ploskovne končne elemente, ki so opisani v mnogih knjigah o končnih elementih, npr. (Cook, 1995), in nelinearne elastične vzmeti. V tem članku smo uporabili za modeliranje in analizo žebljanega nosilca komercialni računalniški

program Sap2000 (Sap2000, 2000), ki razpolaga s standardnimi 2-vozljiščnimi Euler-Bernoullijevimi linijskimi končnimi elementi, standardnimi 4-vozljiščnimi ploskovnimi končnimi elementi ter 2-točkovnimi nelinearnimi vzmetmi. S slednjimi si pomagamo pri modeliranju zdrsa med posameznimi vodoravnimi žebljanimi spoji.

Članek je organiziran na naslednji način: najprej bomo opisali obravnavane lesene nosilce in pristop k njihovemu modeliranju s končnimi elementi, nato bomo predstavili rezultate analize, jih komentirali in končali s sklepi.

## 2 • OPIS OBRAVNAVANIH ŽEBLJANIH NOSILCEV



Slika 1 • Geometrija, podpiranje in obremenitev trislojnih I nosilcev

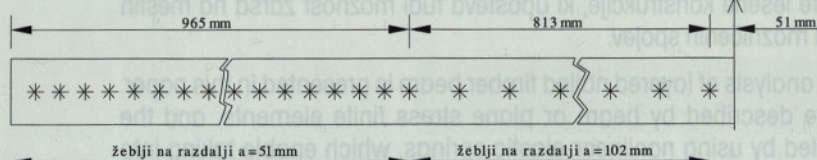
Geometrija, materialne lastnosti in vzorci žebljanja lesenih slojevitih nosilcev, ki jih v nadaljevanju modeliramo in analiziramo, so povzeti po (Bohnhoff, 1991) in (Bohnhoff, 1992). Omenjeni avtorji so dvajset takšnih nosilcev eksperimentalno preizkusili do porušitve. Gre za prostoležeče I nosilce (slika 1), dolžine  $L = 3,657$  m, s pasnicama dimenzij  $b/t = 140/38$  mm in s stojino dimenzij  $h/t = 140/38$  mm. Nosilci so žebljani po vzorcu 2/4 ali po vzorcu 4/4 (slika 2); žebli so dolgi 76,2 mm in debeli 3,1 mm. Povprečne materialne karakteristike lesa, iz katerega so bili nosilci narejeni, so podane v (Bohnhoff, 1991): specifična teža  $\gamma = 3,98$  kN/m<sup>3</sup>, elastični modul  $E = 9971 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> in Poissonov količnik  $\nu = 0,3$ . Nosilce so med eksperimenti obremenjevali z dvema enakima silama (slika 1) do porušitve.

Na podlagi tridesetih laboratorijskih preizkusov žebljanih stikov so omenjeni avtorji določili tudi eksperimentalno zvezo med strižno silo, ki se preko enega žeblja prenese iz pasnice v stojino (oziroma obratno), ter zdrsom na mestu žeblja. Enačba, ki jo podajajo, ima naslednjo obliko:

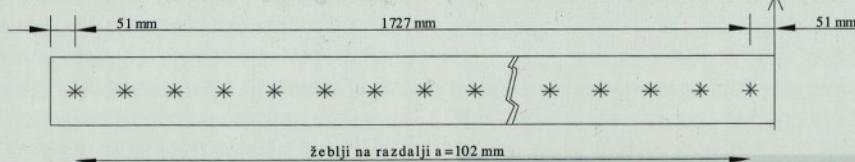
$$F = SG[(1787,1 - 28,24\Delta)\Delta^{0,31376}], \quad (1)$$

kjer je  $F$  pozitivna strižna sila v N,  $\Delta$  pozitivni zdrs v mm,  $SG$  pa konstanta, odvisna od specifične teže leša ( $SG = \gamma/10$ ). Grafična upodobitev te enačbe za  $SG = 0,398$  je prikazana na sliki 3.

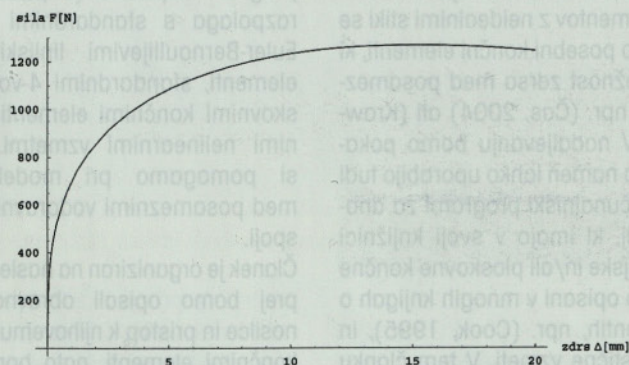
TLORIS - vzorec 2/4 (a)



TLORIS - vzorec 4/4 (b)



Slika 2 • Vzorca žebljanja: (a) vzorec 2/4; (b) vzorec 4/4

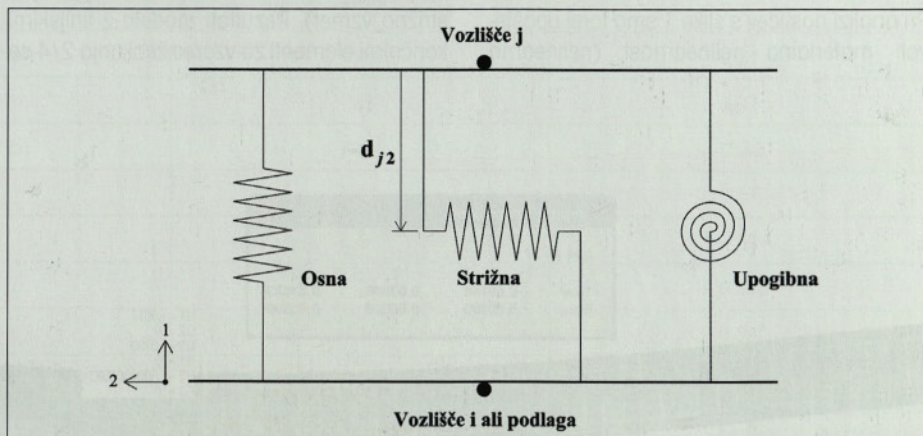
Slika 3 • Strižna sila v odvisnosti od zdrsa na mestu žebljanega stika za  $SG = 0,398$

### 3 • MODEL ZA ANALIZO

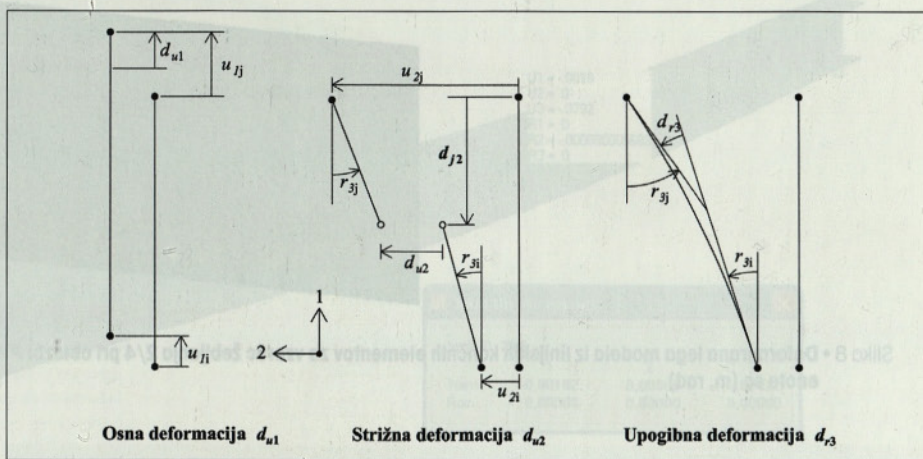
Stojino in pasnici lesenega žebljanega nosilca na sliki 1 modeliramo ali z linijskimi ali s ploskovnimi končnimi elementi. Pasnici povežemo s stojino preko končnih elementov (vzmeti), ki simulirajo obnašanje žeblja. Na mestu žeblja povežemo z nelinearno vzmetjo vozlišče na stojini z vozliščem na pasnici. Uporabimo ravninsko vzmet, pri kateri aktiviramo samo osno in strižno togost (slika 4); upogibno togost pa postavimo na nič. Strižna togost vzmeti je nelinearna, kot sledi iz enačbe (1) in slike 3. Za osno togost vzmeti pa vzamemo konstantno vrednost  $k^{osno} \approx 10^9 \text{ kN/m}$ .

Omenimo še, da se deformacija strižne vzmeti izračuna iz pomikov  $u_{2i}$  in  $u_{2j}$  ter zasukov  $r_{2i}$  in  $r_{2j}$  vozlišč  $i$  in  $j$ , ki sta locirani na pasnici oziroma stojini (slika 4) s pomočjo naslednje enačbe (slika 5)  $d_{u2} = u_{2j} - u_{2i} - d_{j2}r_{3j} - (L - d_{j2})r_{3i}$ , kjer  $L$  predstavlja razdaljo med vozliščema  $i$  in  $j$ ,  $d_{j2}$  pa oddaljenost strižne vzmeti od vozlišča  $j$ .

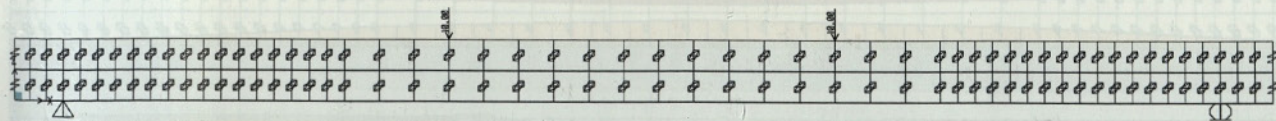
Če pri modeliranju uporabimo linijske končne elemente, jih postavimo po težiščnih oseh pasnic in stojine (slika 6). Če pa uporabimo ploskovne končne elemente, jih postavimo po središčnih ravninah pasnic in stojine (slika 7). Elementi, ki modelirajo pasnici, so na mestih žebeljev povezani preko zgoraj opisanih vzmeti z elementi, ki modelirajo stojino. Modela za oba vzorca žebljanja (slika 2) sta enaka, le da pri vzorcu 4/4 vzmetem, ki so na mestih, kjer ni žebeljev, pripišemo samo osno togost.



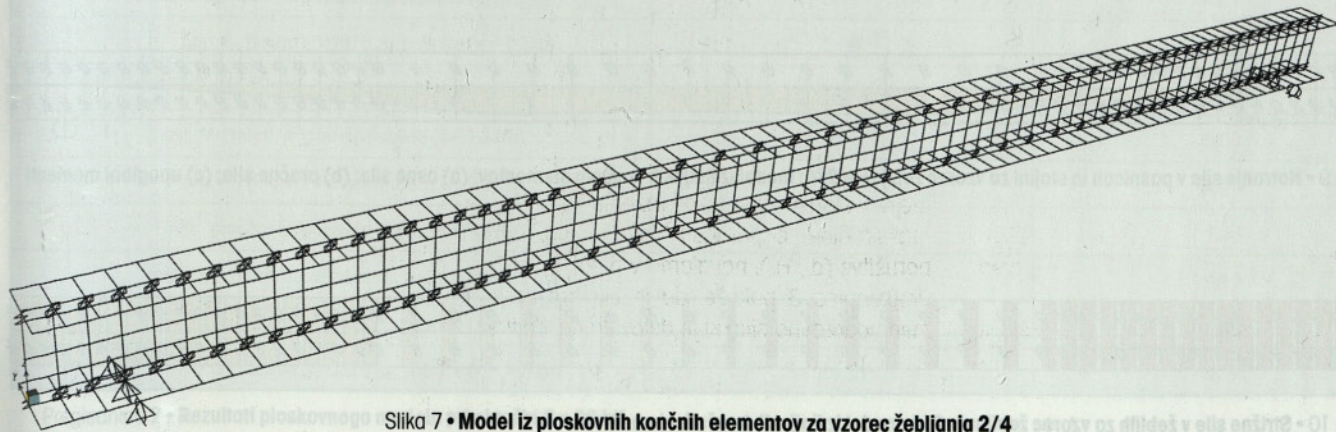
Slika 4 • Shema ravninske vzmeti, ki povezuje vozlišči  $i$  in  $j$



Slika 5 • Deformacije ravninske vzmeti



Slika 6 • Model iz linijskih končnih elementov za vzorec žebljanja 2/4

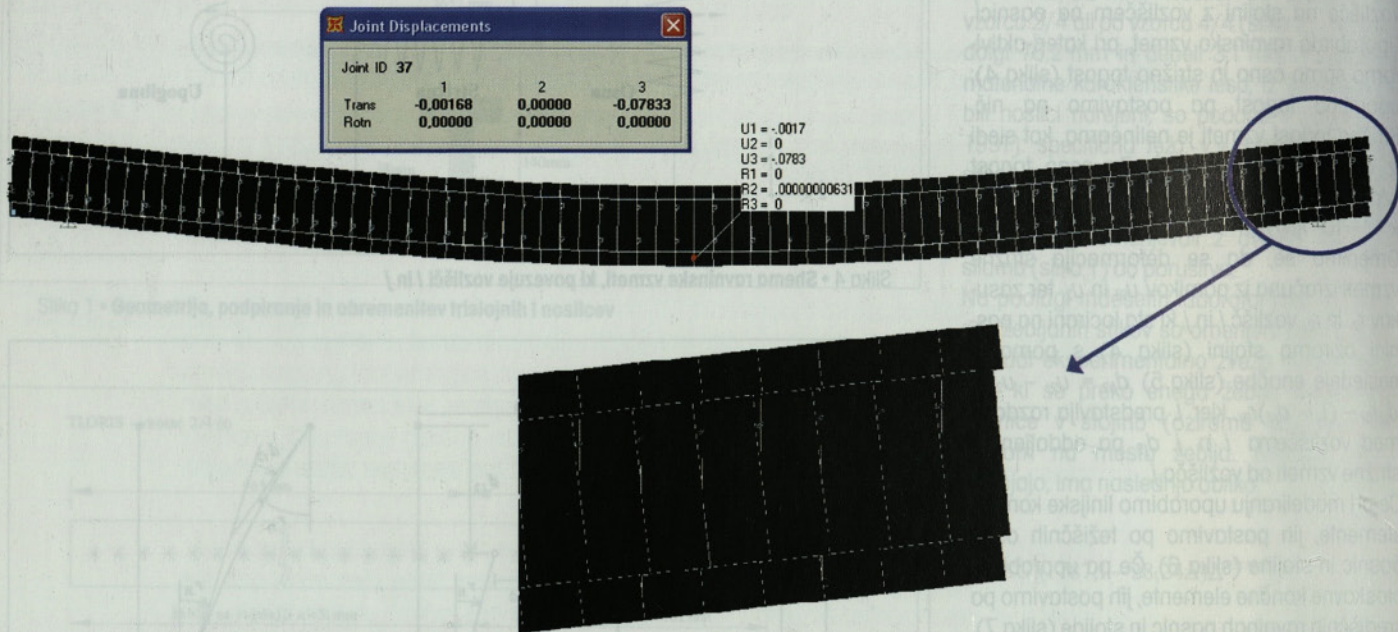


Slika 7 • Model iz ploskovnih končnih elementov za vzorec žebljanja 2/4

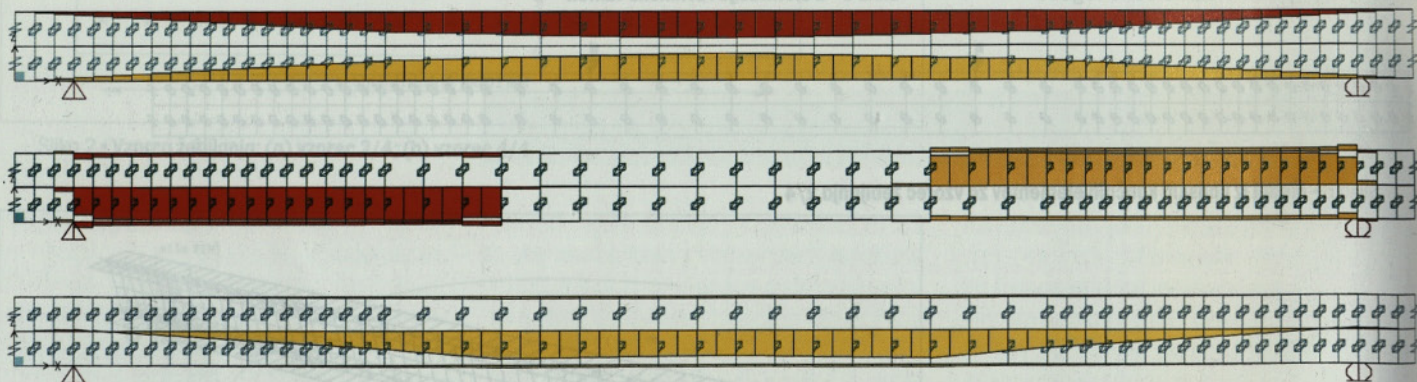
## 4 • REZULTATI ANALIZE

Pri analizi nosilcev s slike 1 smo torej upoštevali materialno nelinearnost (nelinearno strižno vzmet). Rezultati modela z linijskimi končnimi elementi za vzorec žebljanja 2/4 so

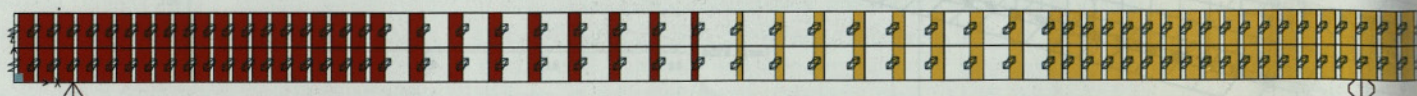
prikazani na slikah 8–10 in v preglednici 1, rezultati modela s ploskovnimi končnimi elementi pa na slikah 11 in 12 ter v preglednici 2.



Slika 8 • Deformirana lega modela iz linijskih končnih elementov za vzorec žebljanja 2/4 pri obtežbi  $P = 20$  kN z lepo vidnim zdrsom med pasnico in stojino; enote so (m, rad)

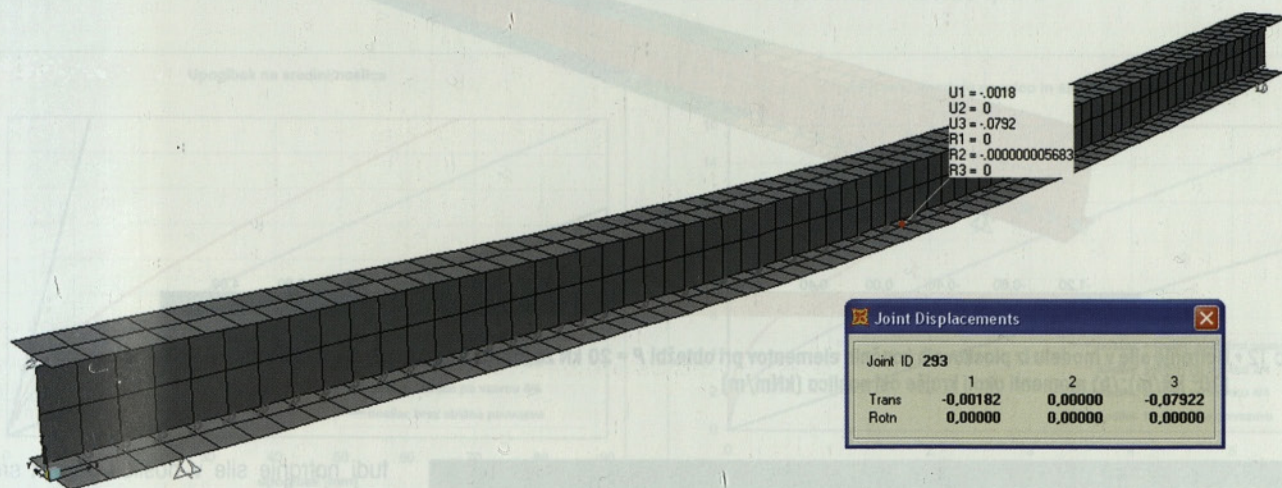


Slika 9 • Notranje sile v pasnicah in stojini za vzorec žebljanja 2/4; model iz linijskih končnih elementov: (a) osne sile; (b) prečne sile; (c) upogibni momenti



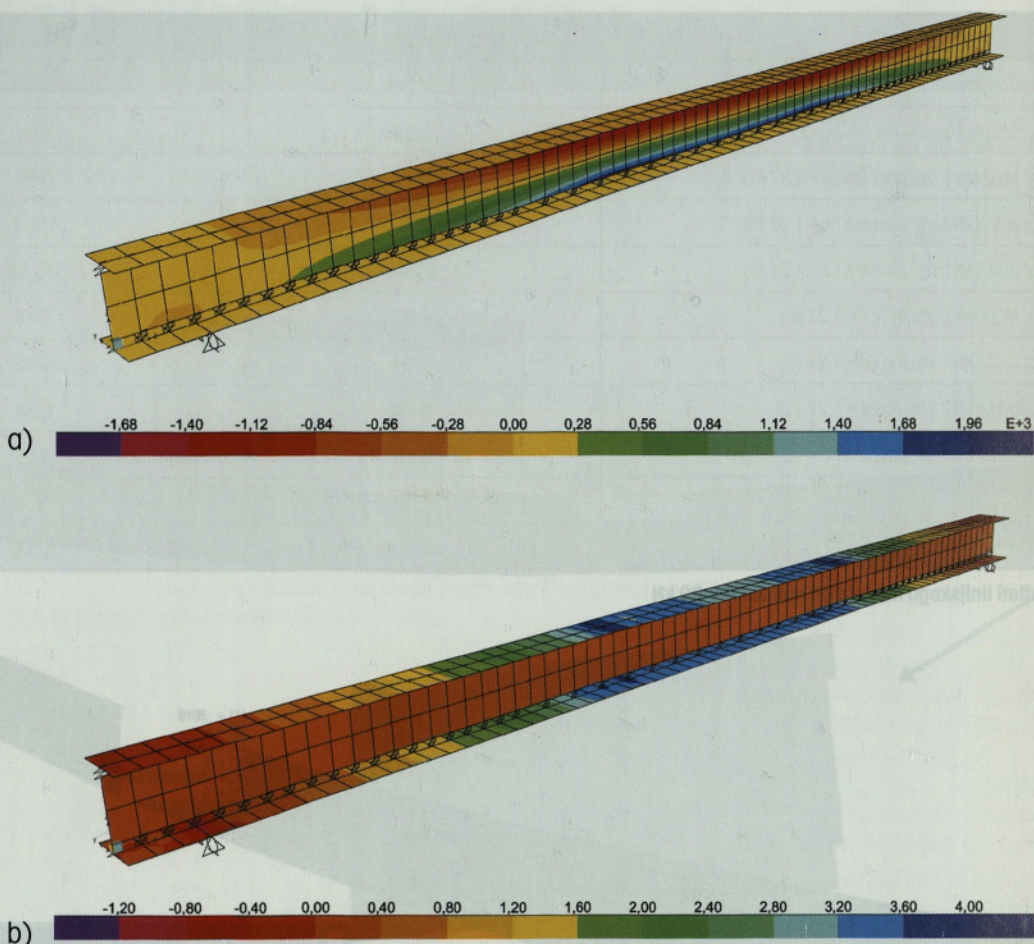
Slika 10 • Strižne sile v žeblih za vzorec žebljanja 2/4; model iz linijskih končnih elementov

	Vzorec žebljanja 2/4	Vzorec žebljanja 4/4
maks. upogibek (mm) ( $x = L/2$ )	78,33	99,24
maks. zdrs (mm); spodnji stik ( $x = L$ )	5,69	7,82
maks. $M_y$ (kNm); zg. pasnica ( $x = 1,27$ m)	0,49	0,59
príp. $V_z$ (kN); zg. pasnica ( $x = 1,27$ m)	-1,00	-1,02
príp. $N_x$ (kN); zg. pasnica ( $x = 1,27$ m)	-22,93	-13,82
maks. $M_y$ (kNm); stojina ( $x = 1,27$ m)	6,09	7,49
príp. $V_z$ (kN); stojina ( $x = 1,27$ m)	-7,91	-7,89
príp. $N_x$ (kN); stojina ( $x = 1,27$ m)	0,25	0,35
maks. $M_y$ (kNm); sp. pasnica ( $x = 1,27$ m)	0,49	0,59
príp. $V_z$ (kN); sp. pasnica ( $x = 1,27$ m)	-1,08	-1,08
príp. $N_x$ (kN); sp. pasnica ( $x = 1,27$ m)	23,07	13,96

 Preglednica 1 • Rezultati linijskega modela pri obtežbi  $P = 20$  kN

 Slika 11 • Deformirana lega modela iz ploskovnih končnih elementov za vzorec žebljanja 2/4 pri obtežbi  $P = 20$  kN; enote so (m, rad)

	Vzorec žebljanja 2/4	Vzorec žebljanja 4/4
maks. upogibek (mm) ( $x = L/2$ )	79,22	101,89
maks. zdrs (mm); spodnji stik ( $x = L$ )	5,99	8,41
maks. $M_{11}$ (kNm/m); težišče zg. pasnice ( $x = 1,27$ m)	3,71	4,51
príp. $F_{12}$ (kN/m); težišče zg. pasnice ( $x = 1,27$ m)	2,06	2,19
príp. $N_x$ (kN); težišče zg. pasnice ( $x = 1,27$ m)	-22,42	-12,70
maks. $M_{11}$ (kNm/m); težišče stojine ( $x = 1,27$ m)	0,00	0,00
príp. $F_{12}$ (kN/m); težišče stojine ( $x = 1,27$ m)	34,85	36,68
príp. $N_x$ (kN); težišče stojine ( $x = 1,27$ m)	0,90	1,36
maks. $M_{11}$ (kNm/m); težišče sp. pasnice ( $x = 1,27$ m)	3,51	4,40
príp. $F_{12}$ (kN/m); težišče sp. pasnice ( $x = 1,27$ m)	3,21	3,41
príp. $N_x$ (kN); težišče sp. pasnice ( $x = 1,27$ m)	23,35	13,84

 Preglednica 2 • Rezultati ploskovnega modela pri obtežbi  $P = 20$  kN



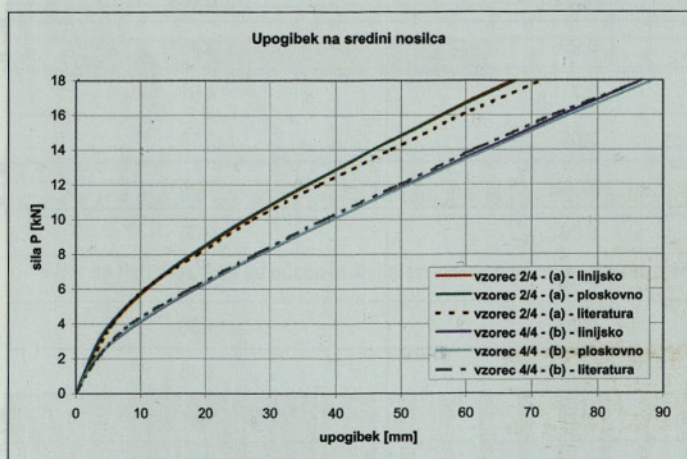
Slika 12 • Notranje sile v modelu iz ploskovnih končnih elementov pri obtežbi  $P = 20$  kN za vzorec žebljanja 2/4: (a) sile v smeri daljše osi nosilca ( $10^3$  kN/m); (b) momenti okoli krajše osi nosilca (kNm/m)

## 5 • KOMENTAR REZULTATOV

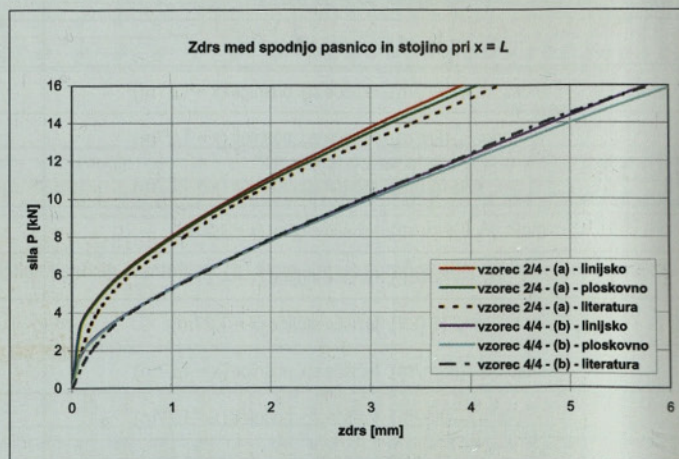
Iz preglednic 1 in 2 vidimo, da je vzorec žebljanja 2/4 boljši za prevzem dane

obtežbe; nosilec se manj upogne, zdrs na stiku pasnice in stojine je manjši, manjše so

tudi notranje sile v nosilcu. Pomik sredine nosilca žebljanega po vzorcu 2/4 predstavlja približno 75 % pomika sredine nosilca žebljanega po vzorcu 4/4. Iz diagramov notranjih sil lahko sklepamo tudi na lokacijo kritičnih mest. Kot najbolj kritično se kaže območje sto-



Slika 13 • Vertikalni pomik nosilca pri  $x = L/2$  v odvisnosti od obtežbe



Slika 14 • Zdrs med spodnjo pasnico in stojino pri  $x = L$  v odvisnosti od obtežbe

jine tik pod silama  $P/2$  in ne v okolici žebeljev, kot bi lahko pričakovali.

Na sliki 13 je prikazan pomik sredine nosilca v odvisnosti od obtežbe. Lepo se vidi, da je obnašanje žebeljanih nosilcev močno nelinearno že pri majhnih nivojih obtežbe. Na velikost nelinearnosti vpliva togost strižnega stika med posameznimi sloji, tj. število žebeljev. Če primerjamo rezultate modela iz linijskih končnih elementov z rezultati modela iz ploskovnih končnih elementov, lahko ugotovimo, da so praktično enaki. Na sliki 13 za primerjavo podajamo tudi rezultate iz literature (Bohnhoff, 1992). Dve krivulji predstavljata rezultate analize, ki so jo opravili raziskovalci, ki so obravnavane nosilce eksperimentalno preizkusili (Bohnhoff, 1991) in (Bohnhoff, 1992). Krivulji se nekako ujemata s povprečjem eksperimentalnih rezultatov. Rezultati naših analiz in tistih iz literature se zelo malo

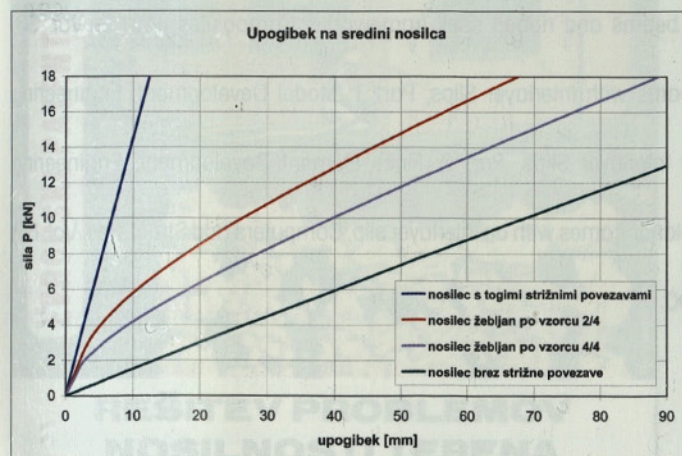
razlikujejo. Na sliki 14 je prikazan robni zdrs med pasnico in stojino v odvisnosti od obtežbe. Gornje ugotovitve, ki smo jih navedli ob sliki 13, veljajo tudi za sliko 14.

Sliki 13 in 14 kažeta, da imajo žebljani nosilci izrazito nelinearno odvisnost obtežba – pomik, kar pomeni občutno večji pomik nosilcev z žebljanimi stiki od nosilcev z idealnimi stiki pri isti sili. To prikazujemo še na slikah 15 in 16, kjer je jasno razviden vpliv strižne povezave med pasnico in stojino na obnašanje nosilca. Upogibna nosilnost sestavljenih nosilcev je v veliki meri odvisna prav od strižnih povezav med posameznimi sloji. Na slikah 15 in 16 se vidi, da je začetna togost žebeljanih nosilcev praktično enaka kot pri monolitnem nosilcu, a se ta zelo hitro zmanjša pri nekoliko večji obtežbi.

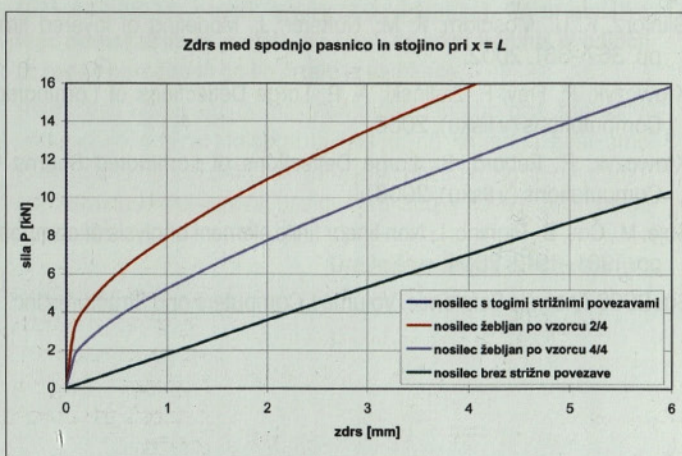
Kot vezna sredstva med lesenimi sloji se uspešno uporabljajo tudi razna elastomerna

lepila, ki lahko zagotavljajo bolj tog stik kot žebli. Lahko sklepamo, da bi se krivulja sila – pomik za lepljene lesene nosilce bolj približala krivulji monolitnega nosilca kot krivulje, ki smo jih dobili pri analizi žebeljanih nosilcev.

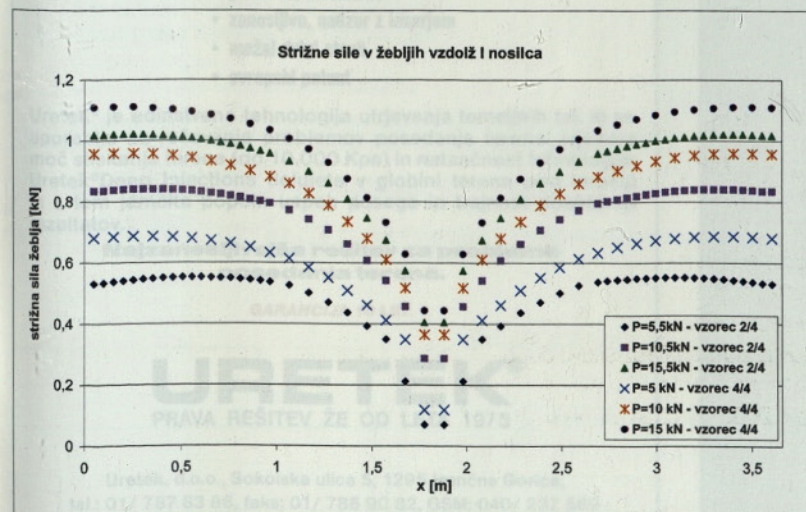
Strižne sile v posameznih žeblijh vzdolž nosilca so prikazane na sliki 17; vsaka podatkovna točka predstavlja en žebelj. Na isti sliki je tudi primerjava med različnimi vzorcema žebljanja, ki pa je le približna, saj ne podaja strižnih sil v žebliju pri popolnoma enakih obtežnih nivojih. Ugotovimo lahko, da je potek strižnih sil simetričen na os, ki razpolavlja nosilec po dolžini, in da se največje strižne sile pojavijo v žeblijh na robovih nosilca. Če primerjamo strižne sile v žeblijh za vzorec žebljanja 2/4 in 4/4, opazimo, da so sile večje v primeru žebljanja po vzorcu 4/4.



Slika 15 • Vertikalni pomik na sredini nosilca v odvisnosti od obtežbe in strižne togosti stikov med pasnicama in stojino; model s ploskovnimi končnimi elementi



Slika 16 • Zdrs med spodnjo pasnico in stojino pri  $x = L$  v odvisnosti od obtežbe in strižne togosti stikov med pasnicama in stojino; model s ploskovnimi končnimi elementi



Slika 17 • Strižna sila v žeblijh vzdolž I nosilca v odvisnosti od obtežbe in vzorca žebljanja

## 6 • SKLEP

V članku smo prikazali takšen način modeliranja slojevitih konstrukcijskih elementov, ki upošteva tudi možnost zdrsa na stiku posameznih slojev. Pri tem smo uporabili standardne linijske oziroma ploskovne končne elemente in nelinearne vzmeti, ki so

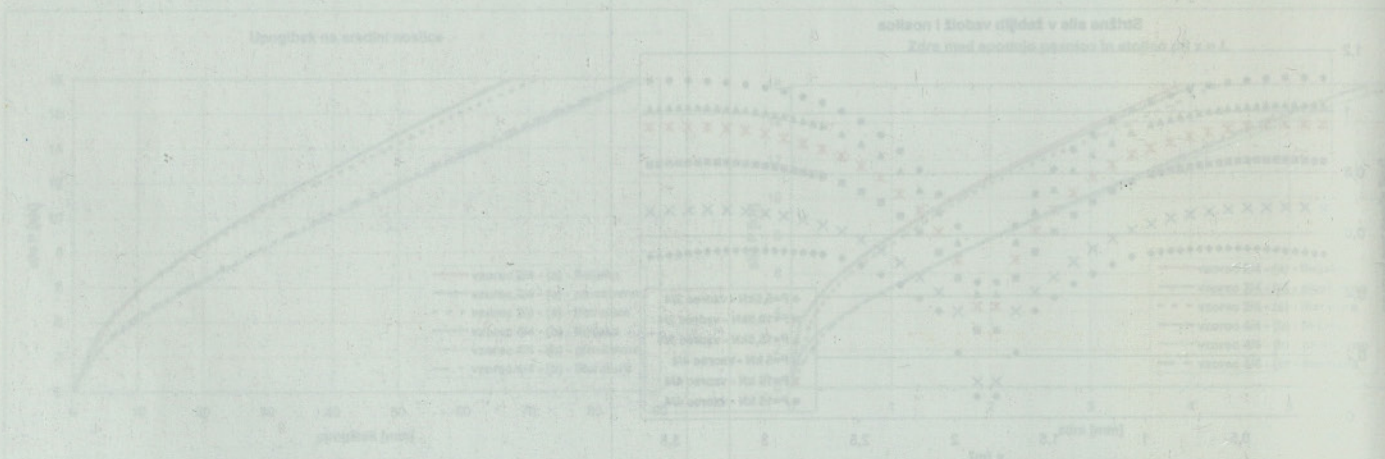
na voljo v mnogih komercialnih računalniških programih za analizo konstrukcij po metodi končnih elementov. Opisani princip modeliranja, ki smo ga v tem delu uporabili na primeru žebeljanih nosilcev, je gotovo primeren tudi za analizo drugih tipov

slojevitih konstrukcijskih elementov; npr. visokih lepljenih in mozničenih lesenih nosilcev, sovprežnih plošč in slojevitih lupin z rebri, za nekatere primere glej npr. (Gliniorz 2002). Seveda pa je pri takšnem modeliranju potrebno poznati lastnosti stikov med posameznimi sloji, ki se lahko ocenijo na podlagi eksperimentov ali pa s fino nelinearno analizo z metodo končnih elementov.

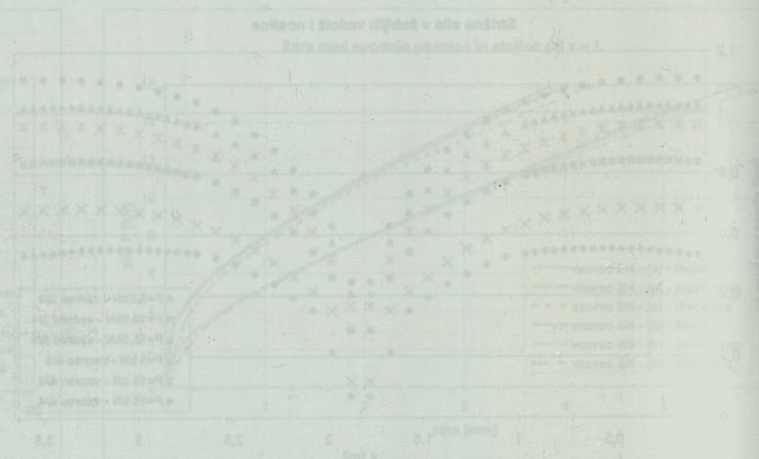
## 7 • LITERATURA

- Bohnhoff, D. R., Modeling Horizontally Laminated Beams, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 5: pp. 1393–1406, 1992.
- Bohnhoff, D. R., Siegl, C. E., Bending Strength and Stiffness of Wood I-Beams with Nail and Elastomeric Adhesive Bonding, Transactions of the ASAE, Vol. 34, pp. 259–268, 1991.
- Cook, R. D., Finite Element Modeling for Stress Analysis, John Wiley & Sons Inc, 1995.
- Gliniorz, K. U., Mosalam, K. M., Natterer, J., Modeling of layered timber beams and ribbed shell frameworks, Composites: Part B, Vol. 33, pp. 367–381, 2002.
- Krawczyk, P., Frey, F., Zieliński, A. P., Large Deflections of Laminated Beams with Interlayer Slips, Part 1: Model Development, Engineering Computations (v tisku), 2006.
- Krawczyk, P., Reborá, B., Large Deflections of Laminated Beams with Interlayer Slips. Part 2: Finite Element Development, Engineering Computations (v tisku), 2006.
- Saje, M., Čas, B., Planinc, I., Non-linear finite element analysis of composite planar frames with an interlayer slip, Computers and Structures, Vol. 82, pp. 1901–1912, 2004.
- Sap2000 Analysis Reference, Volume I. Computers and Structures Inc., 2000.

## 5 • KOMENTAR REZULTATOV



Slika 13 • Vertikalni pomik nosilca pri  $x = 1/2$  v odvisnosti od obteze



Slika 14 • Zrse med spodajočo pasnico in stojnico pri  $x = 1/2$  v odvisnosti od obteze



# POSEDANJA? RAZPOKE?



EVROPSKI PATENT

Propagandna informacija

## REŠITEV PROBLEMOV NOSILNOSTI TERENA

- preprosto, brez izkopavanj
- brez umazanije in škarta
- takojšna učinkovitost
- priročno, inovativno
- zanesljivo, nadzor z laserjem
- možni dvigi stavb
- evropski patent

Uretek® je edinstvena tehnologija utrjevanja temeljnih tal, ki se uporablja za reševanje problemov posedanja terena. Izjemna moč stiskanja terena (do 10.000 Kpa) in natančnost tehnologije Uretek® Deep Injections delujeta v globini terena pod temelji in s tem jamčita popoln uspeh posega in trajnost doseženih rezultatov.

**Najzanesljivejša rešitev za probleme posedanja terena.**

**GARANCIJA 10 LET.**

# URETEK®

PRAVA REŠITEV ŽE OD LETA 1975

Uretek, d.o.o., Sokolska ulica 5, 1295 Ivančna Gorica,  
tel.: 01/ 787 83 86, faks: 01/ 786 90 82, GSM: 040/ 237 569  
www.uretek.si, uretek@uretek.si

## OBVESTILO IN VABILO DIPLOMANTOM FAKULTETE ZA GRADBENIŠTVO UNIVERZE V LJUBLJANI

Vse diplomante Fakultete za gradbeništvo Univerze v Ljubljani, ki v skladu z dogovorom med ZDGITS in FGG po opravljeni diplomi, magisteriju ali doktoratu eno leto brezplačno prejemo Gradbeni vestnik (12 zvezkov), vabimo, da po tem obdobju postanejo njegovi redni naročniki s plačilom vsakokratne letne naročnine, ki sedaj znaša 5500 SIT.

**Vse diplomante FGG, ki želijo Gradbeni vestnik prejemati naprej kot redni naročniki, prosimo, da takoj po prejemu 12. zvezka o tem obvestijo Uredništvo Gradbenega vestnika na naslov: Gradbeni vestnik, Karlovska 3, 1000 Ljubljana, telefon/fax: (01) 422-46-22; e-mail: [gradb.zveza@siol.net](mailto:gradb.zveza@siol.net). Če uredništvo tega obvestila ne bo prejelo, bo štelo, da se prejemnik ni odločil za redno naročilo in ga bo črtalo iz evidence.**

Uredništvo ugotavlja, da nekateri diplomanti ob prvi zaposlitvi spremenijo naslov stalnega bivališča, na katerega pošiljamo revijo, zato priporočamo kolegom, ki jih poznajo, da jih opozorijo, naj nam posredujejo novi naslov bivališča, v kolikor želijo revijo prejemati.

**Uredništvo Gradbenega vestnika**

## Vabilo

na 28. zborovanje  
gradbenih konstruktorjev  
Slovenije

Bled, hotel Golf  
19.-20. oktober 2006

Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev

SDGK

Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev

### ■ Prijava

Svojo udeležbo na zborovanju prijavite s tem, da nam pošljete izpolnjeno prijavo, ki jo odrežete od tega vabila in nakažete kotizacijo na naslov:

**Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev, Jamova 2, 1000 Ljubljana.**

Kotizacijo nakažite na TR Slovenskega društva gradbenih konstruktorjev **02085-0015319187** s pripisom za 28. zborovanje gradbenih konstruktorjev. Prijavi priložite potrdilo o plačani kotizaciji.

Za dodatne informacije lahko pokličete Franca Sajeta ali Jožeta Lopatiča po telefonu na št.: **01 476 8500** ali pošljete elektronsko pošto na naslov: **jlopatic@fgg.uni-lj.si**.

### ■ Kotizacija

Kotizacija za udeležbo na zborovanju, v kateri so zajeti stroški organizacije in publikacije zborovanja, kakor tudi stroški družabnega srečanja, znaša **40.000 SIT** na osebo v primeru plačila do **20. septembra 2006**, oziroma **45.000 SIT** v primeru kasnejšega plačila. Za upokoјence in študente znaša kotizacija **20.000 SIT**. Kotizacija je prenosljiva na drugo osebo, ne bomo pa je vračali.

### ■ Promocija dejavnosti

Na podlagi dogovora z organizatorjem bo na zborovanju mogoča tudi promocija vaših izdelkov in storitev.

## Prijava za 28. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije 19. in 20. oktobra 2006

Ime in priimek: \_\_\_\_\_

Davčna številka: \_\_\_\_\_

Podjetje oz. ustanova: \_\_\_\_\_

Podpis: \_\_\_\_\_

Naslov: \_\_\_\_\_

Kotizacija je bila nakazana na transakcijski račun Slovenskega društva gradbenih konstruktorjev, Jamova 2, Ljubljana, št. 02085-0015319187.

Telefon: \_\_\_\_\_

E-mail: \_\_\_\_\_

Potrdilo o plačani kotizaciji je priloženo.

# KOLENDAR PRIREDITEV

**6.9 - 8.9.2006**

**6st European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering**

Graz, Avstrija  
[www.numge06.tugraz.at](http://www.numge06.tugraz.at)  
[numge06@tugraz.at](mailto:numge06@tugraz.at)

**6.9 - 10.9.2006**

**10th IAEG Congress Engineering geology for tomorrow's cities**

Nottingham, Anglija  
[www.iaeg2006.com](http://www.iaeg2006.com)  
[contact@iaeg2006.com](mailto:contact@iaeg2006.com)

**13.9. - 15.9.2006**

**IABSE Symposium on Responding to Tomorrow's Challenges in Structural Engineering**

Budimpešta, Madžarska  
[www.iabse.hu](http://www.iabse.hu)  
[iabse@asszisztencia.hu](mailto:iabse@asszisztencia.hu)

**25.9 - 30.9.2006**

**7th International Symposium on Environmental Geochemistry**

Peking, Kitajska  
[www.iseg2006.com/welcome.htm](http://www.iseg2006.com/welcome.htm)  
[iseg2006@vip.skleg.cn](mailto:iseg2006@vip.skleg.cn)

**19.10 in 20.10.2006**

**28. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije**

Bled, Slovenija  
[j.lopatic@fgg.uni-lj.si](mailto:j.lopatic@fgg.uni-lj.si)

**15.11 - 17.11.2006**

**8th International Symposium on Tunnel Construction and Underground Structures (8. mednarodno posvetovanje o gradnji predorov in podzemnih prostorov)**

Ljubljana, Slovenija  
[www.drustvo-dpgk.si](http://www.drustvo-dpgk.si)  
[leon.kostiov@tirnef.net](mailto:leon.kostiov@tirnef.net)

**11.6 - 13.6.2007**

**International Conference: Sustainable Construction Materials and Technologies**

Coventry, Anglija  
[www.uwm.edu/dept/cbu/coventry.html](http://www.uwm.edu/dept/cbu/coventry.html)

**3.9 - 8.9.2006**

**11th European Conference on Earthquake Engineering and Seismology**

Ženeva, Švica  
[www.icivilengineer.com/Conferences](http://www.icivilengineer.com/Conferences)

**4.9 - 6.9.2007**

**7th International Congress: Construction's Sustainable Option**

Dundee, Škotska  
[www.ctucongress.co.uk](http://www.ctucongress.co.uk)

**18.9 - 20.9.2006**

**5th National Seismic Conference on Bridges & Highways**

San Francisco, Kalifornija, ZDA  
<http://mceer.buffalo.edu/meetings/5nsc/default.asp>

**4.10 - 6.10.2006**

**31st Annual Conference on Deep Foundations**

Washington, DC, ZDA  
[www.dfi.org/conferencedetail.asp?id=66](http://www.dfi.org/conferencedetail.asp?id=66)

**1.3 - 7.3.2007**

**5th International Conference on Construction Project Management (ICCPM 2007)**

Singapur, Singapur  
[www.ntu.edu.sg/cee/iccpm\\_iccem](http://www.ntu.edu.sg/cee/iccpm_iccem)

**4.9 - 6.9.2007**

**7th International Congress Concrete: Construction's Sustainable Option**

Dundee, Škotska  
[www.ctucongress.co.uk](http://www.ctucongress.co.uk)

**19.9 - 21.9.2007**

**IABSE Symposium International Association for Bridge and Structural Engineering**

Weimar, Nemčija  
[www.iabse2007.de](http://www.iabse2007.de)

**24.9 - 27.9.2007**

**14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnical Engineering in Urban Environments**

Madrid, Španija  
[www.ecsmge2007.org](http://www.ecsmge2007.org)

Rubriko ureja • **Jan Kristjan Juteršek**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: [mzg@izs.si](mailto:mzg@izs.si)



**KOČEVSKI TISK**

**KOČEVJE** d.d.

**50  
LET**

Ljubljanska cesta 18a, 1330 Kočevje

**REPROSTUDIO ●**  
**TISK ●**  
**KNJIGOVEZNICA ●**

Ljubljanska c. 18/a  
1330 Kočevje

Tel.: 01 89 30 120  
Fax: 01 89 30 130

E-mail: [info@kocevski-tisk.si](mailto:info@kocevski-tisk.si)  
<http://www.kocevski-tisk.si>