

# CIKLIČNI PREIZKUSI ARMIRANOBETONSKIH STEBROV

## CYCLIC TESTS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS

**dr. Miha Kramar, univ. dipl. inž. grad.**

**doc. dr. Matija Gams, univ. dipl. inž. grad.**

**Andrej Anžlin, univ. dipl. inž. grad.**

Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva ulica 12  
1000 Ljubljana

**prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.**

Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani  
Jamova 2, 1000 Ljubljana

**Znanstveni članek**

624.012.35:624.042.7

**Povzetek** | V članku so prikazane eksperimentalne preiskave potresne odpornosti armiranobetonskih stebrov, ki so bile opravljene na Zavodu za gradbeništvo Slovenije (ZAG) z namenom, da se določi vpliv negotovosti oz. razpršenosti materialnih karakteristik in izvedbe na potresni odziv stebrov. Da bi zajeli kar se da veliko virov negotovosti, smo naročili izdelavo 12 stebrov, ki so jih izdelala tri različna podjetja na podlagi istega načrta in nominalno enakih materialov. Poleg materialnih karakteristik smo analizirali vpliv preklopa vzdolžne armature na potresni odziv stebrov. Stebre smo preizkusili s ciklično horizontalno obtežbo, ki smo jo povečevali do porušitve. Raziskave so pokazale, da so med proizvajalci v resnici velike razlike, ki pa so opazne predvsem pri odzivu stebrov po doseženi največji nosilnosti. Največji vpliv na duktilnost ima izvedba armaturnega detajla stremen. Z raziskavo smo potrdili tudi nekatere že znane odvisnosti in opazili, da bi lahko bil pomemben parameter potresne odpornosti tudi lokacija prvega stremena nad temeljem.

**Ključne besede:** armiranobetonski steber, potresni odziv, negotovosti, nosilnost, duktilnost, stremenska armatura

**Summary** | The paper presents an experimental study of seismic resistance of reinforced concrete columns for the purpose of analysing the influence of uncertainty of material characteristics and uncertainty in manufacture. In order to cover all of the considered sources of uncertainty, 12 columns were manufactured in three different companies. The same plan and nominally the same materials were used in the production of the columns. In addition to the material characteristics, the influence of lapping of longitudinal reinforcement on the seismic response of columns was analysed as well. The columns were tested with cyclic horizontal load, which was increased until collapse. The research has shown that there are big differences in the manufacture of the columns, which is observed in the seismic response after reaching the maximum capacity. The biggest influence on the ductility can be attributed to the detailing of the stirrups. The research has also confirmed some already well-known dependences and demonstrated that one of important parameters of the seismic resistance of columns might be the location of the first stirrup above the foundation.

**Keywords:** reinforced concrete column, seismic response, uncertainty, strength, ductility, stirrups

## 1 • UVOD

V skladu s standardom Evrokod 8 (SIST, 2005b) se konstrukcije projektirajo na ciljno potresno nevarnost. Postopki izračuna so deterministični, negotovost vhodnih podatkov in ustrezna zanesljivost v smislu preseganja mejnih stanj pa se upoštevata z vpeljavo različnih projektnih dejavnikov (npr. (Žižmond, 2015)), kamor uvrščamo tudi varnostne dejavnike za mehanske lastnosti materiala. Na prvi pogled se zdi, da je proces razvoja projektiranja pravzaprav končan, vendar hitro lahko uvidimo, da je postopek projektiranja potresno odpornih konstrukcij precej poenostavljen in ne omogoča pridobivanja informacij, s katerimi bi

lahko informirali lastnike o potencialnih izgubah zaradi potresov, ki se lahko pojavijo v predvideni dobi uporabnosti objekta. Kvalitetne informacije o potresnem tveganju bi lahko pridobili že v fazi projektiranja, vendar bi morali uporabiti bolj napredne metode projektiranja (npr. (Lazar Sinković, 2016)), s katerimi eksplicitno simuliramo poškodovanost med potresi, pri čemer, vsaj približno, upoštevamo vpliv negotovosti pri modeliranju in gradnji. Da bi čim bolj natančno upoštevali vpliv negotovosti pri gradnji in vpliv slučajnosti mehanskih lastnosti materiala, smo v okviru temeljnega raziskovalnega projekta Načrtovanje kon-

strukcij na sprejemljivo potresno tveganje z uporabo nelinearnih metod analize (ARRS J2-5461), pri katerem sodelujeta Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo ter Zavod za gradbeništvo Slovenije, opravili serijo eksperimentalnih preiskav na armiranobetonskih stebrih. Preizkusili smo 12 stebrov z značilnim upogibnim obnašanjem. Stebre smo naročili pri treh različnih proizvajalcih. Vsak proizvajalec je izdelal štiri stebre na osnovi enakih načrtov in predpisanega materiala, vendar smo zahtevali, da se beton in jeklo dobavita od različnih ponudnikov na trgu.

V članku so prikazani zasnova eksperimentov, preizkuševališče in merska mesta na preizkušancih. Opisani so glavni rezultati cikličnih preizkusov na stebrih. V zadnjem delu članka so podane ugotovitve raziskave.

## 2 • PROGRAM PREISKAV, PREIZKUŠANCI IN MATERIALI

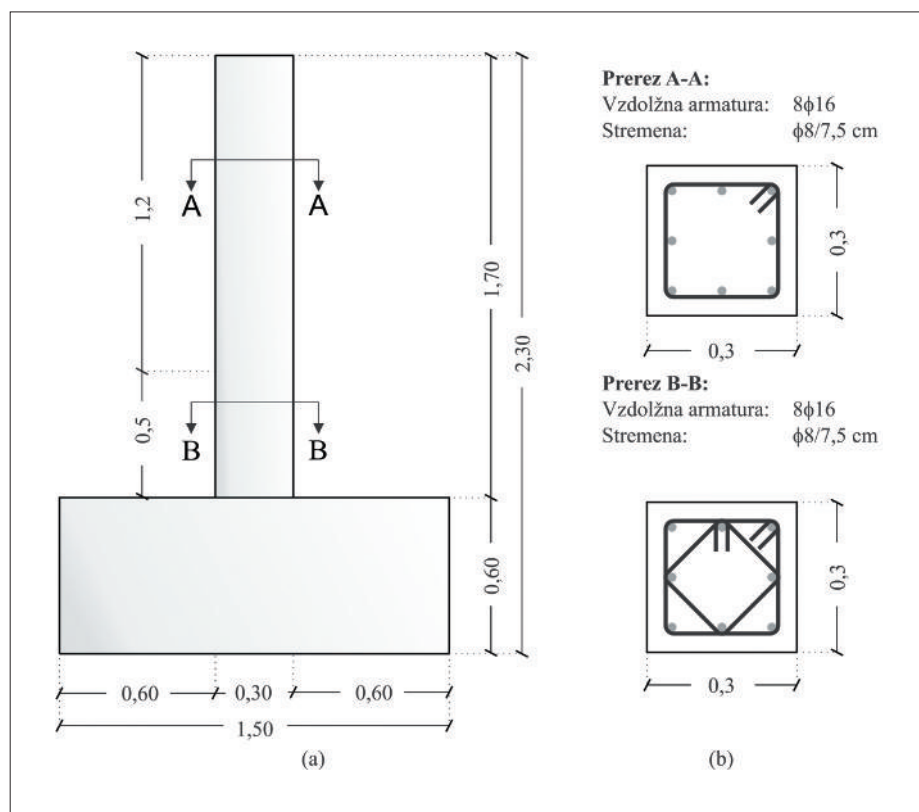
### 2.1 Preizkušanci/izhodišča

Stebre smo načrtovali tako, da dimenzijsko in po nosilnosti ustrezajo tipičnemu steburu v armiranobetonski okvirni konstrukciji. V ta namen smo izbrali stebre z naslednjimi lastnostmi:

- Konzolni steber višine 1,7 m (kar je ekvivalentno obojestransko vpetemu steburu višine 3,4 m)
  - Prečni preizkušancev 30 cm × 30 cm
  - Vzdolžna armatura 8φ16, kar ustreza stopnji armiranja 0,018 (1,8 %)
  - Oblika stremen in razdalja med stremeni ustrežata srednji stopnji duktilnosti oz. DCM po Evrokodu 8 (SIST, 2005b) (slika 1)
  - Beton C30/37
  - Armatura S 500
  - Projektna normirana osna sila v steburu je enaka 0,3 (pripadajoča tlačna osna sila za izbrani preizkušancev in razred betona je 540 kN)
- Osnovne dimenzije in armatura preizkušancev so prikazani na sliki 1.

### 2.2 Matrika preizkušanja

V okviru raziskovalne naloge smo si zadali cilj, da empirično ugotovimo, kakšna sta vpliv negotovosti gradnje in vpliv slučajnosti mehanskih lastnosti materiala na odziv oz. kapaciteto stebrov pri potresni obtežbi. Zato smo naročili izdelavo stebrov pri treh različnih izvajalcih oz. proizvajalcih armiranobetonskih konstrukcijskih elementov. Vsi izvajalci so dobili identične risbe za izdelavo in identične



Slika 1 • Vzdolžni preizkušancev (a) in pripadajoča prečna preizkušancev s prikazom armature (b)

specifikacije uporabljenih materialov, vendar so morali materiale (armaturo in beton) pridobiti od različnih dobaviteljev. Vsak proizvajalec je izdelal 4 stebre. Skupno smo tako preizkusili

12 stebrov. Poleg proizvajalcev in dobaviteljev materiala so se stebri razlikovali še po načinu sidranja vzdolžne armature v temelj. Preklop vzdolžne armature v kritičnih conah po stan-

dardu Evrokod 8 (SIST, 2005b) ni dovoljen. Kljub temu se v praksi pogosto izvajajo, predvsem na stiku stebra s temeljem. V raziskavi smo želeli ugotoviti, kakšen je vpliv tega armaturnega detajla na potresni odziv stebrov. V ta namen smo pri polovici stebrov vzdolžno armaturo sidrali v temelj, pri drugi polovici pa smo v skladu s standardom Evrokod 2 (SIST, 2005a) izvedli preklop vzdolžne armature ob vpetju na dolžini 75 cm. Celotna matrika preizkušanja je prikazana v preglednici 1.

### 2.3 Izmerjene lastnosti materialov

Čeprav so deklarirane karakteristike dobavljenih materialov (betona in armature) enake, se dejanske lastnosti materialov lahko precej razlikujejo. Dejanske lastnosti materialov smo določili s standardnimi enoosnimi preizkusi v laboratoriju ZAG. Tlačno trdnost betona smo določili v skladu s standardom SIST EN 12390-3:2009 (SIST, 2009), lastnosti armature pa smo določili po standardu SIST EN ISO 6892-1:2010 (SIST, 2010). Rezultati vseh preizkusov so zbrani v preglednicah 2 in 3.

Steber	Proizvajalec	Dobavitelj armature	Dobavitelj betona	Preklop
SU-A-1	P1	A1	B1	DA
SU-A-2	P1	A1	B1	DA
SU-A-3	P1	A1	B2	DA
SU-A-4	P1	A1	B2	DA
SU-B-1	P2	A3	B3	DA
SU-B-2	P2	A3	B3	NE
SU-B-3	P2	A4	B3	NE
SU-B-4	P2	A4	B3	DA
SU-C-1	P3	A6	B4	NE
SU-C-2	P3	A5	B6	NE
SU-C-3	P3	A6	B5	NE
SU-C-4	P3	A5	B5	NE

Preglednica 1 • Matrika preizkušenih upogibnih stebrov

Oznaka armature	$\phi$ (mm)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_u/f_y$	$\epsilon_y$ (%)	$\epsilon_u$ (%)	$\epsilon_{rupt}$ (%)	$E_s$ (GPa)
A1	16	597,7	689,7	1,15	0,31	6,67	10,4	192
A3	16	545,0	646,3	1,19	0,27	9,62	14,5	198
A4	16	525,0	638,0	1,22	0,26	12,17	20,0	201
A5	16	552,7	642,7	1,16	0,27	9,60	13,0	202
A6	16	543,0	628,7	1,17	0,26	8,63	11,4	207
srednja vrednost	16	552,7	649,1	1,18	0,27	9,34	13,9	200

- $\phi$  ... premer armature  
 $f_y$  ... meja elastičnosti  
 $f_u$  ... natezna trdnost  
 $\epsilon_y$  ... deformacija na meji tečenja  
 $\epsilon_u$  ... mejna deformacija  
 $\epsilon_{rupt}$  ... deformacija pri pretrgu armature  
 $E_s$  ... elastični modul armature

Preglednica 2 • Mehanske lastnosti vzdolžne armature

Vzorec	B1	B2	B3	B4	B5	B6	srednja vrednost
$f_{cm}$ (MPa)	55,9	37,8	32,4	33,0	51,1	33,6	40,6

$f_{cm}$  ... srednja tlačna trdnost betona po 28 dneh

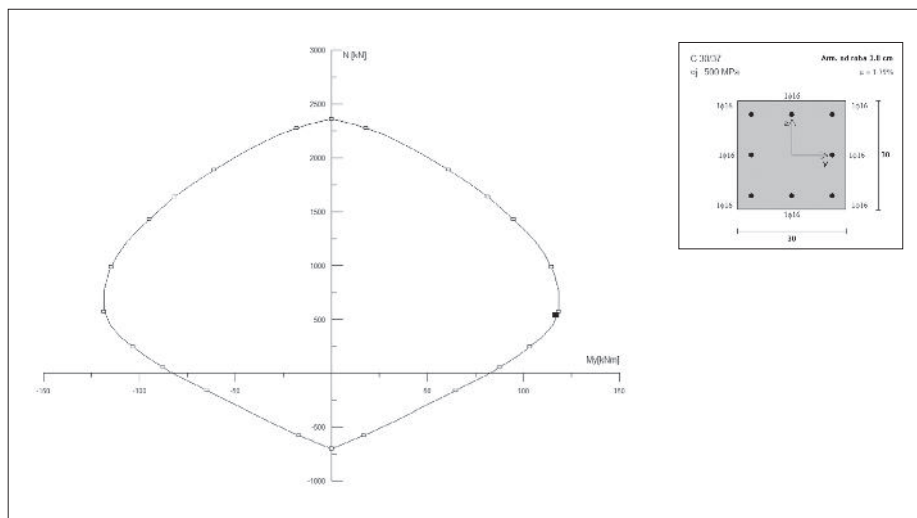
Preglednica 3 • Srednja tlačna trdnost betona (valj 30 x 15 cm) izmerjena po 28 dneh

## 2.4 Račun nosilnosti stebrov

Nosilnost stebrov smo ocenili z analizo prereza, saj se glede na vitkost preizkušancev predvideva upogibna porušitev z razvojem plastičnega členka ob vpetju. Uporabili smo računski model prereza, sestavljenega iz lamel oz. vlaken (t. i. »fiber section«), ki jim pripišemo zveze med napetostjo in deformacijo. V konstitucijskem diagramu betona smo upoštevali povečanje nosilnosti in duktilnosti betona zaradi objetja betonskega prereza s stremeni, kot predlaga Mander (Mander, 1988), za armaturo pa smo predpostavili diagram, ki upošteva področje tečenja in utrjevanja (Chang, 1994). Pri betonu smo upoštevali srednjo tlačno trdnost po Evrokodu 2 (SIST, 2005a) ( $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$ ), pri jeklu pa smo srednje vrednosti meje elastičnosti in natezne trdnosti določili po priporočilih Evrokoda 8-2 (SIST, 2006) ( $f_{ym} = 575 \text{ MPa}$ ,  $f_{um} = 690 \text{ MPa}$ ). Vrednosti, ki smo jih uporabili v računu, nekoliko odstopajo od srednjih vrednosti, ki smo jih izmerili (glej preglednici 2 in 3). Rezultat računske analize je krivulja odvisnosti upogibne odpornosti (momenta) od ukrivljenosti prereza do mejnega stanja, ko je presežena tlačna trdnost objetega betona. Vse analize smo opravili v programu OpenSees (Open-

Sees, 2016). Na podlagi privzetega modela in vhodnih podatkov smo upogibno nosilnost prereza (pri tlačni sili 540 kN) ocenili na ca. **160 kNm**. Ekvivalentna vodoravna sila v batu (ob upoštevanju prijemališča sile na višini 1,85 m) znaša **86 kN**. Ker želimo kasneje določiti tudi faktor dodane nosilnosti stebrov, s programom DIAS (DIAS-P,

1993) izračunamo projektno nosilnost stebra ob upoštevanju projektnih karakteristik materiala in poenostavljenih diagramov napetost–deformacija. Pri izbrani stopnji tlačne obremenitve znaša projektna nosilnost prereza **117 kNm**, kar je ekvivalentno sili v batu **63 kN**. Interakcijski diagram prereza je prikazan na sliki 2.



Slika 2 • Interakcijski diagram prereza (izračunan s programom DIAS). Črna pika označuje nosilnost pri izbrani stopnji tlačne obremenitve

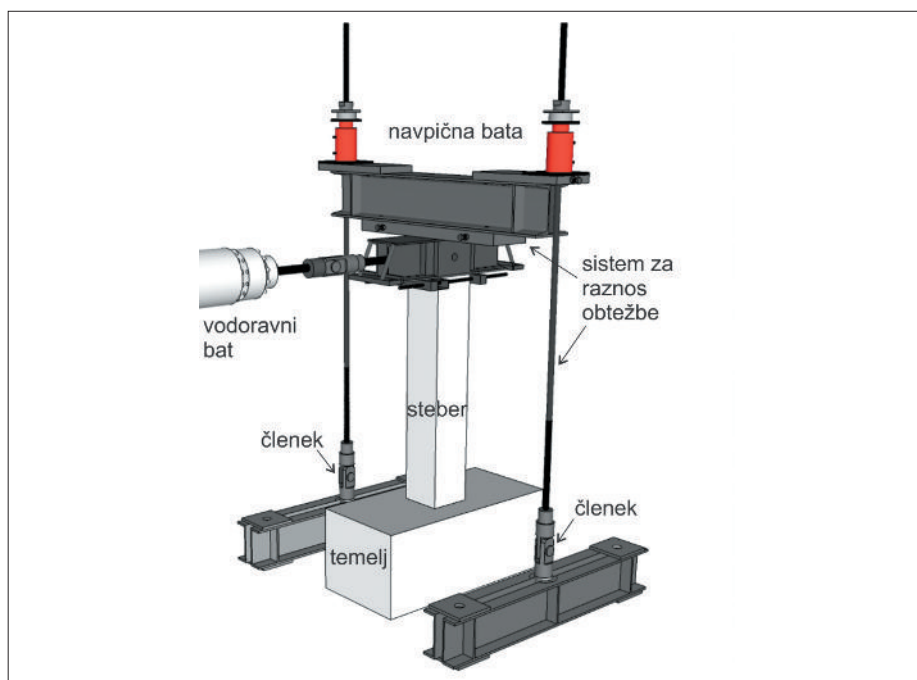
## 3 • ZASNOVA PREISKAV

### 3.1 Preizkuševališče

Za preiskave stebrov je bilo postavljeno preizkuševališče iz jeklenega okvirja, ki je služil kot opora za hidravlični bat, s katerim smo na steber vnašali vodoravno obtežbo (slika 3). Vnos vodoravne sile na steber je potekal preko jeklenega nosilca, pritrjenega na vrhu stebra. Prijemališče vodoravne sile je bilo na višini 1,85 m. Za vnos navpične sile na steber je bila na stebri nameščena še dodatna jeklena konstrukcija, na kateri sta bila postavljena dva manjša hidravlična bata (slika 3), ki sta bila z jeklenimi palicami povezana s temeljem. Priključek teh palic v temelj je bil členkast, kar je zagotavljalo konstantno tlačno silo v stebri. Temelj preizkušancev je bil predimenzioniran in zasnovan tako, da smo ga z vijaki lahko pritrčili na tla temelja v laboratoriju.

### 3.2 Meritve in zajemanje podatkov

Med preiskavami smo beležili vodoravno silo oz. obremenitev na steber ter tlačno silo v stebri. Hkrati smo z induktivnim merilnikom



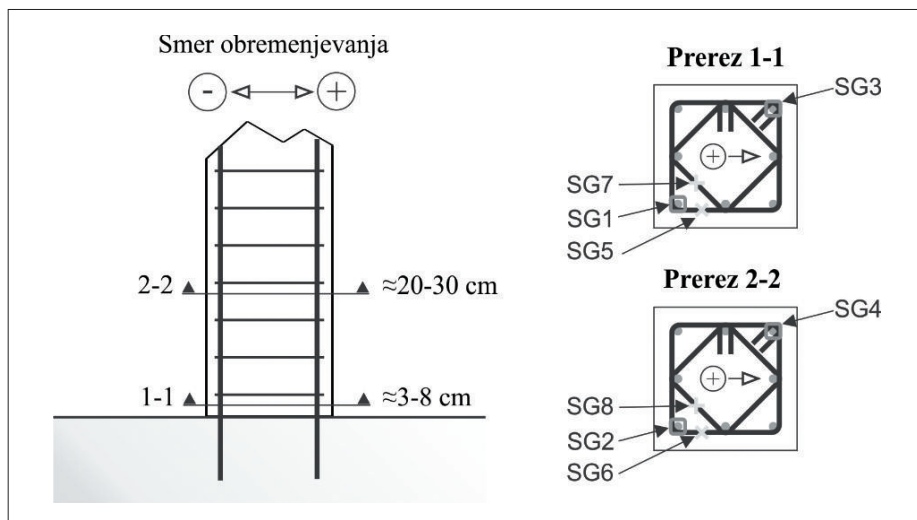
Slika 3 • Shema preizkuševališča

merili vodoravni pomik na vrhu stebra (tj. na višini 1,5 m od vpetja). Stebri so bili opremljeni tudi z merilnimi lističi za merjenje deformacij v armaturnih palicah (lokacije lističev so prikazane na sliki 4). Pomike oz. deformacije na celotni površini stebra smo dodatno merili z optičnim sistemom GOM.

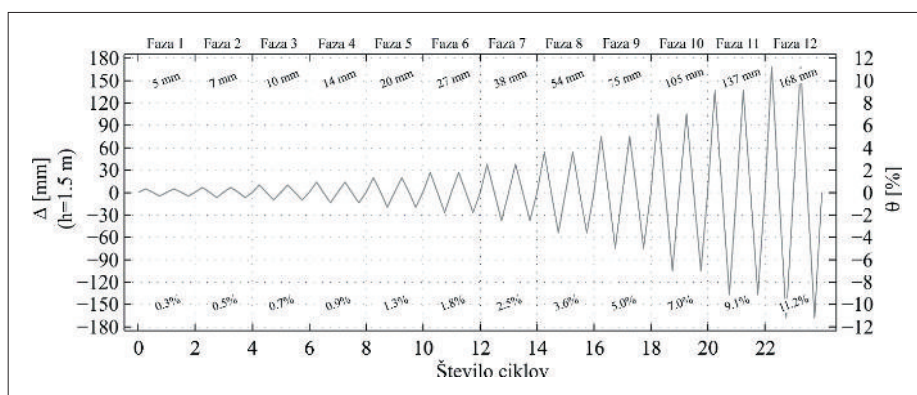
### 3.3 Postopek preizkušanja

Stebre smo najprej obremenili s tlačno silo velikosti 540 kN, ki smo jo vzdrževali na enaki vrednosti pri celotnem preizkusu. Sledilo je ciklično obremenjevanje v vodoravni smeri, s čimer smo simulirali potresno obtežbo. V cikličnem testu smo spreminjali (kontrolirali) pomik na vrhu stebra po protokolu, ki ga predlaga FEMA 461 (FEMA, 2007). Protokol je sestavljen iz več faz. V vsaki fazi sta dva zaporedna cikla z enakim nivojem amplitude. V začetnih fazah (do ocenjenega mejnega stanja preizkušanca  $\Delta_m$ ) se amplituda povečuje s faktorjem 1,4. V nadaljevanju amplitudo povečujemo za vrednost  $0,3 \Delta_m$ , dokler ne dosežemo porušitve. Tako približno simuliramo potres oziroma njegov vpliv na betonske stebre, saj je protokol izdelan na podlagi študij potresnega vzbujanja in zajame njegove ključne karakteristike (število ciklov do porušitve, razmerje med močnimi in šibkejšimi sunki ipd.).

Na sliki 5 je prikazano spreminjanje vodoravnega pomika oz. zasuka po ciklih. Enak protokol smo uporabili pri vseh preizkusih.



Slika 4 • Lokacije merilnih lističev na vzdolžni armaturi in stremenih



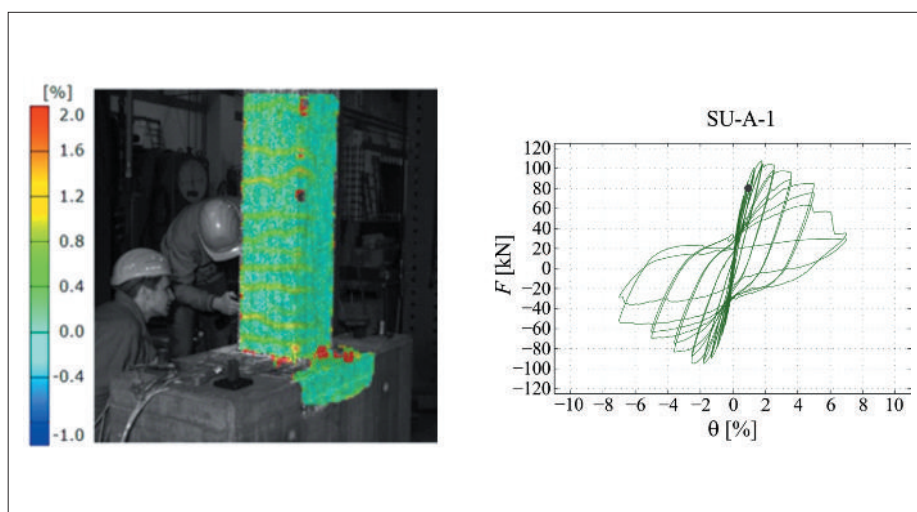
Slika 5 • Protokol obremenjevanja

## 4 • REZULTATI PREISKAV IN GLAVNE UGOTOVITVE

### 4.1 Ciklični odziv stebrov – opažanja

Na sliki 6 je prikazan tipičen ciklični odziv stebra do porušitve (histereza predstavlja krivuljo odvisnosti med vodoravno silo in zasukom stebra). Po predvidevanjih je bilo obnašanje stebrov izrazito upogibno. V 1. in 2. fazi ( $\theta \leq 0,5\%$ ) je bil odziv stebrov večinoma elastičen. V 3. oz. 4. fazi ( $\theta = 0,7\text{--}0,9\%$ ) so se na površini stebrov pojavile prve razpoke in posledično se je zmanjšala tudi togost. To stanje je za steber SU-A-1 prikazano na sliki 6.

Med 5. in 6. fazo ( $\theta = 1,3\text{--}1,8\%$ ) se je začela plastificirati armatura, kar smo zaznali iz merilnih lističev. V 7. oz. 8. fazi ( $\theta = 2,5\text{--}3,6\%$ ) se je zunanji (neobjeti) beton ob vpetju začel luščiti. Tik pred tem smo običajno izmerili največjo nosilnost stebra. Sledili so uklon vzdolžne armature, padanje

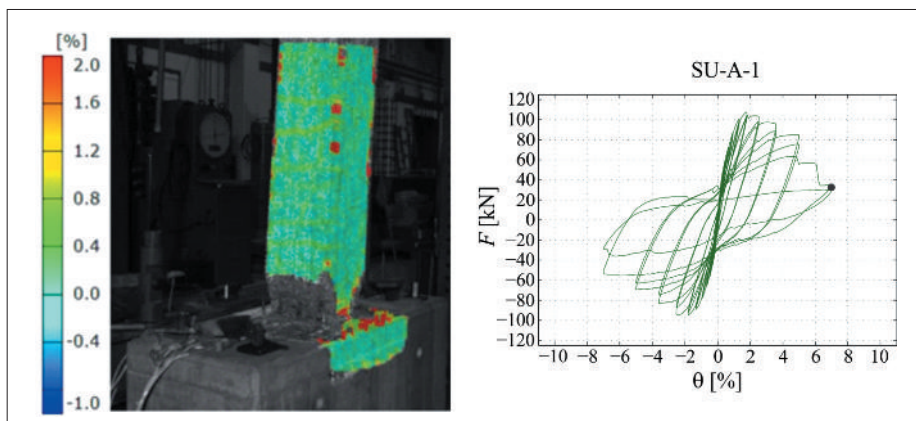


Slika 6 • Steber SU-A-1 v mejnem stanju razpokanosti. Levo so rezultati optičnega sistema (barvna skala prikazuje največje glavne deformacije), desno pa je to stanje prikazano na histerezi

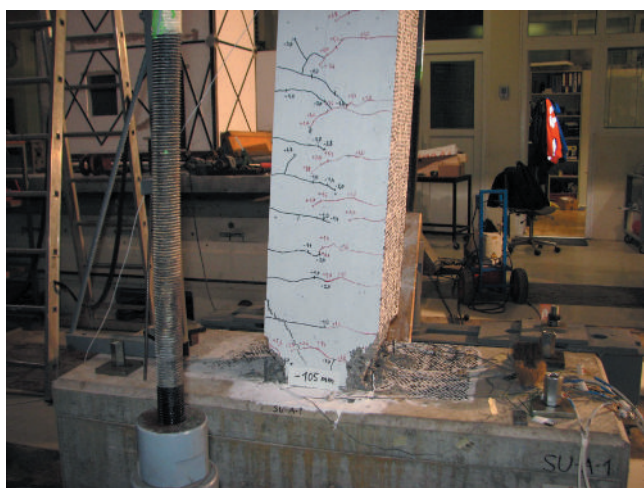


nosilnosti, odpiranje stremen in ne nazadnje pretrg posameznih vzdolžnih palic. Porušeni stebri pri 7 % zasuka je prikazan na slikah 7 in 8.

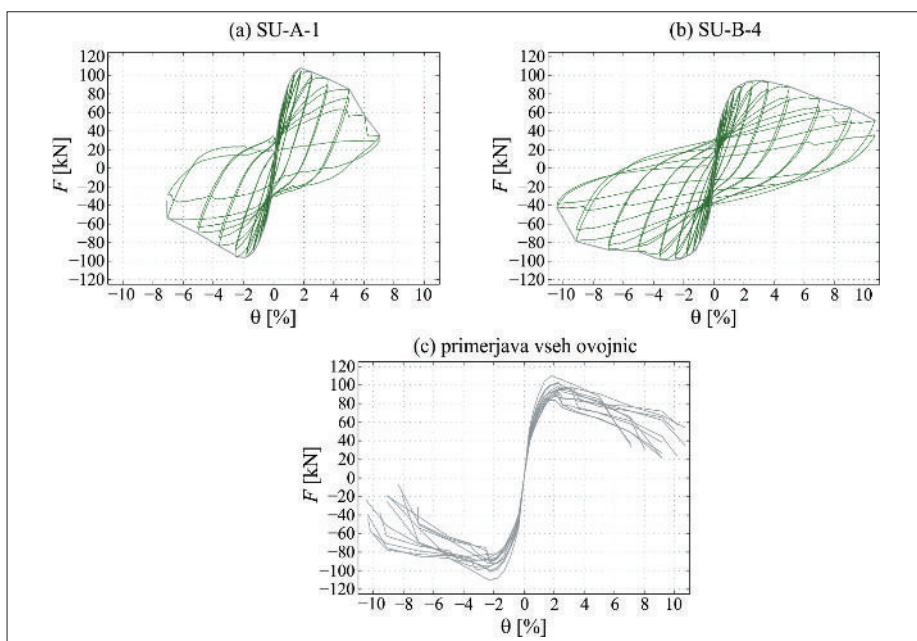
Na sliki 9 so prikazane ovojnice odzivov vseh stebrov. Vidimo, da so razlike v nosilnostih relativno majhne (največja razlika v izmerjeni nosilnosti znaša 20 %), rezultati pa se precej razlikujejo v t. i. postkritičnem območju (tj. po doseženi največji nosilnosti). Razlika je predvsem v velikosti mejne deformacije oz. duktilnosti, ki je posledica izvedbe detajlov armature (glej poglavje 4.4). Mejni zasuk pri 20-% padcu nosilnosti tako variira med 3,5 % in 7,2 %, amplitudni zasuk faze ob pretrgu palice pa med 6,6 in 10,7 %.



Slika 7 • Porušeni stebri SU-A-1. Levo so rezultati optičnega sistema (barvna skala prikazuje največje glavne deformacije), desno pa je to stanje prikazano na histerezi



Slika 8 • Pogled na stebri SU-A-1 pri 7-% zasuku (levo) in pogled na vpetje z vidno pretrganimi armaturnimi palicami (desno)



Slika 9 • Značilen histerezni (vodoravna sila-zasuk) odziv stebra z nizko duktilnostjo (a) in z visoko duktilnostjo (b). Primerjava vseh ovojnic odziva je na sliki (c)

#### 4.2 Primerjava dejanske in računske nosilnosti

V preglednici 4 sta prikazana največja izmerjena sila v batu v obeh smereh obremenjevanja ( $F_{max}$ ,  $F_{max}^+$ ) in povprečne nosilnosti v obeh smereh ( $F_{max}$ ). Podana so tudi odstopanja izmerjenih vrednosti od srednje računske nosilnosti, ki smo jo ocenili v poglavju 2.4. Vidimo, da smo z računskim postopkom razmeroma dobro ocenili največjo nosilnost stebrov, saj odstopanje od izmerjenih vrednosti v povprečju znaša 12 %. Če pa izmerjene vrednosti primerjamo z računsko projektno nosilnostjo stebra, ugotovimo, da faktor dodatne nosilnosti v povprečju znaša 1,5.

### 4.3 Vpliv materialnih karakteristik

Na podlagi zbranih rezultatov smo preverili povezanost med materialnimi karakteristikami in odzivom stebrov z linearno regresijsko analizo. Velikost linearne povezanosti smo ocenili s Pearsonovim koeficientom korelacije (Benjamin, 1970). Rezultati so potrdili nekatere pričakovane povezave med spremenljivkami. Tako je bila npr. potrjena zmerna povezanost med mejno deformacijo armature  $\varepsilon_u$  in mejnim zasukom stebra  $\theta_{u,0.65}$  (slika 10) ter povezanost med mejo elastičnosti armature  $f_y$  in nosilnostjo stebra  $F_{max}$  (slika 11).

\* $\theta_{u,0.65}$  predstavlja zasuk pri 65 % preostale nosilnosti (oz. zasuk pri 35-% padcu nosilnosti). To količino smo izbrali zato, ker predstavlja zasuk v območju, ko je že močno presežena nosilnost stebra in kjer pridejo do izraza detajli, povezani z duktilnostjo. Po drugi strani je to največji zasuk, ki ga še lahko odčitamo v vseh histerezah.

### 4.4 Vpliv stremen

Čeprav so bile risbe stebrov v vseh primerih enake, pa je le en proizvajalec, ki je izdelal 4 stebre, natančno upošteval navodila (in predpise: Evrokod 8 (SIST, 2005b)) in stremena zaključil s kljukami pod kotom 135° (slika 12a). V vseh drugih primerih (8 stebrov) so bila stremena zaključena s kljukami pod kotom 90° (slika 12b).

Poleg detajla stremen s kljukami so se stebri razlikovali tudi glede na dejansko razdaljo med stremeni in glede na položaj stremen po višini. Na sliki 13 so označene razdalje med stremeni ( $s_0$ ,  $s_1$ ,  $s_2$ ) v kritičnem območju stebra, ki smo jih izmerili za vsak steber posebej po opravljenem eksperimentu. Vrednosti teh razdalj so navedene v poročilu (Anžlin, 2016).

Preizkušane	$F_{max}^-$ (kN)	$F_{max}^+$ (kN)	$F_{max}$ (kN)	$\delta_1$ (%)*	$\delta_2$ (%)**
SU-A-1	-95,2	107,6	101,4	18	61
SU-A-2	-113,8	100	106,9	24	70
SU-A-3	-102,9	95,8	99,35	16	58
SU-A-4	-104,3	86,1	95,2	11	51
SU-B-1	-87,5	99	93,25	8	48
SU-B-2	-93,4	94,1	93,75	9	49
SU-B-3	-91,5	89,8	90,65	5	44
SU-B-4	-98,9	94	96,45	12	53
SU-C-1	-92,8	88	90,4	5	43
SU-C-2	-92,1	86,5	89,3	4	42
SU-C-3	-101,9	95,2	98,55	15	56
SU-C-4	-95,2	107,6	101,4	18	61
Sr. vrednost	-97,5	95,3	96,4	12,1	53,0
Std. deviacija	7,2	7,3	5,3	6,2	8,4

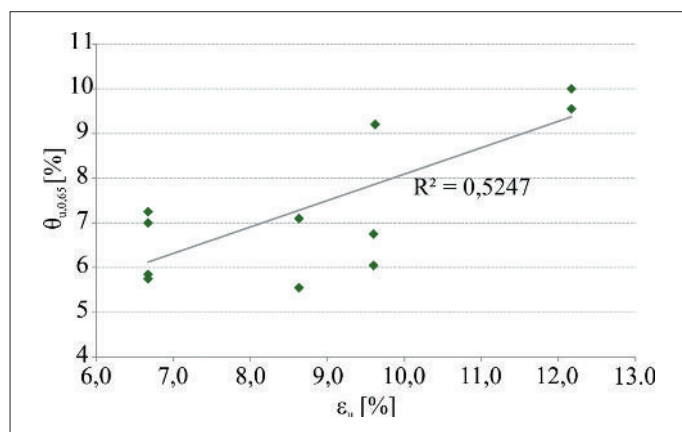
Preglednica 4 • Največja izmerjena sila v batu ( $F_{max}$ ) ter odstopanje od srednje računске ( $\delta_1$ ) in projektnе nosilnosti ( $\delta_2$ )

$$\delta_1 = \left( \frac{F_{max}}{F_{rat,max}} - 1 \right) \times 100; F_{rat,max} = 94 \text{ kN}$$

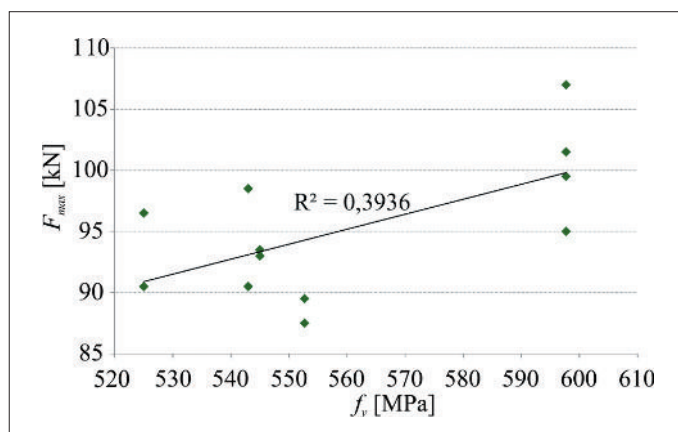
$$\delta_2 = \left( \frac{F_{max}}{F_d} - 1 \right) \times 100; F_d = 63 \text{ kN}$$

V nadaljevanju smo želeli ugotoviti korelacijo med razdaljo  $s_1$  in mejnim zasukom  $\theta_{u,0.65}$ . Poleg tega smo preučevali vpliv lokacije prvega stremena v stebri, pri čemer smo upoštevali, da je prvo streme lahko postavljeno tudi v temelju. V tem primeru je razdalja prvega

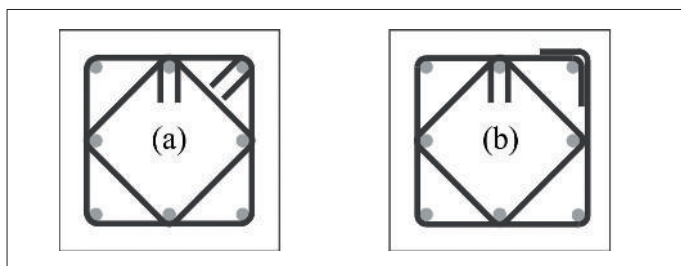
stremena glede na zgornjo koto temelja ( $s_0$ , slika 13 desno) negativna. Povezanost  $s_0$  in  $s_1$  z  $\theta_{u,0.65}$  smo ponovno preverili z linearno regresijsko analizo, v kateri smo stopnjo linearne povezanosti ocenili s Pearsonovim koeficientom korelacije.



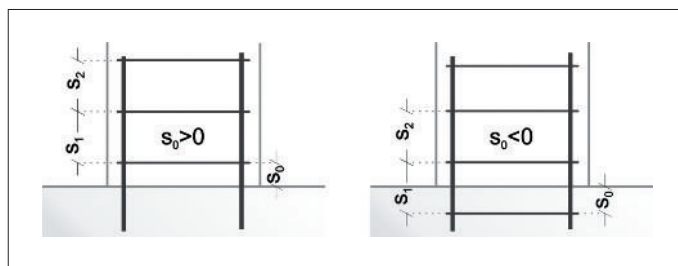
Slika 10 • Linearna povezanost med mejno deformacijo armature in mejnim zasukom stebra



Slika 11 • Linearna povezanost med mejo elastičnosti armature in največjo nosilnostjo stebra



Slika 12 • Varianti izvedenih detajlov stremen s kljukami

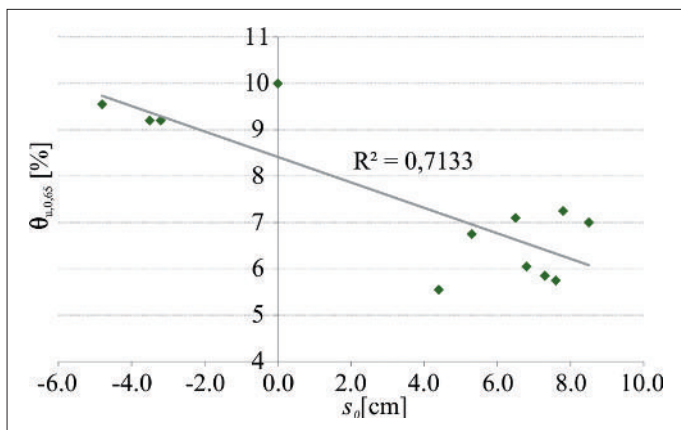


Slika 13 • Razdalje med stremeni

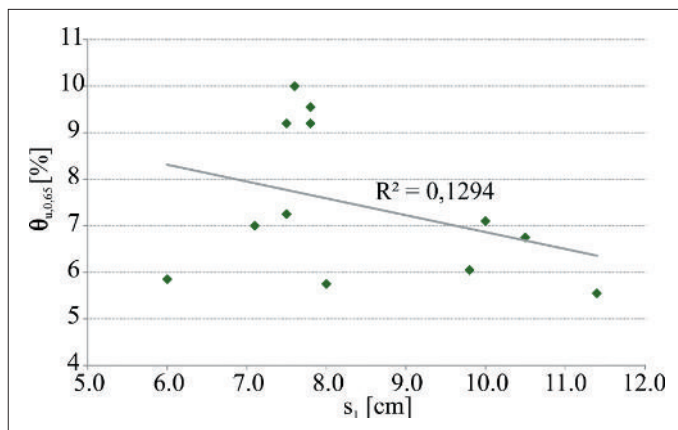
Rezultati so potrdili negativno korelacijo med razdaljami  $s_0$ ,  $s_1$  in mejnim zasukom  $\theta_{u,0.65}$ . Pri tem smo ugotovili, da je povezava najmočnejša pri razdalji  $s_0$  (slika 14). Iz tega sledi, da na mejni zasuk stebra ne vplivajo le stremena nad zgornjo koto temelja, temveč tudi stremena, ki so pod vpetjem stebra. Ugotovitev je zanimiva, vendar moramo biti pri

podajanju zaključkov previdni. Stebri z negativnimi vrednostmi  $s_0$  imajo namreč hkrati stremena zaključena s kljukami pod kotom  $135^\circ$ , kar je tudi lahko razlog za povečano duktilnost, kot smo pokazali v nadaljevanju (slika 16). Korelacija med mejnim zasukom in razdaljo  $s_1$  je majhna (slika 15), kar je verjetno posledica

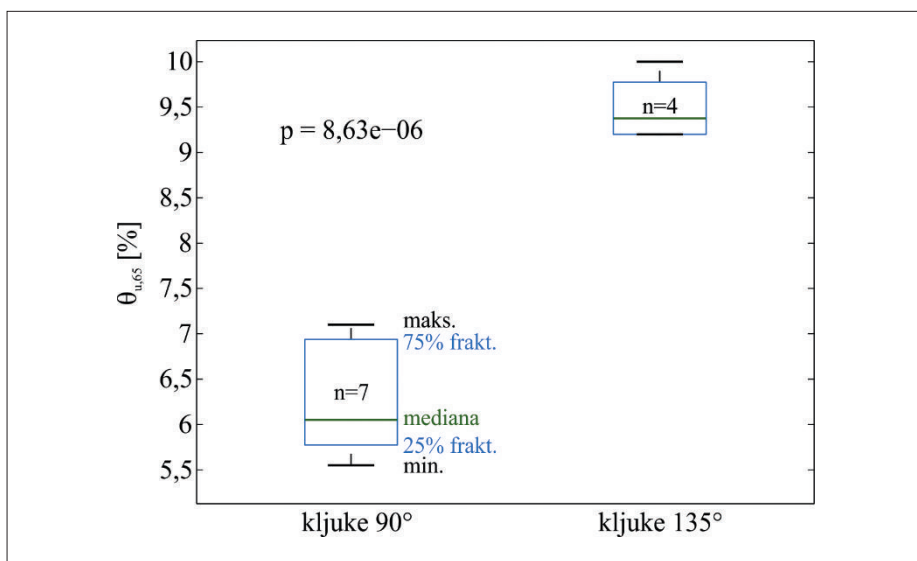
precej kratkih razdalj med stremeni v vseh primerih. Podobno kot v zgornjem primeru smo želeli ugotoviti stopnjo povezanosti med detajli kljuk in duktilnostjo stebrov. Detajlov številčno ne moremo ovrednotiti, zato smo povezanost preverili z analizo variance (metoda ANOVA). V ta namen smo stebre razdelili v 2 skupini



Slika 14 • Izmerjeni mejni zasuki stebrov in linearna povezanost mere  $s_0$  z mejnim zasukom stebra (močna povezanost)



Slika 15 • Izmerjeni mejni zasuki stebrov in linearna povezanost mere  $s_1$  z mejnim zasukom stebra (šibka povezanost)



Slika 16 • Mejni zasuk stebrov v odvisnosti od detajla kljuk. Moder pravokotnik prikazuje interval med 25%- in 75% fraktilo, zelena črta je mediana, črni črti sta ekstremni točki

glede na izvedbo detajla (slika 12). Rezultat analize je parameter  $p$ , ki predstavlja verjetnost, da so skupine le naključni vzorci populacije. Majhna vrednost  $p$  torej določa značilno korelacijo (tj. majhno verjetnost, da je korelacija naključna). Kot je prikazano na sliki 16, rezultati kažejo značilno korelacijo med mejnim zasukom in izvedbo detajla.

#### 4.5 Vpliv preklopa vzdolžne armature

Enako kot v primeru detajlov kljuk stremen smo z analizo variance želeli preveriti povezavo med preklpom vzdolžne armature ter nosilnostjo in duktilnostjo stebrov. V tem primeru so rezultati presenetljivi, saj preizkusi niso potrdili zmanjšanja nosilnosti stebrov zaradi izvedbe preklopa vzdolžne armature po standardu Evrokod 8 (SIST, 2005b). Prav tako nismo zaznali zmanjšanja duktilnosti zaradi preklopa armature v primerjavi s stebri z neprekinjeno vzdolžno armaturo.



## 5 • SKLEP

Opravili smo preiskavo potresnega odziva 12 armiranobetonskih stebrov, ki so jih izdelala tri različna podjetja na podlagi istega načrta in nominalno enakih materialov. Z raziskavo smo kvantificirali vpliv negotovosti/nedoslednosti pri gradnji in vpliv slučajnosti mehanskih lastnosti materiala na nosilnost in mejni zasuk armiranobetonskih stebrov.

Razlike v nosilnost obravnavanih stebrov so bile sorazmerno majhne (koeficient variacije 5,5 %). Največja razlika v odstotkih izmerjenih nosilnosti znaša 20 %. Ne glede na razlike v izmerjeni nosilnosti stebrov je bila računsko določena nosilnost na osnovi ocenjenih srednjih vrednosti mehanskih lastnosti materiala

za približno 12 % manjša v primerjavi z nosilnostjo, ki smo jo izmerili v eksperimentih. Na podlagi teh podatkov bi lahko sklepali, da je račun nosilnosti na nivoju analize prereza bolj na varni strani.

Raziskave so pokazale, da so med proizvajalci v resnici velike razlike, ki pa so opazne šele v odzivu stebrov po doseženi največji nosilnosti – razlika v odstotkih med največjim in najmanjšim zasukom na meji porušitve znaša 60 %. Izkaže se, da ima izvedba armaturnega detajla stremen največji vpliv na mejni zasuk stebrov. Ker so deformacije v postkritičnem območju dovoljene v primeru močnih potresov, lahko porušitev objekta preprečimo le z ust-

rezno načrtovanim mejnim zasukom pri stanju blizu porušitve, kar pa se pri konvencionalnem projektiranju eksplicitno ne preverja. Dovolj je, da projektant dokazuje nosilnost elementov. Ravno zaradi tega je še toliko bolj pomembno, da se na gradbišču opravi ustrezen nadzor, ki preverja ustreznost armaturnih detajlov (npr. izvedba kljuk pod kotom 135°), ki imajo bistven vpliv na mejni zasuk pri stanju blizu porušitve. Z raziskavo smo potrdili nekatere znane odvisnosti (npr. nosilnosti od kvalitete jekla) ter opazili, da bi lahko bil pomemben parameter potresne odpornosti tudi lokacija prvega stremena nad temeljem. Rezultati kažejo, da imajo najboljše postkritični odziv stebri, pri katerih je prvo streme vgrajeno čim bližje temelju oz. celo v temelj. Ker pa je bilo število vzorcev v raziskavi majhno, bi morali za dokončno potrditev te trditve opraviti dodatne preiskave.

## 6 • ZAHVALA

Prispevek je del raziskovalnega projekta Načrtovanje konstrukcij na sprejemljivo po-

tresno tveganje z uporabo nelinearnih metod analize (J2-5461), ki ga financira Javna agen-

cija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije. Za podporo se iskreno zahvaljujemo.

## 7 • LITERATURA

- Anžlin, A., Lajkovič, G., Gams, M., Kramar, M., Poročilo o preizkusih armiranobetonskih stebrov za ARRS projekt J2-5461, poročilo P 970/13-610-1, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 2016.
- Benjamin, J., Cornell, C., Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill, New York, 1970.
- SIST, SIST EN 1992-1-1, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, SIST, Ljubljana, 2005a.
- SIST, SIST EN 1998-1, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, SIST, Ljubljana, 2005b.
- SIST, SIST EN 1998-2, Evrokod 8: Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – 2.del: Mostovi, SIST, Ljubljana, 2006.
- Chang, G., Mander, J., Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I – Evaluation of Seismic Capacity, NCEER Technical Report 94-0006, University of Buffalo, Buffalo, 1994.
- DIAS-P, Program za dimenzioniranje armiranobetonskih prerezov, FGG, IKPIR, Ljubljana, 1993.
- FEMA, FEMA 461, Interim Protocols for Determining Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components through Laboratory Testing, Applied Technology Council, Redwood City, California, 2007.
- Lazar Sinković, N., Brozovič, M., Dolšek, M., Risk-based seismic design for collapse safety, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 45, No. 9, pp. 1451-1471, 2016.
- Mander, J., Priestley, M., Park, P., Theoretical stress-strain model for confined concrete, ASCE J Struct Eng, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation, <http://opensees.berkeley.edu/>, pridobljeno 14. 6. 2016, 2016.
- SIST, SIST EN 12390-3:2009, Testing hardened concrete – Part 3: Compressive strength of test specimens, SIST, Ljubljana, 2009.
- SIST, SIST EN ISO 6892-1:2010, Kovinski materiali – Natezni preskus – 1. del: Metoda preskušanja pri sobni temperaturi, SIST, Ljubljana, 2010.
- Žižmond, J., Dolšek, M., Evaluation of factors influencing the earthquake-resistant design of reinforced concrete frames according to Eurocode 8, Structure and Infrastructure Engineering, vol. 12, No. 10, pp. 1323–1341, 2015.