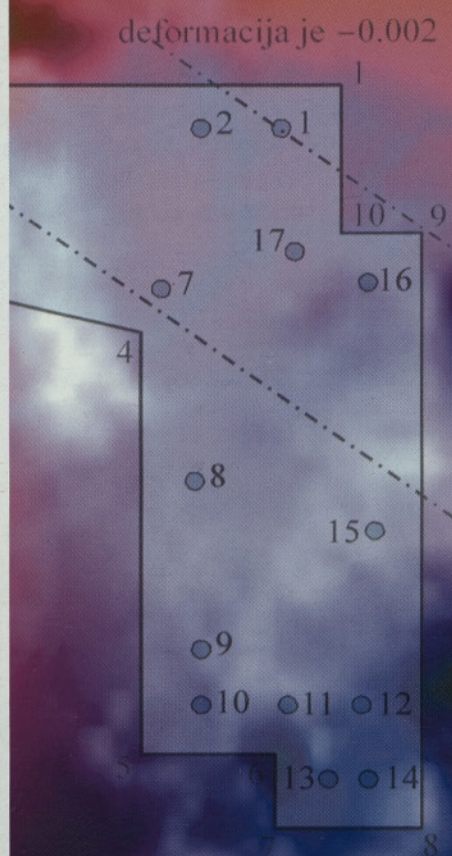
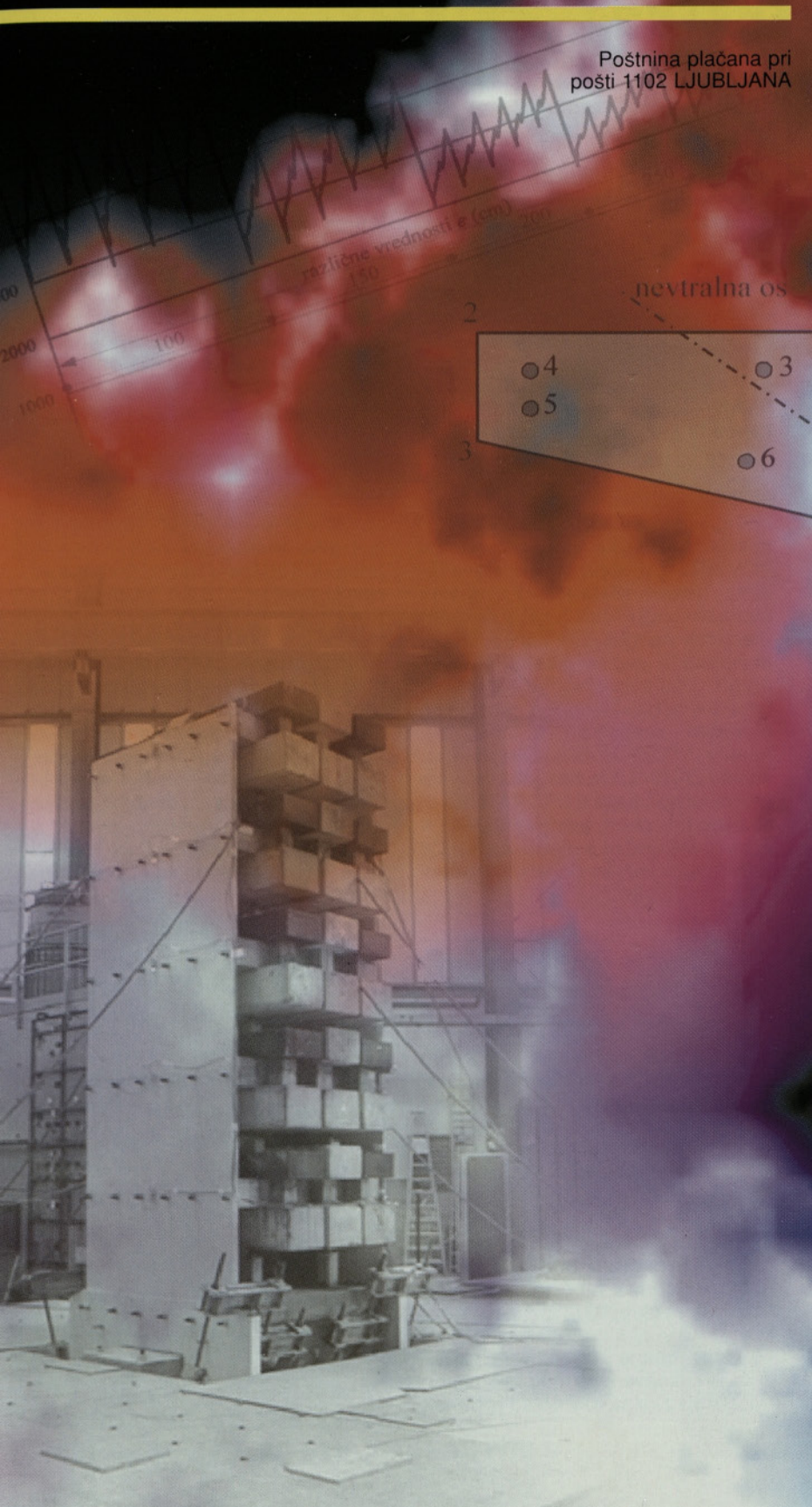


GRADBENI VESTNIK

GLASILO
ZVEZE DRUŠTEV
GRADBENIH
INŽENIRJEV
IN TEHNIKOV
SLOVENIJE

Poštnina plačana pri
pošti 1102 LJUBLJANA

**MAJ
2001**



**1951
2001**

Glavni in odgovorni urednik:

Prof.dr. Janez **DUHOVNIK**

Lektorica:

Alenka **RAIČ - BLAŽIČ**

Tehnični urednik:

Danijel **TUDJINA**

Uredniški odbor:

Doc.dr. Ivan **JECELJ**

Andrej **KOMEL**, u.d.i.g.

Mag. Gojmir **ČERNE**

Prof.dr. Franci **STEINMAN**

Prof.dr. Miha **TOMAŽEVIČ**

Janja **PEROVIC-MAROLT**, u.d.i.g

Tisk:

TISKARNA LJUBLJANA d.d.

Količina: 900 Izvodov

Revijo izdaja ZVEZA DRUŠTEV GRAD-BENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, Ljubljana, Karlovska 3, telefon/faks: 01 422-46-22, ob finančni pomoči Ministrstva RS za znanost in tehnologijo, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani ter Zavoda za gradbeništvo Slovenije.

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

Letno izide 12 števk. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5000 SIT; za študente in upokojence 2000 SIT; za gospodarske naročnike (podjetja, družbe, ustanove, obrtnike) 40500 SIT za 1 izvod revije; za naročnike v tujini 100 USD. V ceni je všteti DDV.

Žiro račun se nahaja pri Agenciji za plačilni promet, Enota Ljubljana, številka: 50101-678-47602.

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.

2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.

3. Besedilo prispevkov mora biti napisano v slovenščini.

4. Besedilo mora biti izpisano z dvojnimi presledki med vrsticami.

5. Prispevki morajo imeti naslov, imena in priimke avtorjev ter besedilo prispevka.

6. Besedilo člankov mora obvezno imeti: naslov članka (velike črke); imena in priimke avtorjev; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; naslov SUMMARY, naslov članka v angleščini (velike črke) 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.

7. Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni.

8. Slike, preglednice in fotografije morajo biti oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnijo njihovo vsebino. Slike in fotografije, ki niso v elektronski obliki, morajo biti priložene prispevku v originalu in dveh kopijah.

9. Enačbe morajo biti na desni strani označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.

10. Uporabljena 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.

11. V poglavju LITERATURA so dela opisana z naslednjimi podatki: priimek, ime avtorja, priimki in imena drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.

12. 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.

13. Pod črto na prvi strani, pri prispevkih, krajših od ene strani pa na koncu prispevka, morajo biti navedeni obsežnejši podatki o avtorjih: znanstveni naziv, ime in priimek, strokovni naziv, podjetje ali zavod, naslov.

14. Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGG, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA. 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 treh izvodih in v elektronski obliki (WORD, EXCEL, AVTODAC, DESIGNER).

Uredniški odbor

VSEBINA - CONTENTS

Uvodnik

Stran 101

Miroslav Pregl

5. SLOVENSKI DNEVI JEKLENIH KONSTRUKCIJ

Članki, študije, razprave Articles, studies, proceedings

Stran 103

Simon Šilih, Stojan Kravanja

KONKURENČNI RAZPONI SOVPREŽNIH NOSILCEV

COMPETITIVE SPANS OF COMPOSITE BEAMS

Stran 108

Marjan Stanek, Goran Turk

NUMERIČNI POSTOPEK ZA DOLOČITEV RAVNOTEŽNEGA STANJA V PREČNEM PREREZU AB NOSILCA

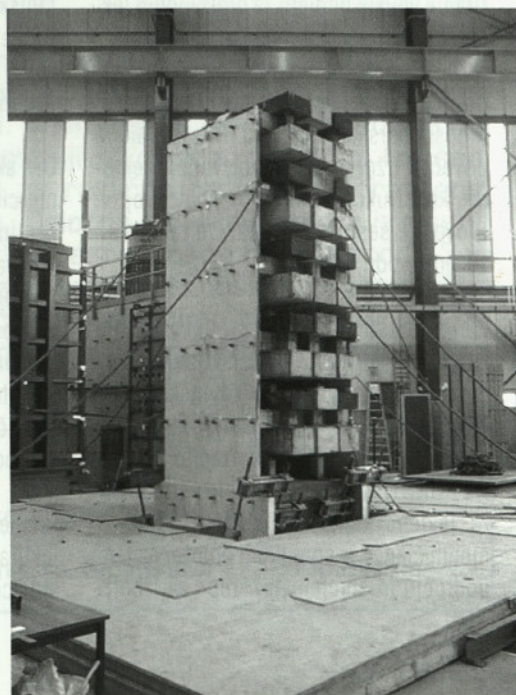
NUMERICAL PROCEDURE FOR EQUILIBRIUM STATE DETERMINATION IN CROSS-SECTION OF RC BEAM

Stran 120

P. Kante, M. Fischinger, T. Isaković

MODELIRANJE POTRESNEGA ODZIVA ARMIRANOBETONSKE STENE

MODELLING OF THE SEISMIC RESPONSE OF A RC STRUCTURAL WALL



5. SLOVENSKI DNEVI JEKLENIH KONSTRUKCIJ

DR. MIROSLAV PREGL, UNIV. DIPL. INŽ. GRADB., IMK, MENCINGERJEVA 7, 1000 LJUBLJANA

Strokovno srečanje 5. slovenski dnevi jeklenih konstrukcij z delovnim naslovom "Jeklene konstrukcije za bodoče življenje" bo potekalo 23. maja 2001 v Ljubljani. Organizirata ga Inštitut za metalne konstrukcije in Odbor za jeklene konstrukcije pri GZS-Združenju kovinske industrije, ki želita tudi na ta način prispevati k razvoju in uporabi jeklenih konstrukcij v Sloveniji ter obenem obveščati slovensko javnost o dosežkih in možnostih na tem področju.

Menimo, da nam redkokateri material tako bogati življenje kot jeklo. Nudi nam orodja za delo, učinkovito preskrbo z energijo, varuje toploto in svetlobo, omogoča lažje potovanje, zagotavlja našemu življenju varnost in je okolju prijazno. Pridobivanje železa, proizvodnja jekla, kovinskopredelovalna industrija in z njo povezane industrijske panoge že dolgo močno vplivajo na razvoj in življenje v Sloveniji. V preteklosti so pri nas nastale močne železarne, strojne tovarne in podjetja za izdelavo kovinskih konstrukcij. Gospodarske spremembe so povzročile preoblikovanje in prestrukturiranje velikih podjetij za proizvodnjo jeklenih konstrukcij v manjša, ki skušajo z različnimi ukrepi povrniti delovna mesta, povečati dohodek in ponovno prispevati h gospodarskemu razvoju. Prizadevajo si povečati tržni delež in proizvodnjo jeklenih konstrukcij, ki sta po osamosvojitvi Slovenije šest let upadala. Od leta 1997 se proizvodnja povečuje.

Za premostitev težav, za povezovanje znanja in ponovno vzpostavljanje zmogljivosti so proizvajalci kovinskih konstrukcij v Sloveniji v oktobru 1997 ustanovili v okviru GZS organizacijo JEKLENE KONSTRUKCIJE (JK), ki jo vodi Odbor za jeklene konstrukcije (OJK). Namen njenih članov je spremljati položaj na tem področju in sprejemati ukrepe za izboljšanje.

Cilji organizacije so:

- spodbujati in pospeševati razvoj slovenskega trga jeklenih in aluminijastih konstrukcij
- predlagati in sodelovati pri oblikovanju in uvajanju primernih predpisov ter standardov za gradnjo in uporabo jeklenih konstrukcij
- predlagati in sodelovati pri oblikovanju slovenske razvojne strategije in nacionalnih razvojnih projektov
- zastopati skupni interes načrtovalcev, proizvajalcev in uporabnikov jeklenih konstrukcij pri državnih organih in drugih institucijah v Sloveniji
- spodbujati in usmerjati aktivnosti za izboljšanje tehničnih lastnosti, funkcionalnosti, ekonomičnosti in ekološke sprejemljivosti jeklenih konstrukcij
- sodelovati, spodbujati in koordinirati aktivnosti s sorodnimi organizacijami doma in v svetu
- spodbujati dvig konkurenčne sposobnosti in izvozne učinkovitosti.

V organizacijo so včlanjene poleg proizvajalcev jeklenih konstrukcij tudi projektantske, poslovne in akademske organizacije. S svojim delom in prizadevanjem želijo prikazati in uveljaviti vrsto odlik, ki jih imajo jeklene konstrukcije.

Del aktivnosti za uresničevanje navedenih ciljev je bila organizacija naslednjih seminarjev:

- kvaliteta izdelave in montaže jeklenih konstrukcij
- požarna zaščita in varnost jeklenih konstrukcij
- arhitektura in jeklo
- računalniško projektiranje in proizvodnja jeklenih konstrukcij

Prispevki na seminarju Računalniško projektiranje in proizvodnje jeklenih konstrukcij so bili objavljeni v prejšnjih šte-

vilkah Gradbenega vestnika.

Tradicionalno prireditelj na tem področju predstavljajo Slovenski dnevi jeklenih konstrukcij, ki so organizirani vsaki dve leti. Leta 1994 jih je pričel prirejati Inštitut za metalne konstrukcije. Ko pa je bila leta 1997 ustanovljena organizacija JK, jih organizirata skupaj. Za povečanje interesa za gradnjo jeklenih konstrukcij pri investitorjih–naročnikih in za usposabljanje proizvajalcev jeklenih konstrukcij so potrebne spodbude in primeri, ki kažejo na to, kakšne so lahko kakovostne jeklene konstrukcije in kaj so proizvajalci sposobni izdelati. Za ta namen je organizacija JK sklenila na Slovenskih dnevih jeklenih konstrukcij podeljevati nagrado za najboljše dosežke na področju projektiranja in izgradnje jeklenih konstrukcij. Nagrada je bila prvič podeljena na 4. slovenskih dnevih jeklenih konstrukcij maja 1999 v Ljubljani. Na podlagi razpisa je žirija izmed prispelih predlogov izbrala in dodelila nagrado za konstrukcijo mostu za pešce in kolesarje na Ptuj. Svoj izbor je utemeljila z ugotovitvijo, da je bila za konstrukcijo mostu prvič v Sloveniji uporabljena sovprežna konstrukcija z jeklenim prostorskim paličnim nosilcem. Z uporabo cevnih elementov je bila zadovoljivo rešena problematika zaščite proti koroziji. Vsi konstrukterški detajli so bili večje zasnovani in korektno izvedeni. Celotna oblika mostu, ki je uspešno vključena v podobo starega mestnega jedra, izžareva vtis zelo vitke, a kljub temu dovolj trdne linije.

Organizacija JEKLENE KONSTRUKCIJE je tudi član Evropske konvencije za jeklene konstrukcije (ECCS–European Convention for Constructional Steelwork), ki povezuje in usklajuje delo podobnih organizacij v ostalih evropskih državah in ima podobne cilje kot naša. Organizacija ECCS je imela pionirsko vlogo pri sestavljanju

priporočil, standardov in predpisov s področja jeklenih konstrukcij. S temi vprašanji se je ukvarjala že pred ustanovitvijo mednarodnih organizacij za standardizacijo.

ECCS podeljuje tudi evropska priznanja za jeklene konstrukcije. Nagrade podeljuje vsaki dve leti za najuspešnejše konstrukcije iz držav članic. Kakovost pri tem ni pojmovana samo formalno, ampak naj bi obsegala tudi ostale vrednote, ki so rezultat širših prizadevanj, razvojnih in inovativnih naporov ter kulturnega delovanja. Zato je organizacija JK izdelala predlog, da dobi most za pešce na Ptuj tudi evropsko nagrado za jeklene kon-

strukcije. Predložila ga je žiriji ECCS, ki je izbirala med predlogi iz 21 držav članic. Nagradila je 15 predlogov, med njimi tudi slovenskega. Tako je prvič v zgodovini prejela slovenska jeklena konstrukcija to evropsko priznanje. Dodeljeno je bila vsem, ki so prispevali k uspešni realizaciji objekta. To so bili investitor, projektanti in izvajalci. Nagrade v obliki diplom in plaket so bile podeljene na redni letni skupščini ECCS septembra 1999 v Londonu. Istočasno so bili nagrajeni še najdaljši evropski viseči most Storebaelt na Danskem, most za hitro železnico pri Donzere-Mondragon v Belgiji in Marianski most na Labi na Češkem. Med drugimi so dobile priznanja še kupola nad

nemškimi parlamentom v Berlinu, kupola Millennium v Londonu, kulturni in kongresni center v Luzernu itd.

Na letošnjih 5. slovenskih dnevih jeklenih konstrukcij bodo s predavanji predstavljeni sodobni pogledi na estetiko jeklenih konstrukcij, prikazane bodo smeri razvoja jeklenih mostov in nekatere dosedanje izkušnje pri uporabi jeklenih konstrukcij v stanovanjski gradnji. Svoje delo bodo predstavili tudi mladi raziskovalci z obeh slovenskih univerz, ki se ukvarjajo z jeklenimi konstrukcijami. Kot je bilo že napisano, bo prireditev spremljala podelitev nagrade za najboljšo slovensko jekleno konstrukcijo v letu 2001.

KONKURENČNI RAZPONI SOVPREŽNIH NOSILCEV

COMPETITIVE SPANS OF COMPOSITE BEAMS

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK [624.072.3 + 624.073] : 519.68

SIMON ŠILIH, STOJAN KRAVANJA

POVZETEK V prispevku predstavljamo konkurenčne razpone sovprežnih nosilcev, dobljene na podlagi primerjave med sovprežnimi nosilci in armiranobetonskimi rebrastimi ploščami. Primerjava je bila izvedena za prostoležeče sisteme, obtežene z lastno težo in spremenljivo koristno obtežbo. Izvršeni so bili izračuni za različne razpone obtežbe kot tudi za različne trdnosti uporabljenih materialov betona, armature in konstrukcijskega jekla. Celotna raziskava je bila izvršena v skladu s standardi Eurocode 2 za armiranobetonske rebraste plošče ter Eurocode 3 in 4 za sovprežne nosilce. Na podlagi primerjave izračunanih lastnih stroškov za vse možne prečne prereze sovprežnih nosilcev in rebrastih plošč lahko določimo tiste razpone, pri katerih predstavljajo sovprežni nosilci ekonomično ugodnejšo rešitev. Ti razponi so definirani kot konkurenčni razponi sovprežnih nosilcev.

Avtorja:

Mladi raziskovalec Simon Šilih, univ. dipl. gosp. inž. gradb., Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, 2000 Maribor

Doc. dr. Stojan Kravanja, univ. dipl. inž. gradb., Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, 2000 Maribor

S U M M A R Y The paper presents the competitive spans of composite beams compared with the spans of reinforced concrete ribbed slabs. The comparison was made for simply supported beam systems, subjected to self-weight and the variable imposed load. Calculations were performed for different spans, different loads and different concrete and reinforcing/structural steel materials. The analysis was performed in accordance with Eurocode 2 for ribbed slabs and Eurocode 4 with Eurocode 3 for composite beams. On the basis of the comparison of fabrication costs for all possible design alternatives of composite beams and concrete ribbed slabs we can determine spans, for which composite beam floor systems tend to be a more economical solution than the reinforced concrete ribbed slabs. These spans are defined as the competitive spans of composite beams.

1. UVOD

V prispevku so predstavljeni konkurenčni razponi sovprežnih nosilcev, sestavljenih iz betona in jeklenih I nosilcev. Konkurenčni razponi so bili določeni na podlagi primerjave lastnih stroškov sovprežnih nosilcev in armiranobetonskih rebrastih plošč. Za ta namen je bila izvršena obširna primerjalna analiza. Temeljni cilj raziskave je bil določiti pogoje, pri katerih predstavlja medetažna konstrukcija, sestavljena iz sovprežnih nosilcev, ekonomično ugodnejšo rešitev od armiranobetonske rebraste plošče.

V prvi fazi je bila primerjava izvršena za prostoležeče sisteme, obtežene z lastno težo in spremenljivo koristno obtežbo. Izračuni so bili izvedeni za različne razpone, obtežbe in različne trdnosti uporabljenih materialov, kar je privedlo do velikega števila možnih kombinacij za primerjavo. Dimenzioniranje rebrastih plošč in sovprežnih nosilcev se je izvajalo ločeno. Za oba omenjena tipa konstrukcije so bile poiskane optimalne rešitve (optimalni prečni prerezi) za različne kombinacije razpona in koristne obtežbe. Za vsako dobljeno rešitev so bili izračunani lastni stroški (stroški materiala in izdelave), na koncu pa je bila izvedena primerjava lastnih stroškov optimalnih rešitev obeh tipov konstrukcij.

Na podlagi dobljenih stroškovnih funkcij (lastni stroški konstrukcije v odvisnosti od razpona pri dani koristni obtežbi) smo določili razpon, pri katerem se stroški

obeh konstrukcij izenačijo. Ta razpon smo definirali kot mejni konkurenčni razpon. Primerjava pokaže, da so razponi, večji od mejnega konkurenčnega razpona, tišči, pri katerih predstavljajo sovprežni nosilci ekonomično ugodnejšo rešitev od armiranobetonskih rebrastih plošč.

Optimalni prerezi za vsak posamezen primer so bili določeni z metodo diskretnega izčrpajočega optimiranja, upoštevana so bile vse možne kombinacije različnih dimenzij armiranobetonskih in jeklenih prečnih prerezov. Za ta namen sta bila izdelana računalniška programa RIBSLAB za dimenzioniranje rebrastih plošč in COMBEAM za dimenzioniranje sovprežnih nosilcev, s katerima je bila omogočena analiza velikega števila različnih možnih rešitev.

Celotna raziskava je bila izvedena v skladu z ustreznimi evropskimi standardi: Eurocode 2 (EC 2) za armiranobetonske in Eurocode 4 (EC 4) skupaj z Eurocode 3 (EC 3) za sovprežne konstrukcije. V prispevku so prikazani rezultati raziskave za primer kombinacije materialov, ki se v praksi najpogosteje uporabljajo: beton C 25/30, rebrasta armatura S 400 in konstrukcijsko jeklo Fe 360 (S 235).

Takšna primerjava konstrukcij v novejšem času v Sloveniji še ni bila izvedena, statistika pa kaže, da se sovprežne konstrukcije v našem prostoru gradijo redko v primerjavi z razvitimi državami sveta. Prepričani smo, da bo ta raziskava pripomogla k popularizaciji tega tipa konstrukcij pri nas.

2. ARMIRANOBETONSKE REBRASTE PLOŠČE

2.1 DIMENZIONIRANJE

Kot smo že omenili, so bile armiranobetonske rebraste plošče dimenzionirane v skladu s standardom EC 2. Ločeno je bilo izvedeno dimenzioniranje plošče in reber. Plošča je obravnavana kot armiranobetonska plošča konstantne debeline, kontinuirno podprta z rebri. Dimenzionirana je kot kontinuirni nosilec prek 9 polj, obtežen z lastno težo in šahovsko koristno obtežbo (obteženo je vsako drugo polje) intenzitete 5 kN/m^2 .

Tako plošča kot rebra so dimenzionirani na mejno stanje nosilnosti (upogibna in strižna nosilnost) in mejno stanje uporabnosti (deformacije, razpoke, tečenje in krčenje betona). Rebri so dimenzionirani skupaj s sodelujočo širino plošče kot armiranobetonski T prerezi. Prečni prerezi so zaradi sodelujoče plošče običajno zelo veliki, tako da se redko zgodi, da je dosežena po EC 2 predpisana maksimalna količina upogibne armature (4%), računsko dobljene prereze armature pa bi bilo nemogoče vgraditi zaradi relativno majhne širine reber. Količina upogibne armature je zato omejena glede na širino rebra – upoštevana je vgraditev skupkov štirih palic premera $\varnothing 30 \text{ mm}$ in s tem določena maksimalna količina armature, ki jo je še mogoče vgraditi v prerez določene širine.

V analizi je upoštevan beton tlačne trdno-

sti C 25/30 in armatura trdnosti S 400. Pri dimenzioniranju je za beton uporabljen poenostavljen $\sigma - \varepsilon$ diagram v obliki pravokotnika, za armaturo pa bilinearni diagram z neomejeno deformacijo.

2.2 LASTNI STROŠKI IN OBRAVNAVA REZULTATOV

Za vsako kombinacijo razpona in obtežbe je bilo potrebno dimenzionirati veliko število možnih rešitev, vsaka rešitev pa je določena z naslednjimi dimenzijami prečnega prereza: debelina plošče (pasnice T prereza) h_f , razdalja med rebri e , višina h in širina b_w reber (slika 1).

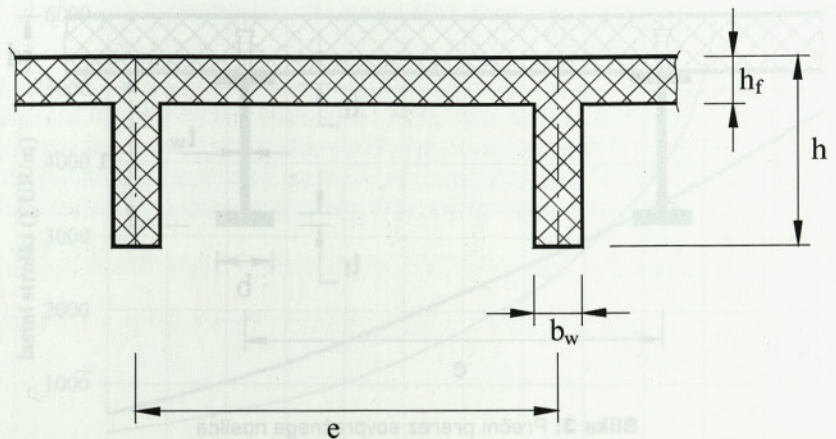
Lastni stroški, ki so vključevali materialne stroške betona, armature in opaža kot tudi stroške vgrajevanja in izdelave so bili izračunani za vsako dobljeno rešitev. Vrednosti posameznih postavk so podane v preglednici 1. Kot optimalna pa je bila privzeta rešitev z minimalnimi izračunanimi lastnimi stroški.

Na sliki 2 je prikazano gibanje lastnih stroškov za različne prečne prereze rebraste plošče razpona 30 m, obtežene z lastno težo in koristno obtežbo intenzitete 5 kN/m². Prikazani so lastni stroški za pas 1 m širine plošče. Posebej je prikazano gibanje stroškov pri različnih vrednostih razdalje med rebri e in različnih debelinah plošče h_f znotraj posamezne vrednosti e . Za vsako kombinacijo spremenljivk e in h_f ter ob dani širini reber b_w je izračunana potrebna višina rebra h_f in potrebni prerez armature A_s . Optimalni stroški v višini 1911 EUR/m nastopijo ob naslednji kombinaciji vrednosti spremenljivk: $e = 250$ cm, $h_f = 10$ cm, $b_w = 40$ cm, $h = 145$ cm.

3. SOVPREŽNI NOSILCI

3.1 DIMENZIONIRANJE

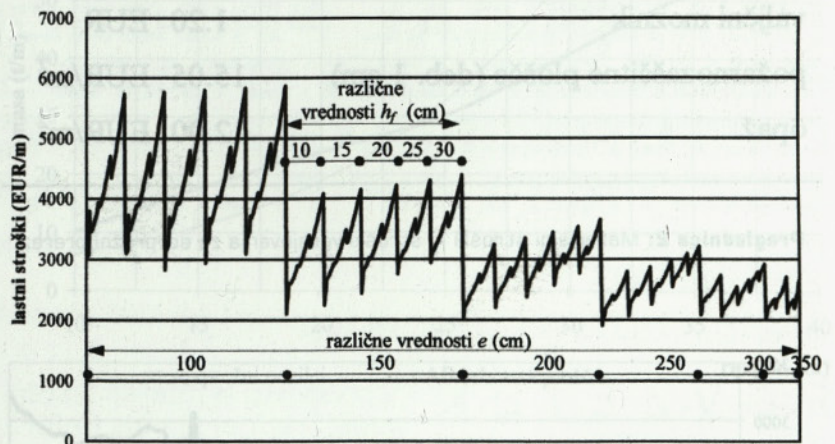
Sovprežni nosilci, obravnavani v tem prispevku, so sestavljeni iz armiranobetonske



Slika 1: Prečni prerez armiranobetonske rebraste plošče

beton C 25/30	85.00 EUR/m ³
armatura S 400	0.70 EUR/kg
opaž	10.50 EUR/m ²

Preglednica 1: Materialni stroški in stroški vgrajevanja za armiranobetonski prerez

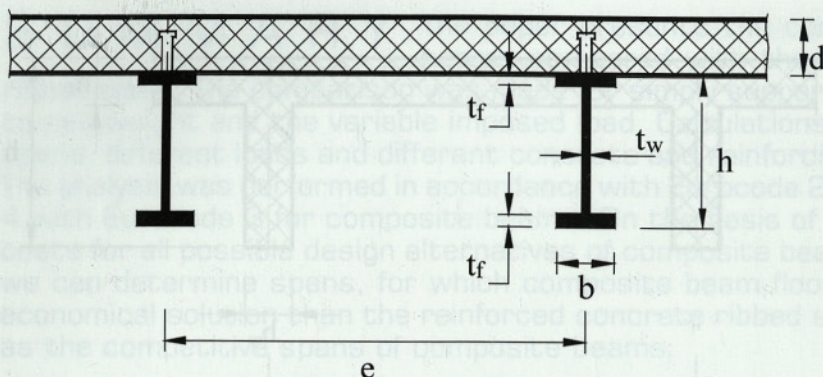


Slika 2: Gibanje lastnih stroškov za 1 m širine armiranobetonske rebraste plošče, obtežene s koristno obtežbo intenzitete 5 kN/m²

plošče konstantne debeline in jeklenih dvoosno simetričnih varjenih I profilov. Povezava med armiranobetonskimi in jeklenimi deli prereza je zagotovljena s čepi, privarjenimi na jekleni profil.

Dimenzioniranje armiranobetonske plošče se je izvajalo ločeno, postopek pa je identičen kot v primeru rebrastih plošč (opisan v poglavju 2.1). Sovprežni prerezi

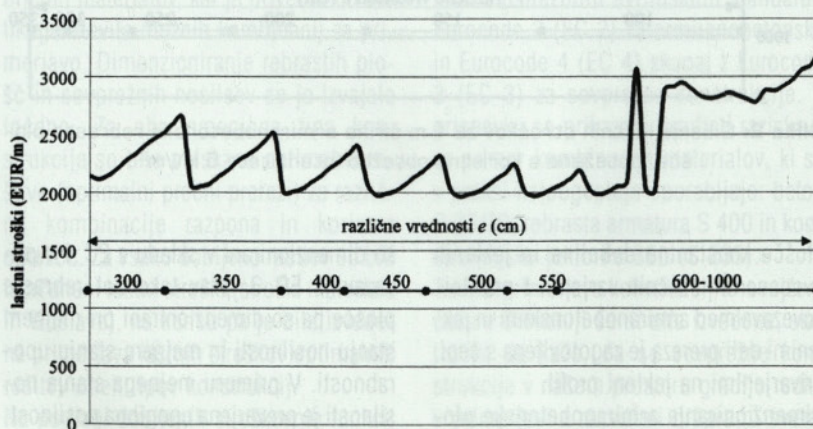
so dimenzionirani v skladu z EC 4 v povezavi z EC 3, prav tako kot rebraste plošče pa so dimenzionirani pri mejnem stanju nosilnosti in mejnem stanju uporabnosti. V primeru mejnega stanja nosilnosti je preverjena upogibna nosilnost, strižna nosilnost, lokalno izbočenje zaradi striga in interakcija med upogibnim momentom in prečno silo. Upogibna no-



Slika 3: Prečni prerez sovprežnega nosilca

beton C 25/30	85.00 EUR/m ³
armatura S 400	0.70 EUR/kg
jeklo Fe 360	0.338 EUR/kg
rezanje pločevine	2.00 EUR/m ¹
varjenje	3.00 EURm ¹
antikorozijska zaščita	7.50 EUR/m ²
valjčni moznik	1.20 EUR
požarnozaščitne plošče (deb. 1 cm)	15.05 EUR/m ²
opaž	12.00 EUR/m ²

Preglednica 2: Materialni stroški in stroški vgrajevanja za sovprežni prerez

Slika 4: Gibanje lastnih stroškov za 1 m širine plošče iz sovprežnih nosilcev, obtežene s koristno obtežbo intenzitete 5 kN/m²

silnost sovprežnih nosilcev je izračunana po metodi plastičnosti, zato so obravnavani prerezi 1., 2. in 3. razreda kompaktnosti: V primeru, da pade prerez v 4. razred, pa računalniški program COMBEAM avtomatsko preskoči na naslednjo možno rešitev. Pri mejnem stanju uporabnosti so preverjeni povesi nosilcev δ_{max} vsled celotne obtežbe in δ_2 – zaradi koristne obtežbe. Povesi so izračunani po metodi elastičnosti, pri čemer je upoštevano tečenje in krčenje betona. Strižni mozniki so dimenzionirani po metodi plastičnosti.

Sovprežni nosilci so dimenzionirani tudi na požarno varnost, pri čemer je upoštevana standardna požarna varnost F 90. Za ta namen so uporabljene srednje teže požarnozaščitne plošče PROMATECT L 500. Potrebna debelina plošč je izračunana znotraj računalniškega programa COMBEAM.

3.2 LASTNI STROŠKI IN OBRAVNAVA REZULTATOV

Optimalni prečni prerezi so bili poiskani na podlagi različnih možnih rešitev za vsako kombinacijo razpona in koristne obtežbe. Za vsak primer razdalje med jeklenimi nosilci e in debeline armiranobetonske plošče d je izračunana višina jeklenih profilov h v skladu z zahtevami obeh mejnih stanj (slika 3). Za vsako možno rešitev so bili izračunani lastni stroški, vrednosti posameznih upoštevanih postavk pa so prikazane v preglednici 2.

Na sliki 4 je prikazano gibanje lastnih stroškov za različne prečne prereze sovprežnih nosilcev razpona 30 m, obteženih z lastno težo in koristno obtežbo intenzitete 5 kN/m². Prikazani so lastni stroški za pas 1 m širine konstrukcije.

Optimalni lastni stroški v višini 1965 EUR/m so nastopili pri naslednji kombinaciji vrednosti spremenljivk: $e = 500$ cm, $d = 18$ cm, $h = 185$ cm, $b = 30$ cm, $t_f = 2,5$ cm in $t_w = 1,2$ cm. Razvidno je, da optimalna rešitev nastopi pri relativ-

no veliki razdalji med nosilci ($e=500$ cm) v primerjavi z razdaljo med rebri armiranobetonske rebraste plošče ($e=250$ cm), posledica tega pa je tudi večja višina jeklenih nosilcev (glede na rebra plošče) in s tem celotne medetažne konstrukcije.

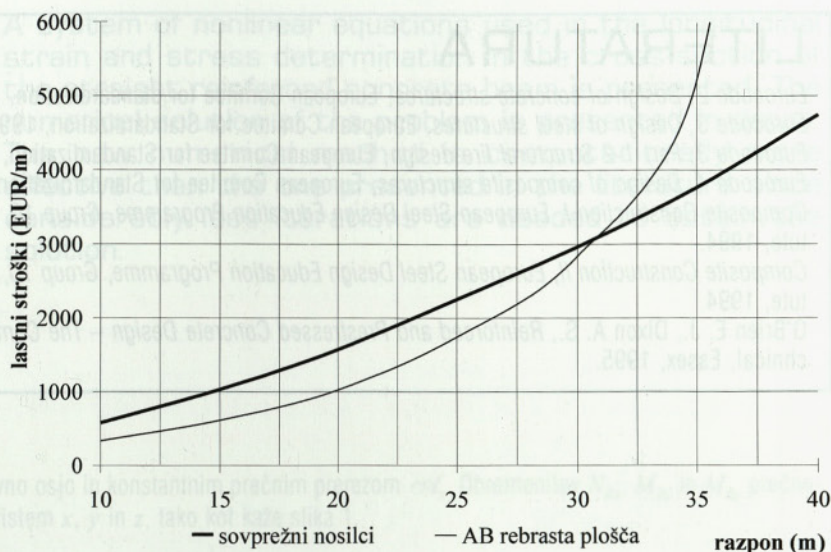
4. PRIMERJAVA LASTNIH STROŠKOV SOVPREŽNIH NOSILCEV IN ARMI-RANOBETONSKIH REBRAS-TIH PLOŠČ

Optimalni prerezi za prostoležečo medetažno konstrukcijo sovprežnih nosilcev oziroma armiranobetonske rebraste plošče so bili poiskani za razpone od 10 do 40 m in za različne koristne obtežbe. Na sliki 5 je predstavljena primerjava lastnih stroškov obeh tipov konstrukcij, obteženih z lastno težo in spremenljivo koristno obtežbo intenzitete 5 kN/m^2 . Iz slike je razvidno, da leži presečišče stroškovnih funkcij približno pri razponu 30 m. Pri razponih, večjih od 30 m, predstavlja medetažna konstrukcija sovprežnih nosilcev ekonomično ugodnejšo rešitev od armiranobetonske rebraste plošče. Ti razponi so definirani kot konkurenčni razponi sovprežnih nosilcev.

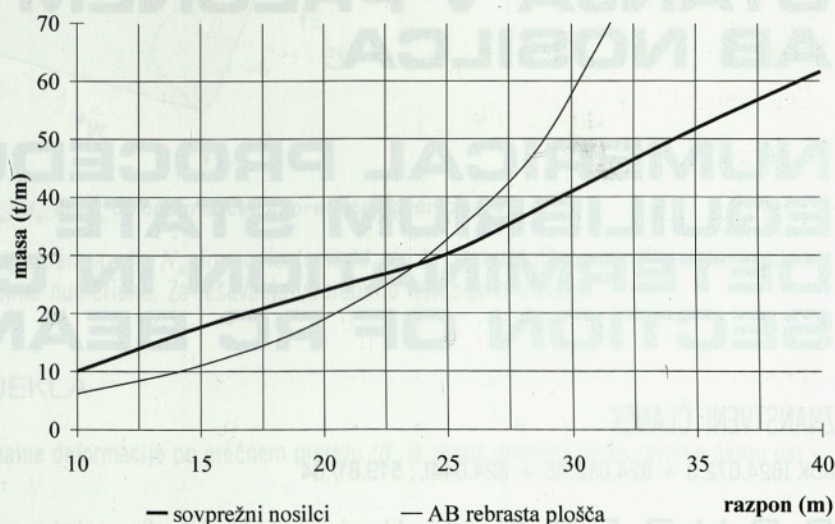
Stroški elementov, ki podpirajo medetažno konstrukcijo (stebri, stene, temelji), so v veliki meri odvisni od mase medetažne konstrukcije. Iz slike 6 je razvidno, da so armiranobetonske rebraste plošče občutno težje od sovprežnih nosilcev pri razponih, večjih od 25 m. Dejanski mejni konkurenčni razpon sovprežnih nosilcev torej leži nekje med 25 in 30 metri, za natančno definicijo pa je potrebno poznavanje konkretne opazovane konstrukcije celotnega objekta, predvsem števila etaž ter tipa podpiranja in temeljenja.

5. SKLEP

Z obširno raziskavo, v kateri smo analizirali veliko število prostoležečih sovprežnih nosilcev in armiranobetonskih



Slika 5: Primerjava lastnih stroškov obeh tipov konstrukcij



Slika 6: Primerjava mase obeh tipov konstrukcij

rebrastih plošč, upoštevajoč kombinacije različnih obtežb, razponov in uporabljenih materialov, smo definirali razpone, pri katerih medetažne konstrukcije, sestavljene iz sovprežnih nosilcev, predstavljajo z ekonomskega vidika ugodnejše rešitve od armiranobetonskih rebrastih plošč. Te razpone smo poimenovali konkurenčni razponi sovprežnih nosilcev.

Ugotovili smo, da so konkurenčni razponi prostoležečega sistema, obteženega z lastno težo in koristno obtežbo 5 kN/m^2 ter ob uporabi betona C 25/30 in jekla Fe 360, razponi, večji od 30 m. Ob upoštevanju mase konstrukcije in s tem vpliva na podporno konstrukcijo se prednosti sovprežnih konstrukcij kažejo že pri nižjih razponih, tj. od 25 do 30 m.

LITERATURA

Eurocode 2, Design of concrete structures, European Comitee for standardization, 1992.

Eurocode 3, Design of steel structures, European Comitee for Standardization, 1992.

Eurocode 3, Part 1-2 Structural fire design, European Comitee for Standardization, 1999.

Eurocode 4, Design of composite structures, European Comitee for Standardization, 1992.

Composite Construction I, European Steel Design Education Programme, Group 10, Volume 13, The Steel Construction Institute, 1994.

Composite Construction II, European Steel Design Education Programme, Group 10, Volume 14, The Steel Construction Institute, 1994.

O'Brien E. J., Dixon A. S., *Reinforced and Prestressed Concrete Design – The Complete Process*, Longman Scientific & Technical, Essex, 1995.

NUMERIČNI POSTOPEK ZA DOLOČITEV RAVNOTEŽNEGA STANJA V PREČNEM PREREZU AB NOSILCA

NUMERICAL PROCEDURE FOR EQUILIBRIUM STATE DETERMINATION IN CROSS-SECTION OF RC BEAM

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK [624.072.3 + 624.012.45 + 624.044] : 519.61/64

MARJAN STANEK, GORAN TURK

POVZETEK

V prispevku je izpeljan sistem nelinearnih enačb za določanje vzdolžne normalne deformacije in vzdolžne normalne napetosti v prečnem prerezu armiranobetonskega nosilca z ravno osjo. Poudarek je na opisu numeričnega reševanja sistema nelinearnih enačb. Prikazana iteracijska metoda je učinkovita, saj je za konvergenco rešitve potrebnih manj iteracijskih korakov, kot jih zahteva iteracijska metoda, prikazana v literaturi.

Avtorja:

izr. prof. dr. Marjan Stanek, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, 1000 Ljubljana, e-mail: mstanek@fgg.uni-lj.si

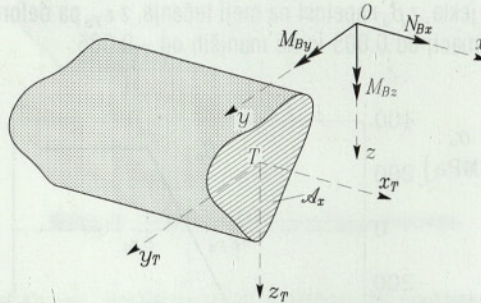
doc. dr. Goran Turk, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, 1000 Ljubljana, e-mail: gturk@fgg.uni-lj.si

S U M M A R Y

A system of nonlinear equations used in the longitudinal strain and stress determination in the cross-section of the straight reinforced concrete beam is presented. The numerical solution of the problem is presented in detail. The new numerical method is computationally more effective than the one presented in the literature since considerably less iterations are needed to obtain the solution.

1. UVOD

Obravnavamo armiranobetonski nosilec z ravno osjo in konstantnim prečnim prerezom $\mathcal{A}_x$. Obremenitev N_{Bx} , M_{By} in M_{Bz} prečne-ga prereza podajamo glede na koordinatni sistem x, y in z , tako kot kaže slika 1.



Slika 1: N_{Bx} , M_{By} in M_{Bz} določajo obtežbo prečnega prereza $\mathcal{A}_x$

Zapišemo zvezo med podano obtežbo prečnega prereza, silo N_{Bx} in momentoma M_{By} in M_{Bz} ter vzdolžno normalno deformacijo ε . Dobimo sistem nelinearnih enačb, ki ga rešimo numerično. Za reševanje uporabimo iteracijsko metodo.

2. LASTNOSTI BETONA IN JEKLA

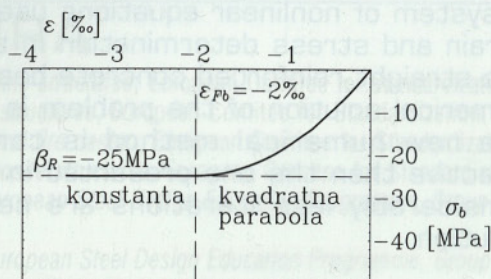
Predpostavimo linearni potek vzdolžne normalne deformacije po prečnem prerezu (β_y je zasuk deformacijske ravnine okrog osi y , β_z pa zasuk okrog osi z):

$$\varepsilon(y, z) = \beta_0 - \beta_z y + \beta_y z. \quad (1)$$

Zveza med napetostjo σ_b v betonu in vzdolžno deformacijo ε je podana z enačbo:

$$\sigma_b(\varepsilon) = \begin{cases} \beta_R, & -0.0035 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{Fb}, \\ \beta_R \left(2 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{Fb}} \right) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{Fb}}, & \varepsilon_{Fb} \leq \varepsilon \leq 0, \\ 0, & 0 \leq \varepsilon, \end{cases} \quad (2)$$

iz katere je razvidna predpostavka, da beton ne more prevzeti natezne napetosti. Deformacija ε_{Fb} na meji med paraboličnim in konstantnim delom diagrama je podatek (na primer $\varepsilon_{Fb} = -0.002$). Tlačna trdnost β_R je odvisna od marke betona. Diagram $\sigma_b(\varepsilon)$ prikazujemo na sliki 2.

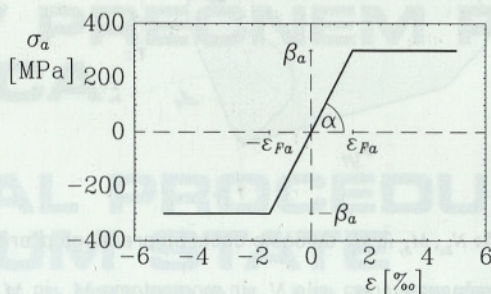


Slika 2: Zveza med napetostjo in deformacijo v betonu

Za armaturo predpostavimo, da je zveza $\sigma_b(\epsilon)$ v armaturi podana z enačbo (slika 3):

$$\sigma_a(\epsilon) = \begin{cases} E_a \epsilon, & -\epsilon_{Fa} \leq \epsilon \leq \epsilon_{Fa}, \\ \text{sign}(\epsilon) \beta_a, & \epsilon_{Fa} \leq |\epsilon| \leq 0.005. \end{cases} \quad (3)$$

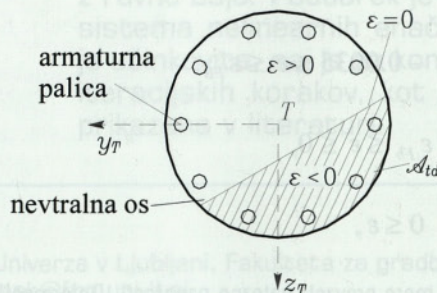
Z $E_a = \tan \alpha$ označimo modul elastičnosti jekla, z β_a napetost na meji tečenja, z ϵ_{Fa} pa deformacijo na meji tečenja. Predpostavimo tudi, da v jeklu ne more biti večjih deformacij od 0.005 in ne manjših od -0.005:



Slika 3: Zveza med napetostjo in deformacijo v armaturi

Mejo med tlačno obteženim delom A_{td} prečnega prereza in delom, ki ne more prevzeti nateznih napetosti, določa nevtralna os, vzdolž katere je deformacija ϵ enaka nič (slika 4).

$$\epsilon = \beta_0 - \beta_z y + \beta_y z = 0 \quad (4)$$



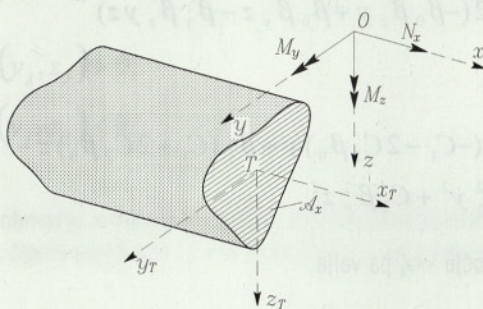
Slika 4: Deformacija v prečnem prerezu je lahko natezna ali tlačna

3. NOTRANJE SILE

Notranje sile N_x , M_y in M_z v prečnem prerezu $\mathcal{A}_x$ definiramo z enačbami (slika 5) kot sledijo:

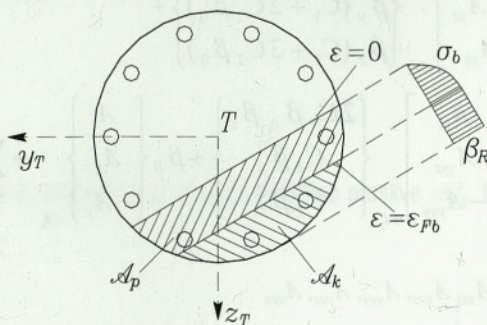
$$\begin{aligned} N_x &= \int_{\mathcal{A}_{td}} \sigma_b(\epsilon) dA + \int_{\mathcal{A}_a} \sigma_a(\epsilon) dA, \\ M_y &= \int_{\mathcal{A}_{td}} z \sigma_b(\epsilon) dA + \int_{\mathcal{A}_a} z \sigma_a(\epsilon) dA, \\ M_z &= - \int_{\mathcal{A}_{td}} y \sigma_b(\epsilon) dA - \int_{\mathcal{A}_a} y \sigma_a(\epsilon) dA. \end{aligned} \quad (5)$$

Z $\mathcal{A}_a$ označimo območje prečnih prerezov armature takole:



Slika 5: Notranje sile prečnega prereza

Ko integriramo napetosti po $\mathcal{A}_{td} = \mathcal{A}_p \cap \mathcal{A}_k$, razdelimo tlačno obteženi del prečnega prereza na del $\mathcal{A}_p$, na katerem določa zvezo $\sigma_b(\epsilon)$ kvadratna parabola, in na del $\mathcal{A}_k$ (slika 6), na katerem je napetost konstantna ($\sigma_b = \beta_R$).



Slika 6: Tlačno obteženo območje prečnega prereza razdelimo na dva dela

Enačbe (5) lahko zapišemo takole:

$$\begin{aligned} N_x &= \int_{\mathcal{A}_p} \sigma_b(\epsilon) dA + \int_{\mathcal{A}_k} \sigma_b(\epsilon) dA + \int_{\mathcal{A}_a} \sigma_a(\epsilon) dA, \\ M_y &= \int_{\mathcal{A}_p} z \sigma_b(\epsilon) dA + \int_{\mathcal{A}_k} z \sigma_b(\epsilon) dA + \int_{\mathcal{A}_a} z \sigma_a(\epsilon) dA, \\ M_z &= - \int_{\mathcal{A}_p} y \sigma_b(\epsilon) dA - \int_{\mathcal{A}_k} y \sigma_b(\epsilon) dA - \int_{\mathcal{A}_a} y \sigma_a(\epsilon) dA. \end{aligned} \quad (6)$$

Za območje $\mathcal{A}_p$ lahko zvezo med napetostjo in deformacijo zapišemo takole:

$$\sigma_b(\varepsilon) = C_1 \varepsilon + C_2 \varepsilon^2, \quad (7)$$

kjer sta C_1 in C_2 enaka

$$C_1 = \frac{2\beta_R}{\varepsilon_{Fb}}, \quad C_2 = -\frac{\beta_R}{\varepsilon_{Fb}^2}.$$

Ob upoštevanju enačbe (1) izračunamo ε^2 takole:

$$\varepsilon^2 = \beta_0^2 + \beta_z^2 y^2 + \beta_y^2 z^2 + 2(-\beta_0 \beta_z y + \beta_0 \beta_y z - \beta_y \beta_z yz) \quad (8)$$

in izraz (8) vstavimo v (7):

$$\sigma_b = \beta_0 (C_1 + C_2 \beta_0) + \beta_z (-C_1 - 2C_2 \beta_0) y + \beta_y (C_1 + 2C_2 \beta_0) z - 2C_2 \beta_y \beta_z yz + C_2 \beta_z^2 y^2 + C_2 \beta_y^2 z^2. \quad (9)$$

Izraz (9) velja za območje $\mathcal{A}_p$, za območje $\mathcal{A}_k$ pa velja

$$\sigma_b = \beta_R. \quad (10)$$

Če (9) in (10) vstavimo v (6) in enačbe uredimo v matrični obliki, dobimo:

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A & A_z & -A_y \\ A_z & A_{zz} & -A_{yz} \\ -A_y & -A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix}_{\mathcal{A}_p} \begin{Bmatrix} \beta_0 (C_1 + C_2 \beta_0) \\ \beta_y (C_1 + 2C_2 \beta_0) \\ \beta_z (C_1 + 2C_2 \beta_0) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} -A_{yz} & A_{zz} & A_{yy} \\ -A_{yzz} & A_{zzz} & A_{yyz} \\ A_{yyz} & -A_{yzz} & -A_{yyy} \end{bmatrix}_{\mathcal{A}_p} \begin{Bmatrix} 2C_2 \beta_y \beta_z \\ C_2 \beta_y^2 \\ C_2 \beta_z^2 \end{Bmatrix} + \beta_R \begin{Bmatrix} A \\ A_z \\ -A_y \end{Bmatrix}_{\mathcal{A}_k} + \sum_{j=1}^m \begin{Bmatrix} \eta_j \sigma_{aj} A_j \\ \eta_j \sigma_{aj} z_j A_j \\ -\eta_j \sigma_{aj} y_j A_j \end{Bmatrix}. \quad (11)$$

Uporabljene oznake $A, A_y, A_z, A_{yy}, A_{yz}, A_{zz}, A_{yyy}, A_{yyz}, A_{zzz}$

$$\begin{aligned} A &= \int_{\mathcal{A}} dA, & A_y &= \int_{\mathcal{A}} y dA, & A_z &= \int_{\mathcal{A}} z dA, \\ A_{yy} &= \int_{\mathcal{A}} y^2 dA, & A_{yz} &= \int_{\mathcal{A}} yz dA, & A_{zz} &= \int_{\mathcal{A}} z^2 dA, \\ A_{yyz} &= \int_{\mathcal{A}} y^2 z dA, & A_{yyy} &= \int_{\mathcal{A}} y^3 dA, & A_{yzz} &= \int_{\mathcal{A}} yz^2 dA, & A_{zzz} &= \int_{\mathcal{A}} z^3 dA \end{aligned} \quad (12)$$

veljajo za dele prereza, ki jih označimo z $\mathcal{A}_p$ in $\mathcal{A}_k$. Če poznamo koordinate oglišč poligonalnega lika, izračunamo gornje izraze z enačbami [Lauer, 1983]:

$$\begin{aligned}
A &= \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (y_i z_{i+1} - z_i y_{i+1}) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \phi_i, \\
A_p &= \frac{1}{6} \sum_{i=1}^n \phi_i (p_i + p_{i+1}), \\
A_{pq} &= \frac{1}{24} \sum_{i=1}^n \phi_i [p_i (2q_i + q_{i+1}) + p_{i+1} (q_i + 2q_{i+1})], \\
A_{ppq} &= \frac{1}{60} \sum_{i=1}^n \phi_i [p_i^2 (3q_i + q_{i+1}) + 2p_i p_{i+1} (q_i + q_{i+1}) + p_{i+1}^2 (q_i + 3q_{i+1})].
\end{aligned} \tag{13}$$

Pomen oznak v enačbah (13) je tak: $\phi_i = y_i z_{i+1} - z_i y_{i+1}$, $p, q = y, z$, s p_i in q_i ter p_{i+1} in q_{i+1} so označene koordinate y in z oglišč poligonalnega lika. z_m je v enačbi (11) označeno število armaturnih palic, s σ_{aj} napetost v armaturni palici j po enačbi (3), A_j označuje ploščino prečnega prereza palice j ($A_j = \pi d_{aj}^2 / 4$) (d_{aj} je premer palice j), koeficient η_j pa izračunamo po naslednji enačbi:

$$\eta_j = \begin{cases} 1, & \varepsilon(y_j, z_j) > 0, \\ 1 - \frac{\sigma_b(y_j, z_j)}{\sigma_a(y_j, z_j)}, & \varepsilon(y_j, z_j) < 0. \end{cases} \tag{14}$$

S koeficientom η_j upoštevamo, da na območju armature ni betona, zato moramo napetost v armaturi zmanjšati za napetost v betonu, ki smo jo upoštevali v prvih treh členih enačbe (11). Notranje sile N_x , M_y in M_z zaradi napetosti na območju $\mathcal{A}_k$ izrazimo s koeficienti β_0 , β_y in β_z takole:

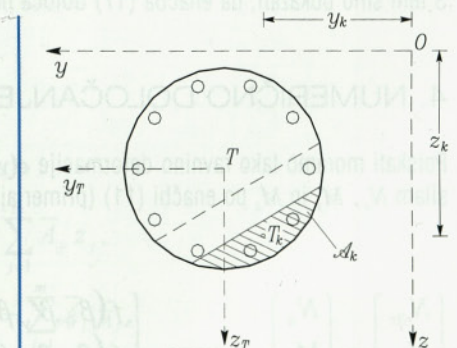
$$\begin{Bmatrix} N_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix}_{\mathcal{A}_k} = \beta_R \begin{Bmatrix} A \\ A_z \\ -A_y \end{Bmatrix}_{\mathcal{A}_k} = \begin{bmatrix} \bar{A} & \bar{A} z_k & -\bar{A} y_k \\ \bar{A} z_k & \bar{A} z_k^2 & -\bar{A} y_k z_k \\ -\bar{A} y_k & -\bar{A} y_k z_k & \bar{A} y_k^2 \end{bmatrix}_{\mathcal{A}_k} \begin{Bmatrix} \beta_0 \\ \beta_y \\ \beta_z \end{Bmatrix}. \tag{15}$$

Upoštevali smo, da je napetost po območju $\mathcal{A}_k$ konstantna. Oznaka $\bar{A}$ predstavlja

$$\bar{A} = \frac{A_k \beta_R}{\varepsilon(y_k, z_k)} = \frac{A_k \beta_R}{\varepsilon_{T_k}} \tag{16}$$

Z y_k in z_k označimo koordinati težišča T_k ploskve $\mathcal{A}_k$, z A_k pa ploščino ploskve $\mathcal{A}_k$. Enakost izrazov v enačbi (15) za del $\mathcal{A}_k$ pokažemo takole (glej sliko 7):

$$\begin{aligned}
(N_x)_{\mathcal{A}_k} &= \bar{A} \beta_0 + \bar{A} z_k \beta_y - \bar{A} y_k \beta_z = \\
&= \frac{A_k \beta_R}{\varepsilon_{T_k}} (\beta_0 + \beta_y z_k - \beta_z y_k) = A_k \beta_R.
\end{aligned}$$



Slika 7: S T_k označimo težišče območja $\mathcal{A}_k$

Podobno pokažemo za upogibni moment glede na os y , kot sledi:

$$\begin{aligned}(M)_{\mathcal{A}_k} &= \bar{A} z_k \beta_0 + \bar{A} z_k^2 \beta_y - \bar{A} y_k z_k \beta_z = \\ &= \frac{A_k \beta_R}{\varepsilon_{T_k}} z_k (\beta_0 + \beta_y z_k - \beta_z y_k) = A_k \beta_R z_k = \beta_R A_{zk}\end{aligned}$$

in glede na os z :

$$(M_z)_{\mathcal{A}_k} = -A_k \beta_R y_k = -\beta_R A_{yk}$$

Z A_{yk} in A_{zk} označimo statična momenta ploskve $\mathcal{A}_k$: $A_{yk} = A_k y_k$ in $A_{zk} = A_k z_k$. Tudi notranje sile N_x , M_y in M_z zaradi napetosti v armaturnih palicah izrazimo s koeficienti β_0 , β_y in β_z :

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix}_{\mathcal{A}_a} = \sum_{j=1}^m \begin{Bmatrix} \eta_j \sigma_{aj} A_j \\ \eta_j \sigma_{aj} z_j A_j \\ -\eta_j \sigma_{aj} y_j A_j \end{Bmatrix} = \left(\sum_{j=1}^m \begin{bmatrix} \bar{A}_j & \bar{A}_j z_j & -\bar{A}_j y_j \\ \bar{A}_j z_j & \bar{A}_j z_j^2 & -\bar{A}_j y_j z_j \\ -\bar{A}_j y_j & -\bar{A}_j y_j z_j & \bar{A}_j y_j^2 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \beta_0 \\ \beta_y \\ \beta_z \end{Bmatrix}. \quad (17)$$

Upoštevali smo, da je napetost po območju $\mathcal{A}_a$ ene palice konstantna. Oznaka $\bar{A}_j$ predstavlja

$$\bar{A}_j = \frac{\eta_j A_j \sigma_{aj}}{\varepsilon(y_j, z_j)} \quad (18)$$

Z y_j in z_j sta označeni koordinati armaturne palice j . Enakost izrazov v (17) pokažemo takole:

$$\begin{aligned}(N_x)_{\mathcal{A}_a} &= \sum_{j=1}^m \bar{A}_j \beta_0 + \sum_{j=1}^m \bar{A}_j z_j \beta_y - \sum_{j=1}^m \bar{A}_j y_j \beta_z = \\ &= \sum_{j=1}^m \frac{\eta_j A_j \sigma_{aj}}{\varepsilon_j} (\beta_0 + \beta_y z_j - \beta_z y_j) = \sum_{j=1}^m \eta_j A_j \sigma_{aj}.\end{aligned}$$

Podobno pokažemo za upogibna momenta

$$(M_y)_{\mathcal{A}_a} = \sum_{j=1}^m \eta_j A_j \sigma_{aj} z_j, \quad (M_z)_{\mathcal{A}_a} = -\sum_{j=1}^m \eta_j A_j \sigma_{aj} y_j.$$

S tem smo pokazali, da enačba (17) določa notranje sile (N_x , M_y , M_z) A_a zaradi napetosti v armaturnih palicah.

4. NUMERIČNO DOLOČANJE DEFORMACIJSKE RAVNINE

Poiskati moramo tako ravnino deformacije $e(y, z)$ (enačba (1)), da je obtežba N_{Bx} , M_{By} , M_{Bz} prečnega prereza enaka notranjim silam N_x , M_y in M_z po enačbi (11) (primerjaj sliki 1 in 5)

$$\begin{Bmatrix} N_{Bx} \\ M_{By} \\ M_{Bz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix} \quad \text{ozioroma} \quad \begin{Bmatrix} f_1(\beta_0, \beta_y, \beta_z) \\ f_2(\beta_0, \beta_y, \beta_z) \\ f_3(\beta_0, \beta_y, \beta_z) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N_{Bx} \\ M_{By} \\ M_{Bz} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} N_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}. \quad (19)$$

Enačbo (19) ob upoštevanju (11), (15) in (17) zapišemo takole:

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} f_1(\beta_0, \beta_y, \beta_z) \\ f_2(\beta_0, \beta_y, \beta_z) \\ f_3(\beta_0, \beta_y, \beta_z) \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} N_{Bx} \\ M_{By} \\ M_{Bz} \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} A & A_z & -A_y \\ A_z & A_{zz} & -A_{yz} \\ -A_y & -A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix}_{\mathcal{A}_p} \begin{Bmatrix} \beta_0 (C_1 + C_2 \beta_0) \\ \beta_y (C_1 + 2C_2 \beta_0) \\ \beta_z (C_1 + 2C_2 \beta_0) \end{Bmatrix} - \\ &- \begin{bmatrix} -A_{yz} & A_{zz} & A_{yy} \\ -A_{yzz} & A_{zzz} & A_{yyz} \\ A_{yyz} & -A_{yzz} & -A_{yyy} \end{bmatrix}_{\mathcal{A}_p} \begin{Bmatrix} 2C_2 \beta_y \beta_z \\ C_2 \beta_y^2 \\ C_2 \beta_z^2 \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} \bar{A} & \bar{A} z_k & -\bar{A} y_k \\ \bar{A} z_k & \bar{A} z_k^2 & -\bar{A} y_k z_k \\ -\bar{A} y_k & -\bar{A} y_k z_k & \bar{A} y_k^2 \end{bmatrix}_{\mathcal{A}_k} \begin{Bmatrix} \beta_0 \\ \beta_y \\ \beta_z \end{Bmatrix} - \\ &- \left(\sum_{j=1}^m \begin{bmatrix} \bar{A}_j & \bar{A}_j z_j & -\bar{A}_j y_j \\ \bar{A}_j z_j & \bar{A}_j z_j^2 & -\bar{A}_j y_j z_j \\ -\bar{A}_j y_j & -\bar{A}_j y_j z_j & \bar{A}_j y_j^2 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \beta_0 \\ \beta_y \\ \beta_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}. \end{aligned} \quad (20)$$

Enačbe (20) določajo sistem nelinearnih enačb za neznane β_0 , β_y in β_z . Rešimo ga z iteracijsko metodo, tako da funkcije f_1 , f_2 in f_3 razvijemo v Taylorjevo vrsto okrog začetnega približka $(\beta_0, \beta_y, \beta_z)^{(1)}$, ki ga določimo tako, da predpostavimo linearni potek napetosti in upoštevamo tudi natezno obteženi del betonskega prereza (E_b je modul elastičnosti betona):

$$\begin{Bmatrix} \beta_0 \\ \beta_y \\ \beta_z \end{Bmatrix}^{(1)} = \frac{1}{E_b} \begin{bmatrix} A & A_z & -A_y \\ A_z & A_{zz} & -A_{yz} \\ -A_y & -A_{yz} & A_{yy} \end{bmatrix}_{\mathcal{A}_k}^{-1} \begin{Bmatrix} N_{Bx} \\ M_{By} \\ M_{Bz} \end{Bmatrix}. \quad (21)$$

Pri razvoju funkcij f_1 , f_2 in f_3 v Taylorjevo vrsto moramo upoštevati, da sta meji območij $\mathcal{A}_p$ in $\mathcal{A}_k$ odvisni od neznank β_0 , β_y in β_z . Če v Taylorjevi vrsti upoštevamo le prve odvode in če odvode geometrijskih karakteristik A , A_y , A_z , A_{yy} , A_{yz} , A_{zz} , A_{yyz} , A_{yyy} , A_{yzz} , A_{zzz} , $\bar{A}$, $\bar{A}_j$ po koeficientih β_0 , β_y in β_z zanemarimo [Staneek, 1985], dobimo enačbe za 1. iteracijski korak:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{12} & a_{22} & a_{23} \\ a_{13} & a_{23} & a_{33} \end{bmatrix}^{(1)} \begin{Bmatrix} \Delta\beta_0 \\ \Delta\beta_y \\ \Delta\beta_z \end{Bmatrix}^{(1)} = \begin{Bmatrix} N_{Bx} - N_x \\ M_{By} - M_y \\ M_{Bz} - M_z \end{Bmatrix}^{(1)} \quad (22)$$

Uporabili smo oznake:

$$\begin{aligned} a_{11} &= A_p C_1 + 2A_p C_2 \beta_0 - 2A_{yp} C_2 \beta_z + 2A_{zp} C_2 \beta_y + \bar{A}_k + \sum_{j=1}^m \bar{A}_j, \\ a_{12} &= A_{zp} C_1 + 2A_{zp} C_2 \beta_0 + 2A_{zzp} C_2 \beta_y - 2A_{yzp} C_2 \beta_z + \bar{A}_k z_k + \sum_{j=1}^m \bar{A}_j z_j, \\ a_{13} &= -A_{yp} C_1 - 2A_{yp} C_2 \beta_0 - 2A_{yzp} C_2 \beta_y + 2A_{yypp} C_2 \beta_z - \bar{A}_k y_k - \sum_{j=1}^m \bar{A}_j y_j, \\ a_{22} &= A_{zzp} C_1 + 2A_{zzp} C_2 \beta_0 - 2A_{yzzp} C_2 \beta_z + 2A_{zzzp} C_2 \beta_y + \bar{A}_k z_k^2 + \sum_{j=1}^m \bar{A}_j z_j^2, \end{aligned}$$

M. STANEK, G. TURK: Numerični postopek za določitev ravnotežnega stanja v prečnem prerezu AB nosilca

$$a_{22} = A_{zzp} C_1 + 2 A_{zzp} C_2 \beta_0 - 2 A_{yzzp} C_2 \beta_z + 2 A_{zzzp} C_2 \beta_y + \bar{A}_k z_k^2 + \sum_{j=1}^m \bar{A}_j z_j^2,$$

$$a_{23} = -A_{yzp} C_1 - 2 A_{yzp} C_2 \beta_0 - 2 A_{yzzp} C_2 \beta_y + 2 A_{yyzp} C_2 \beta_z - \bar{A}_k y_k z_k - \sum_{j=1}^m \bar{A}_j y_j z_j,$$

$$a_{33} = A_{yyp} C_1 + 2 A_{yyp} C_2 \beta_0 + 2 A_{yzzp} C_2 \beta_y - 2 A_{yyzp} C_2 \beta_z + \bar{A}_k y_k^2 + \sum_{j=1}^m \bar{A}_j y_j^2$$

in oznake:

$$N_x = A_p C_1 \beta_0 + A_p C_2 \beta_0^2 - A_{yp} C_1 \beta_z - 2 A_{yp} C_2 \beta_0 \beta_z + A_{zp} C_1 \beta_y + \\ + 2 A_{zp} C_2 \beta_0 \beta_y - 2 A_{yzp} C_2 \beta_y \beta_z + A_{zzp} C_2 \beta_y^2 + A_{yyp} C_2 \beta_z^2 + \\ + \bar{A}_k \beta_0 + \bar{A}_k z_k \beta_y - \bar{A}_k y_k \beta_z + \sum_{j=1}^m (\bar{A}_j \beta_0 + \bar{A}_j z_j \beta_y - \bar{A}_j y_j \beta_z),$$

$$M_y = A_{zp} C_1 \beta_0 + A_{zp} C_2 \beta_0^2 + A_{zzp} C_1 \beta_y + 2 A_{zzp} C_2 \beta_0 \beta_y - A_{yzp} C_1 \beta_z - \\ - 2 A_{yzp} C_2 \beta_0 \beta_z - 2 A_{yzzp} C_2 \beta_y \beta_z + A_{zzzp} C_2 \beta_y^2 + A_{yyzp} C_2 \beta_z^2 + \\ + \bar{A}_k z_k \beta_0 + \bar{A}_k z_k^2 \beta_y - \bar{A}_k y_k z_k \beta_z + \sum_{j=1}^m (\bar{A}_j z_j \beta_0 + \bar{A}_j z_j^2 \beta_y - \bar{A}_j y_j z_j \beta_z),$$

$$M_z = -A_{yp} C_1 \beta_0 - A_{yp} C_2 \beta_0^2 - A_{yzp} C_1 \beta_y - 2 A_{yzp} C_2 \beta_0 \beta_y + A_{yyp} C_1 \beta_z + \\ + 2 A_{yyp} C_2 \beta_0 \beta_z + 2 A_{yzzp} C_2 \beta_y \beta_z - A_{yyzp} C_2 \beta_y^2 - A_{yyyp} C_2 \beta_z^2 - \\ - \bar{A}_k y_k \beta_0 - \bar{A}_k y_k z_k \beta_y + \bar{A}_k y_k^2 \beta_z + \sum_{j=1}^m (-\bar{A}_j y_j \beta_0 - \bar{A}_j y_j z_j \beta_y + \bar{A}_j y_j^2 \beta_z).$$

Z A_k označimo $(A)_{\infty k}$, A_{yp} , A_{yyp} , ..., A_{yyp} pa $(A)_{\infty p}$, $(A_y)_{\infty p}$, ..., $(A_{yy})_{\infty p}$. Iz enačbe (22) izračunamo popravke $\Delta\beta_0^{(1)}$, $\Delta\beta_y^{(1)}$ in $\Delta\beta_z^{(1)}$. Nove vrednosti koeficientov $\beta_0^{(2)}$, $\beta_y^{(2)}$ in $\beta_z^{(2)}$ za 2. iteracijo ski korak izračunamo z enačbami:

$$\beta_0^{(2)} = \beta_0^{(1)} + \Delta\beta_0^{(1)}, \quad \beta_y^{(2)} = \beta_y^{(1)} + \Delta\beta_y^{(1)}, \quad \beta_z^{(2)} = \beta_z^{(1)} + \Delta\beta_z^{(1)}.$$

Sedaj enačbe (22) ponovno uporabimo s popravljenimi vrednostmi $\beta_0^{(2)}$, $\beta_y^{(2)}$ in $\beta_z^{(2)}$. V i -ti iteraciji zapišemo naslednji sistem enačb:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{12} & a_{22} & a_{23} \\ a_{13} & a_{23} & a_{33} \end{bmatrix}^{(i)} \begin{Bmatrix} \Delta\beta_0 \\ \Delta\beta_y \\ \Delta\beta_z \end{Bmatrix}^{(i)} = \begin{Bmatrix} N_{Bx} - N_x \\ M_{By} - M_y \\ M_{Bz} - M_z \end{Bmatrix}^{(i)} \quad (23)$$

vrednosti koeficientov $\beta_0^{(i)}$, $\beta_y^{(i)}$ in $\beta_z^{(i)}$ pa popravimo takole:

$$\beta_0^{(i+1)} = \beta_0^{(i)} + \Delta\beta_0^{(i)}, \quad \beta_y^{(i+1)} = \beta_y^{(i)} + \Delta\beta_y^{(i)}, \quad \beta_z^{(i+1)} = \beta_z^{(i)} + \Delta\beta_z^{(i)}.$$

Približke β_0 , β_y in β_z popravljamo tako dolgo, da je

$$\frac{\|\Delta S\|}{\|F_B\|} \leq \delta.$$

Z $\|\Delta S\|$ in $\|F_B\|$ sta označeni normi vektorjev:

$$\{\Delta S\} = \begin{Bmatrix} N_{Bx} - N_x \\ M_{By} - M_y \\ M_{Bz} - M_z \end{Bmatrix}, \quad \{F_B\} = \begin{Bmatrix} N_{Bx} \\ M_{By} \\ M_{Bz} \end{Bmatrix},$$

z δ pa zahtevana natančnost. Na desni strani enačbe (23) nastopajo točni izrazi za N_x , M_y in M_z . Če imamo točne vrednosti za β_0 , β_y in β_z , je desna stran sistema enačb enaka nič in so zato tudi popravki $\Delta\beta_0$, $\Delta\beta_y$ in $\Delta\beta_z$ enaki nič. Z iteracijami lahko končamo. Zato sledi, da so v primeru, če postopek konvergira, torej da gredo $\Delta\beta_0$, $\Delta\beta_y$ in $\Delta\beta_z$ proti nič, rešitve β_0 , β_y in β_z točne rešitve problema, ne glede na to, kako smo določili matriko v enačbi (23). Ta matrika vpliva le na hitrost konvergence. Če je matrika v enačbi (23) sestavljena iz odvodov $\partial f_i / \partial \beta_j$ ($i=1,2,3, j=0, y, z$), iteracijski postopek predstavlja Newtonovo metodo iskanja rešitve sistema nelinearnih enačb, konvergenca pa je v bližini rešitve kvadratična. V primeru kvadratične konvergence se število točnih decimal na vsakem koraku približno podvoji. Ker smo pri določanju odvodov nekatere člene zanemarili, lahko pričakujemo nekoliko slabšo konvergenco. To pomeni, da je za zahtevano natančnost potrebnih več iteracij kot v primeru Newtonove metode.

5. RAČUNSKI PRIMER

Z računskim primerom želimo prikazati pravilnost izpeljanih enačb in učinkovitost numeričnega postopka. Ker želimo prikazati tudi splošnost opisanega postopka, smo si izbrali nesimetrični prerez, ki je obtežen z osno silo in upogibnima momentoma okoli osi y in z : $N_x = -50$ kN, $M_{yT} = 27617$ kNcm in $M_{zT} = -522$ kNcm. Z M_{yT} in M_{zT} sta označena upogibna momenta okrog osi y in osi z v težišču prečnega prereza.

Oglišča poligonalnega prereza, prikazanega na sliki 8, so zapisana v preglednici 1. Prerez je armiran s 17 armaturnimi palicami, kot kažeta slika 8 in preglednica 2.

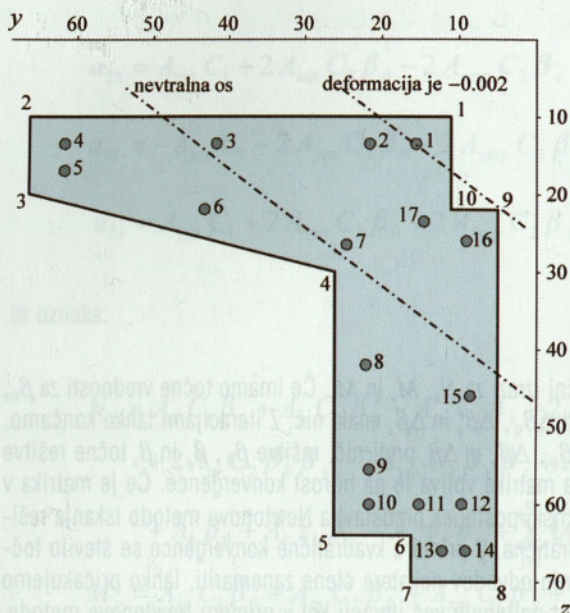
i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
y [cm]	11.0	66.0	66.0	26.0	26.0	16.0	16.0	5.0	5.0	11.0
z [cm]	10.0	10.0	20.0	30.0	64.0	64.0	70.0	70.0	22.0	22.0

Preglednica 1: Koordinate oglišč poligonalnega prečnega prereza

i	1	2	3	4	5	6	7	8	9
y_a [cm]	15.5	21.5	41.5	61.5	61.5	43.0	24.5	22.0	21.5
z_a [cm]	13.5	13.5	13.5	13.5	17.0	22.0	26.5	42.0	55.5
A_a [cm ²]	0.7854	0.7854	0.7854	0.7854	0.7854	0.7854	0.7854	0.7854	3.1416
i	10	11	12	13	14	15	16	17	
y_a [cm]	21.5	15.0	9.5	12.0	9.0	8.5	9.0	14.5	
z_a [cm]	60.0	60.0	60.0	66.0	66.0	46.0	26.0	23.5	
A_a [cm ²]	3.1416	3.1416	3.1416	1.5394	1.5394	0.7854	0.7854	0.7854	

Preglednica 2: Koordinate in ploščina prečnega prereza armaturnih palic

Zveza med napetostjo in deformacijo v betonu po enačbi (2) je določena s parametroma $\beta_R = -17.5$ MPa in $\epsilon_{Fb} = -0.002$, zveza med napetostjo in deformacijo v armaturi po enačbi (3) pa je določena s parametroma $\beta_a = 420$ MPa in $E_a = 210$ GPa. Za



Slika 8: Prečni prerez poligonalne oblike

določitev začetnega približka po enačbi (21) potrebujemo še elastični modul betona: $E_b = 30 \text{ GPa}$.

Z računalniškim programom ND [Stanek, 1989] smo izračunali ravnotežno stanje za opisani prečni prerez. Rezultati programa, ki so natančneje prikazani v prilogi, so še napetosti in deformacije v ogliščih prečnega prereza ter v vseh armaturnih palicah. Med rezultati je zapisana tudi lega nevtralne osi in osi, ki predstavlja mejo med deloma $\mathcal{A}_p$ in $\mathcal{A}_k$, kjer je deformacija enaka $\varepsilon = \varepsilon_{Fb} = 0.002$.

Število iteracij, potrebnih za določitev ravnotežnega stanja po opisanem postopku, je bilo šest. Če bi uporabili postopek, opisan v literaturi [Lauer, 1983], bi potrebovali devet iteracij. Poleg tega je tudi število računskih operacij v posamezni iteraciji pri našem postopku nekoliko manjše. Navodila za uporabo računalniškega programa, ki deluje po Lauerjevem postopku, najdemo v publikaciji [Stanek, 1989].

6. SKLEP

Pripravili smo izboljšano iteracijsko shemo za račun vzdolžne normalne deformacije in vzdolžne normalne napetosti v prečnem prerezu armaranobetonskega nosilca. Prikazana numerična metoda je učinkovita, saj zahteva manjše število iteracij za konvergenco rešitve kot iteracijska shema, ki je podana v literaturi [Lauer, 1983]. Poleg tega je prikazani postopek numeričnega reševanja sistema nelinearnih enačb preglednejši kot v omenjenem članku.

LITERATURA

- Lauer, H., Schiefe Biegung mit Längskraft bei beliebigen Stahlbetonquerschnitten, Bauingenieur, 58, 151-157, 1983.
 Stanek, M., Dime - program za dimenzioniranje armaranobetonskih prerezov po metodi dopustnih napetosti, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, FAGG, oddelek za gradbeništvo, Katedra za mehaniko, publikacija št. 1, Ljubljana, 1985.
 Stanek, M., Deformacijsko in napetostno stanje v prečnem prerezu armaranobetonskega linijskega elementa ter stopnja izkoriščenosti mejne nosilnosti, avgust, 1989.

Priloga

Rezultati računalniškega programa ND.

NAPETOSTI IN DEFORMACIJE V BETONU

TOČKA	KOORDINATE TOČK (cm)		SIGB (kN/cm**2)	EPSB (PROM)
	Y	Z		
B 1	11.000	10.000	-1.7500	-2.6551
B 2	66.000	10.000	0.0000	1.1775
B 3	66.000	20.000	0.0000	2.1107
B 4	26.000	30.000	0.0000	0.2567
B 5	26.000	64.000	0.0000	3.4298
B 6	16.000	64.000	0.0000	2.7329
B 7	16.000	70.000	0.0000	3.2929
B 8	5.0000	70.000	0.0000	2.5264
B 9	5.0000	22.000	-1.7490	-1.9533
B 10	11.000	22.000	-1.6555	-1.5352

NAPETOSTI IN DEFORMACIJE V ARMATURI

TOČKA	KOORDINATE TOČK (cm)		SIGA (kN/cm**2)	EPSA (PROM)
	Y	Z		
P 1	15.500	13.500	-42.000	-2.0149
P 2	21.500	13.500	-33.533	-1.5968
P 3	41.500	13.500	-4.2657	-0.2031
P 4	61.500	13.500	25.001	1.1905
P 5	61.500	17.000	31.861	1.5172
P 6	43.000	22.000	14.588	0.6947
P 7	24.500	26.500	-3.6646	-0.1745
P 8	22.000	42.000	23.055	1.0978
P 9	21.500	55.500	42.000	2.3229
P 10	21.500	60.000	42.000	2.7429
P 11	15.000	60.000	42.000	2.2899
P 12	9.5000	60.000	40.040	1.9067
P 13	12.000	66.000	42.000	2.6408
P 14	9.0000	66.000	42.000	2.4318
P 15	8.5000	46.000	11.139	0.5304
P 16	9.0000	26.000	-27.327	-1.3013
P 17	14.500	23.500	-24.178	-1.1513

ODSTOTEK ARMATURE : 1.41**EKSTREMNE VREDNOSTI DEFORMACIJ V PROMILIH**

MINIMALNA VREDNOST DEFORMACIJE V BETONU	-2.6551
MAKSIMALNA VREDNOST DEFORMACIJE V ARMATURI	2.7429
MINIMALNA VREDNOST DEFORMACIJE V ARMATURI	-2.0149

IZKORIŠČENOST MEJNE NOSILNOSTI PREREZA

EPBEMI/3.5 =	-0.7586
EPBETC/2.0 =	-0.0237
EPARMA/5.0 =	0.5486
EPARMI/5.0 =	-0.4030

LEGA NEVTRALNE OSI IN OSI Z DEFORMACIJO -0.0020**PRESEČIŠČI NEVTRALNE OSI Z OSJO Y IN Z (cm)**

TOČKA NA OSI Y :	YNO = 62.495	ZNO = 0.0000
TOČKA NA OSI Z :	YNO = 0.0000	ZNO = 46.663

PRESEČIŠČI PREMICE, VZDOLŽ KATERE SO DEFORMACIJE -0.002

TOČKA NA OSI Y :	YD2 = 33.794	ZD2 = 0.0000
TOČKA NA OSI Z :	YD2 = 0.0000	ZD2 = 25.233

ŠTEVILO IZVRŠENIH ITERACIJ : 6

MODELIRANJE POTRESNEGA ODZIVA ARMIRANOBETONSKE STENE

MODELLING OF THE SEISMIC RESPONSE OF A RC STRUCTURAL WALL

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK [624.012.45 + 624.048] : 699.841

PETER KANTE, MATEJ FISCHINGER,
TATJANA ISAKOVIĆ

P O V Z E T E K Predstavljena je študija neelastičnega dinamičnega odziva armiranobetonske konzolne stene v okviru mednarodnega projekta CAMUS 3. Eksperimentalni preizkus stene je bil izveden v Franciji. Stena je bila projektirana po evropskem standardu EC8. V začetku smo sodelovali pri vnaprejšnji napovedi odziva, ne da bi poznali eksperimentalne rezultate. S to napovedjo smo preizkusili standardne računske modele, ki jih uporabljamo na fakulteti, še zlasti model elementa z več navpičnimi vzmetmi. Po prejemu eksperimentalnih rezultatov smo model dodatno kalibrirali. Sklenemo lahko z ugotovitvijo, da smo z razmeroma preprostimi računskimi modeli relativno uspešno napovedali osnovne značilnosti obnašanja stene pri močni potresni obtežbi, z izjemo stanja tik pred porušitvijo.

S U M M A R Y The results of the analysis of the inelastic seismic response of a RC structural wall, obtained in the frame of the international project CAMUS 3, are presented. The structural wall was designed according to the European standard EC8. Experimental tests of the wall were made by the organizers of the project in France. At the beginning we made the blind prediction of the behavior of the wall, without knowing the results of the experiment. The main goal of the prediction was to verify the standard mathematical models used at the faculty. The modified multiple-vertical-line element model (MVLEM) was used in the study. After the experimental results had been known, the model was adequately modified. The results prove that the relatively simple model has been able to predict global characteristics of the highly inelastic seismic response of the wall, with the exception of the behaviour close to the failure.

Avtorji:

Peter Kante, univ. dipl. gradb. inž., Univerza v Ljubljani, FGG-IKPIR, Jamova 2
prof. dr. Matej Fischinger, univ. dipl. gradb. inž., Univerza v Ljubljani, FGG-IKPIR, Jamova 2
doc. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. gradb. inž., Univerza v Ljubljani, FGG-IKPIR, Jamova 2

UVOD

Neelastičen odziv betonskih konstrukcij med močnim potresom je zelo zapleten. Armatura se plastificira, konstrukcija

močno razpoka, zveza med betonom in armaturo degradira. Stanje konstrukcije je odvisno od trenutka opazovanja in zgodovine obteževanja. Zato se postavlja vprašanje, ali so računski modeli sploh spo-

sobni zanesljivo opisati takšno zapleteno dogajanje. Priložnosti za odgovor na to vprašanje ni veliko. Močan potres je na srečo zelo redka obtežba. Pa tudi če nastopi, lahko običajno opazujemo le

posledice, ni nam pa dovolj znana obtežba, ki je te posledice povzročila.

Tako nam za verifikacijo uporabljenih računskih modelov ostane le kontroliran preizkus v laboratoriju. Le tu imamo sočasno znane vse potrebne podatke o obtežbi, lastnostih konstrukcije in odzivu. Zato mnogi raziskovalci preizkušajo svoje modele z že znanimi eksperimentalnimi rezultati. Vendar takšno naknadno preizkušanje ni povsem objektivno, saj znani eksperimentalni rezultati nujno vplivajo na odločitve pri modeliranju. Slepa napoved z naknadnim preverjanjem modela je mnogo bolj objektivna in koristna za razvoj stroke.

V okviru projekta *CAMUS 3 International Benchmark* [Combescore, 1999, 2000] se nam je tako ponudila redka priložnost, da z vnaprejšnjo napovedjo preizkusimo modele in postopke, ki jih na FGG že dolga leta uporabljamo za analizo potresnega odziva armiranobetonskih (AB) sten. Naloga je bila posebej zanimiva iz več razlogov. Prvič se armiranobetonske nosilne stene pogosto uporabljajo v slovenski gradbeni praksi. Drugič je njihovo obnašanje razmeroma slabo raziskano v svetovnem merilu. In tretjič je prav zato poglavje o projektiranju potresno odpornih AB sten eno najbolj nedodelanih in problematičnih v novih evropskih standardih Eurocode.

V sklopu projekta CAMUS 3 smo uporabili program DRAIN [Kanaan in Powell, 1973], ki je že več desetletij standarden in referenčen program na področju analize neelastičnega odziva pri potresni obtežbi. Program smo na FGG večkrat nadgradili z različnimi opcijami in elementi. V prikazani študiji smo v osnovnem modelu uporabili element z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM), ki je namenjen prav analizi odziva armiranobetonskih sten [Fischinger s sod., 1992]. Uporabili smo še druge modele in postopke analize, vendar teh rezultatov v članku ne obravnavamo. Kasneje prejeti eksperimentalni podatki so pokazali uspešno napoved odziva pri treh od pe-

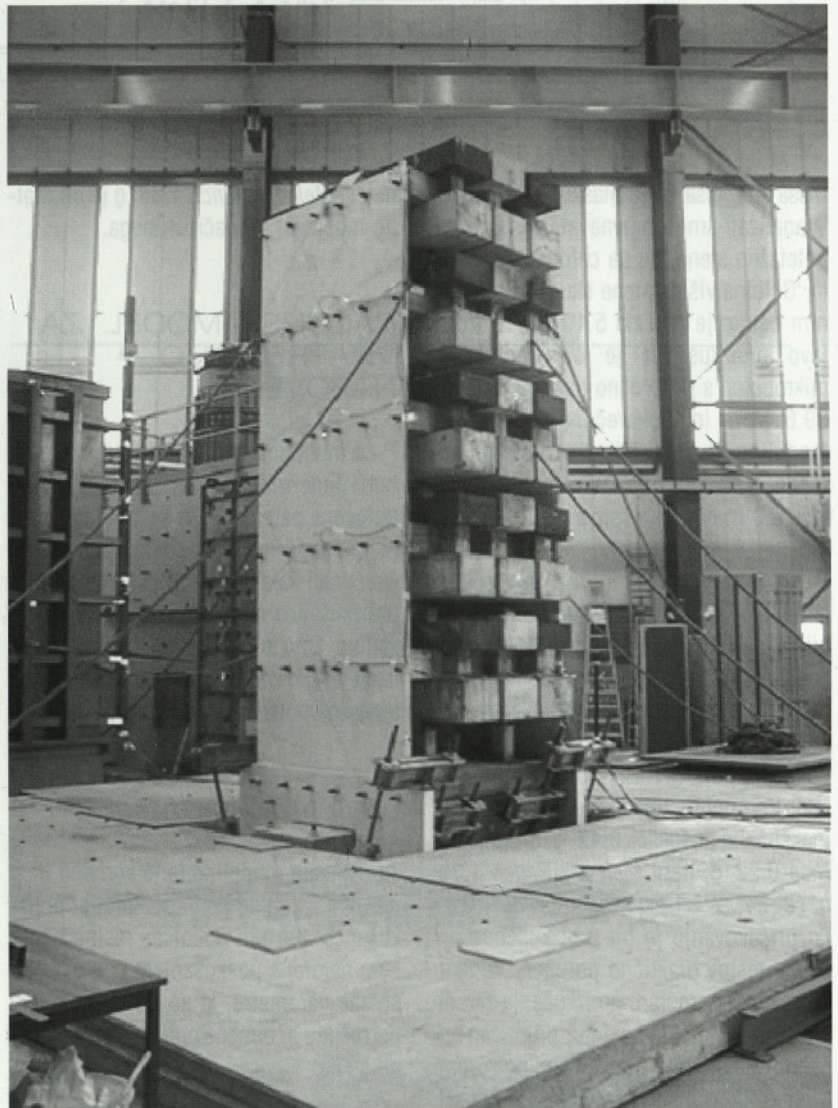
tih obravnavanih potresov. Vzroke za razlike med napovedanimi in izmerjenimi rezultati pri ostalih dveh potresih ter ustrezne modifikacije računskega modela smo obravnavali v drugem delu študije.

PREIZKUŠANEC IN OBTEŽBA

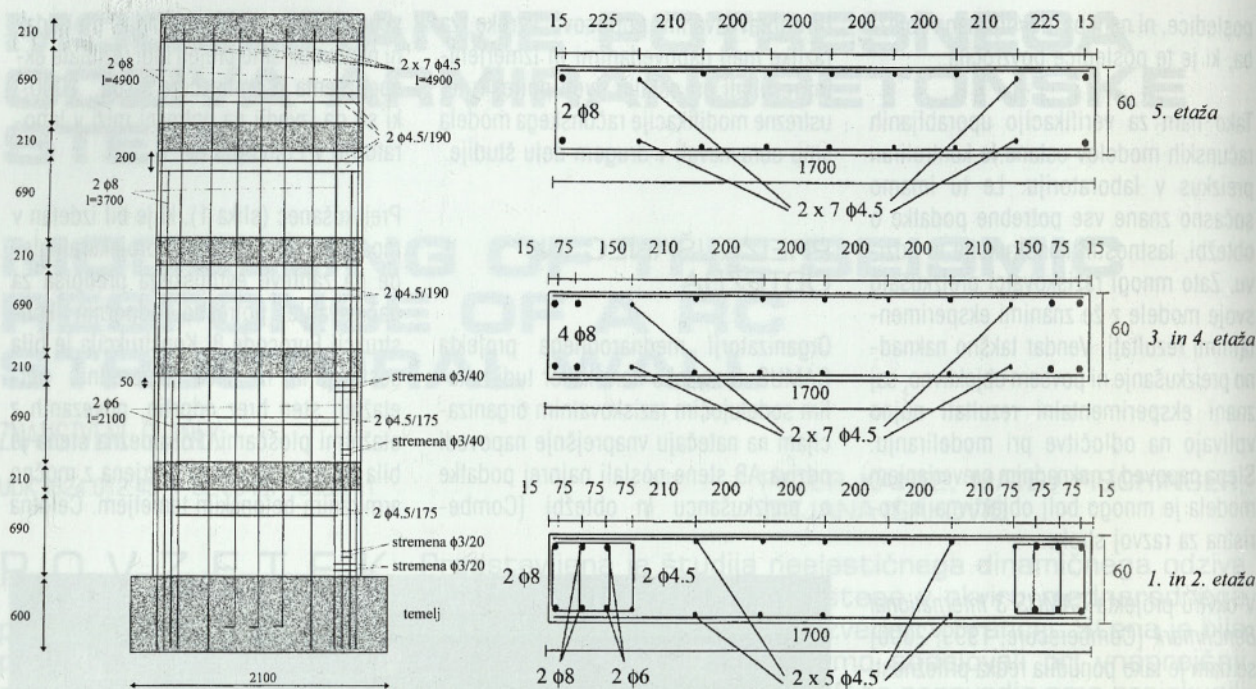
Organizatorji mednarodnega projekta CAMUS 3 so tako nam kakor tudi ostalim sodelujočim raziskovalnim organizacijam na natečaju vnaprejšnje napovedi odziva AB stene poslali najprej podatke o preizkušancu in obtežbi [Combe-

score s sod., 1999]. Kasneje, po oddani napovedi, smo prejeli tudi rezultate eksperimenta [Combescore s sod., 2000], ki so ga izvedli na potresni mizi v laboratoriju v Franciji.

Preizkušanec (slika 1), ki je bil izdelan v modelnem merilu 1:3, so projektirali glede na zahteve evropskega predpisa za načrtovanje potresno odpornih konstrukcij Eurocode 8. Konstrukcija je bila sestavljena iz dveh vzporednih pet-etažnih sten brez odprtín, povezanih z etažnimi ploščami. Posamezna stena je bila na potresno mizo pritrjena z močno armiranim betonskim temeljem. Celotna



Slika 1: Preizkušanec na potresni mizi



Slika 2: Razporeditev armature

masa preizkušanca je znašala 36.31 tone. V analizah smo obravnavali posamezno petetažno steno, ne pa celotnega modela. Celotna višina stene skupaj s temeljnim delom je znašala 5.10 m. Za izdelavo preizkušanca je bil uporabljen mikrobeton s povprečno tlačno trdnostjo 39.6 MPa in povprečnim elastičnim modulom 31 GPa. Mikrobeton je bil armiran z jeklenimi žicami s premerom 3, 4.5, 6.0 in 8.0 mm (slika 2).

Model so na potresni mizi zaporedno obremenili s petimi akcelorogrami, ki so bili generirani za dva tipa potresov, za "običajni" potres (*Nice*) in potres v bližini preloma (*Melendey Ranch*). Zaradi pomanjšane merila preizkušanca so bili pospeški potresov trikrat večji kot v naravi. Prvi potres tipa "*Nice*" je imel tako maksimalni pospešek 0.42 g, drugi je bil *Nice* 0.22 g, tretji *Melendey Ranch* 1.35 g, četrti *Nice* 0.64 g in zadnji *Nice* 1.0 g. Po pričakovanju je bil preizkušane na koncu testov praktično porušen. Vendar pa je bil cel program preizkušanja zaradi težav pri krmiljenju aparatur drugačen od načrtovanega. Tako pred šibkim potresom *Nice* 0.22 g niso načrtovali kar precej močan potres *Nice* 0.42 g, pa tudi vmes-

ni test *Melendey Ranch* 1.35 g je bil znatno močnejši od načrtovanega.

RAČUNSKI MODEL ZA VNAPREJŠNJO NAPOVED

Pred modeliranjem stene smo s ponovnim dimenzioniranjem stene ugotovili določene parametre, ki so bili upoštevani pri načrtovanju stene. Nato smo izračunali karakteristike lastnega nihanja preizkušanca na linearnem modelu. Nazadnje smo s programom DRAIN [Kanaan in Powell, 1973] napovedali odziv stene na podano zaporedje poskusov.

DIMENZIONIRANJE

Za uspešno modeliranje je koristno poznavanje izhodišč pri projektiranju preizkušanca. Ker teh podatkov nismo imeli, smo najprej s poskušanjem ugotovili bistvene parametre, ki so bili uporabljeni pri računu in dimenzioniranju obravnavane stene.

Ugotovili smo, da je bila stena dimenzio-

nirana na srednji razred duktilnosti, za katerega je redukcijski faktor obnašanja za stene $q=2.55$ ($q=3$ za DC M z redukcijo $k_w=0.85$ zaradi $H/L_w = 4.5m/1.7m$), za projektni spekter z $a=0.75$ g (to ustreza pospešku temeljnih tal 0.25 g za steno v naravnem merilu) za dobra tla. Izračunali smo tudi odpornostni moment prereza tik nad temelji s porazdeljeno armaturo pri dejanskih karakteristikah, ki znaša 420 kNm.

LASTNO NIHANJE

Lastna frekvenca za prvo nihajno obliko je znašala 9.29 Hz. Ta frekvenca, ki je bila izračunana za nerazpokan prerez, je večja od začetne lastne frekvence, podane v poročilu organizatorja projekta CAMUS 3, ki je znašala 6.88 Hz. Ta podatek dokazuje, da je bila stena pred eksperimentalnimi preizkusi že delno razpokana.

MODELIRANJE NEELASTIČNEGA ODZIVA

Uporabili smo tri računske modele, ki so jih sestavljali trije tipi elementov. Prvi

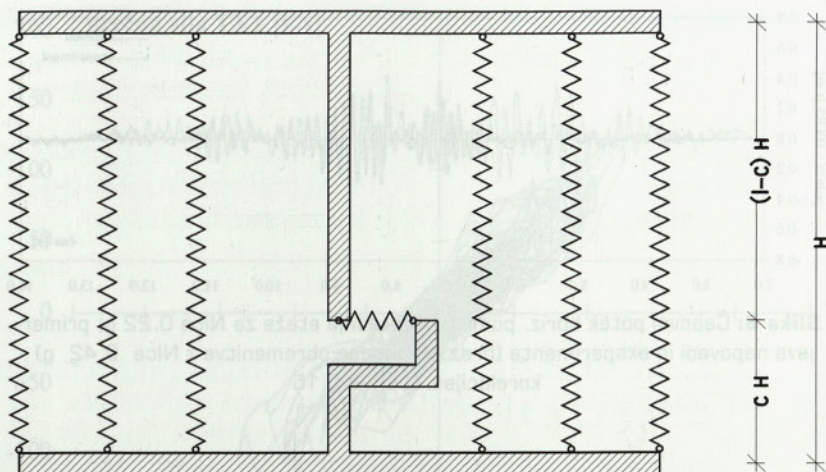
računski model je bil sestavljen iz vrste elementov z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM – slika 3). Ta makro element je bil že pred časom razvit in vgrajen v starejšo verzijo programa DRAIN-2D na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo [Fischinger s sod., 1992]. Element s pomočjo šestih navpičnih vzmeti in ene prečne vzmeti modelira upogibno in strižno obnašanje. Nelinearno obnašanje posamezne vertikalne vzmeti določamo s posameznimi parametri histereznih pravil (slika 4).

Poleg tega računskega modela smo steno izračunali tudi s pomočjo modela, sestavljenega z grednimi elementi s Take-dinimi histereznimi pravili in modela, sestavljenega z lamelnimi (*fiber*) elementi. Za vnaprejšnjo napoved smo se morali odločiti za en računski model. Odločili smo se za računski model, sestavljen iz elementov z več navpičnimi vzmetmi.

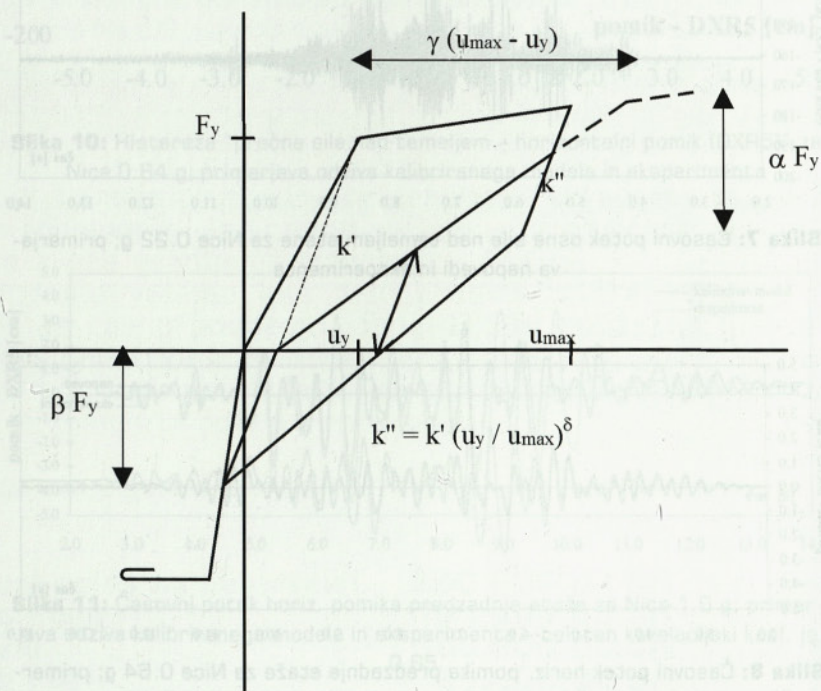
ANALIZA NAPOVEDI IN EKSPERIMENTA

Pri napovedi odziva za šibak potres *Nice* 0.22 g lahko ugotovimo, da je korelacija z eksperimentalnimi rezultati dobra, kar je razvidno na priloženem diagramu časovnega odziva za horizontalni pomik predzadnje etaže (slika 5). Koeficient korelacije znaša 0.78. Z našim modelom smo uspeli predvideti začetno razpokanost stene in s tem povezano spremembo togosti. Če predhodnega (nenačrtovanega) akcelograma *Nice* 0.42 g ne bi upoštevali, bi bili rezultati za *Nice* 0.22 g precej slabši (slika 6). V tem primeru je koeficient korelacije le 0.15. To nam pove, da predhodno dinamično obremenjevanje vpliva na nadaljnji odziv, še posebej, če je predhodno vzbujanje močnejše od sledečega.

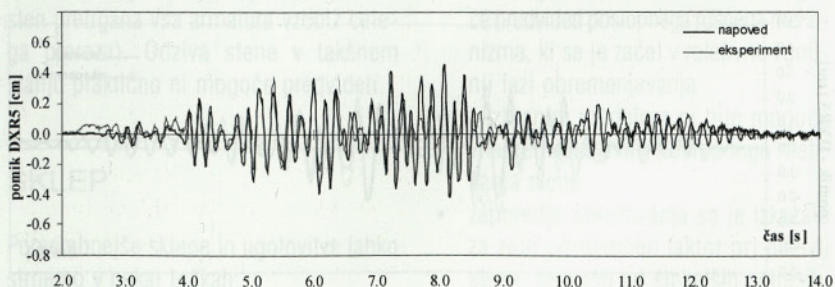
Pomembna prednost elementa z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM) v primerjavi z navadnim grednim elementom je ta, da omogoča simulacijo takšnega nihanja stene, ki povzroča navpične deformacije nevtralne osi in s tem povezane spre-



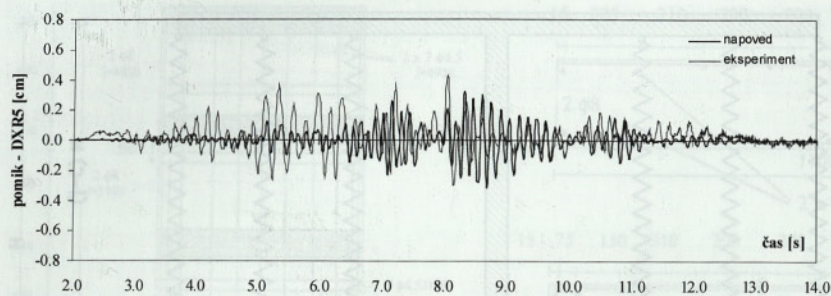
Slika 3: Element z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM)



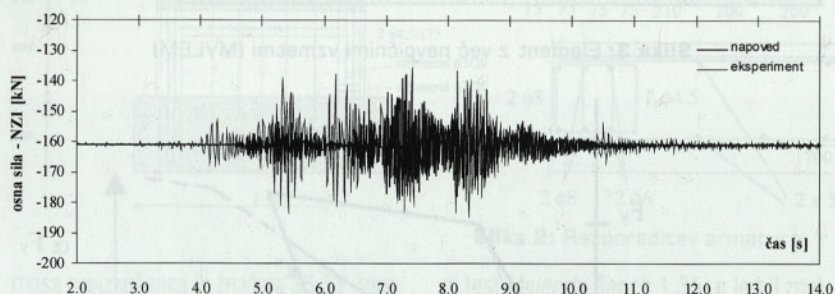
Slika 4: Histerezna pravila za navpične vzmeti



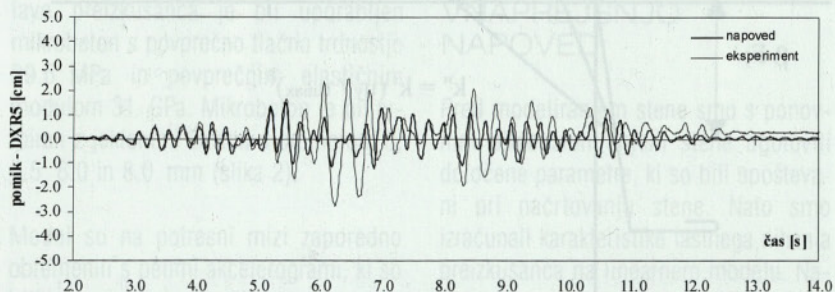
Slika 5: Časovni potek horiz. pomika (DXR5) za Nice 0.22 g; primerjava napovedi in eksperimenta (s predhodno obremenitvijo z Nice 0.42 g) – korelacijski koef. je 0.78



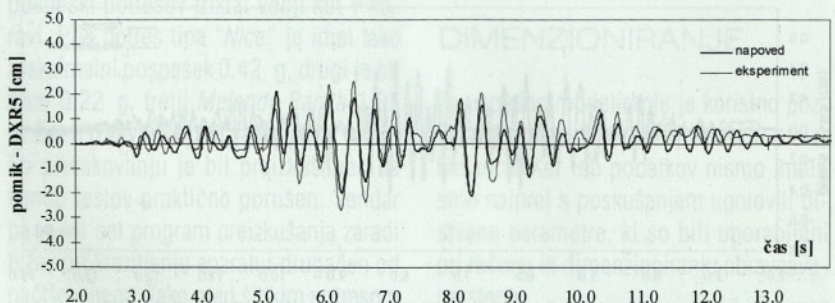
Slika 6: Časovni potek horiz. pomika predzadnje etaže za Nice 0.22 g; primerjava napovedi in eksperimenta (brez predhodne obremenitve z Nice 0.42 g) – korelacijski koef. je 0.15



Slika 7: Časovni potek osne sile nad temeljem stene za Nice 0.22 g; primerjava napovedi in eksperimenta



Slika 8: Časovni potek horiz. pomika predzadnje etaže za Nice 0.64 g; primerjava napovedi in eksperimenta – korelacijski koef. je 0.44



Slika 9: Časovni potek horiz. pomika predzadnje etaže za Nice 0.64 g; primerjava odziva kalibriranega modela in eksperimenta – korelacijski koef. je 0.84

membe osnih sil v konzolni steni (slika 7).

Pri močnem in sunkovitem potresu *Melendy Ranch*, katerega trajanje je sicer krajše kot pri ostalih potresih *Nice*, smo z napovedjo relativno dobro predvideli prevladujoče upogibno obnašanje stene, ki je bilo močno nelinearno. Zelo pomembno je dejstvo, da so se prevladujoče frekvence tega signala ujemale z lastno frekvenco stene, kar govori o tem, da je bila stena v resonančnem območju. Zato so se pospeški povečali do 10 g (3.3 g za prototipno konstrukcijo). Tako je ta potres steno skoraj porušil že na sredi testnega programa.

Glede na to, da je bila močno poškodovana stena kasneje podvržena še dodatnima dvema močnima potresoma, je naša slaba napoved za *Nice* 0.64 g (slika 8) in *Nice* 1.0 g lahko pričakovana. Vnaprejšnje modeliranje stene v območju porušitve je tako za program DRAIN-2D kot tudi za makro element z več navpičnimi vzmetmi preveč težavna naloga. Dejansko bi potrebovali takšen model, ki bi omogočal postopno zmanjševanje nosilnosti in togosti glede na poškodovanost konstrukcije. Takšnemu stanju smo se sicer kasneje s kalibracijo modela približali, ampak vnaprejšnja napoved takšnega obnašanja dejansko ni bila mogoča. Iz diagrama (slika 8) je razvidno, da v napovedi nismo predvideli nadaljnjega mehčanja stene pri potresih *Nice* 0.64 g (korelacijski koeficient je 0.44) in *Nice* 1.0 g (korelacijski koeficient je 0.13).

KALIBRACIJA RAČUNSKEGA MODELA

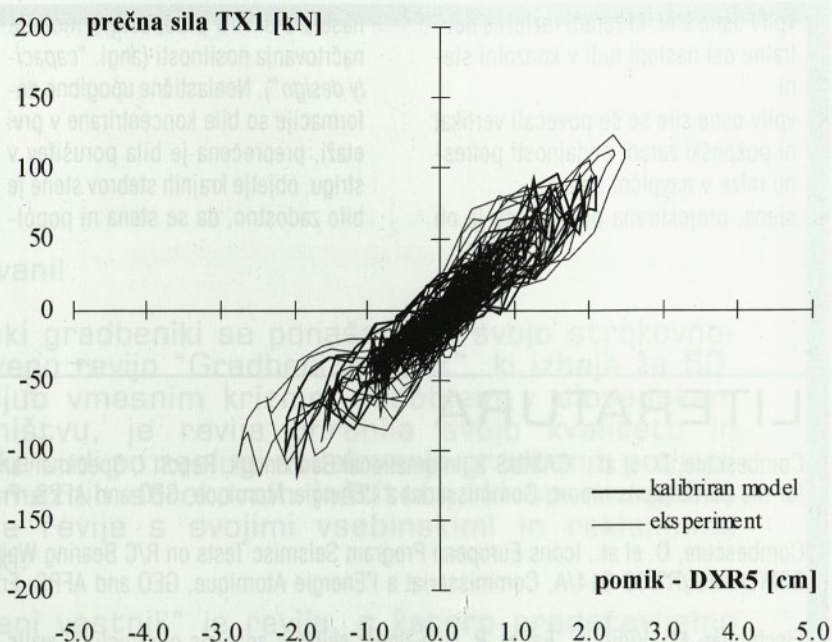
Eksperimentalni rezultati so dokazali uspešnost računskega modela do nastanka hudih poškodb zaradi nenačrtovano močnega potresa *Melendy Ranch*. Pri tem potresu so se nekateri merilni instrumenti potrgali, še pred tem izmerjene vrednosti pa dajo slutiti, da so se pretrgale tudi nekatere armaturne palice (palice s premeroma 4.5 in 6.0 mm so bile

dejansko zelo krhke – rušna deformacija je bila le nekaj odstotkov). Za modeliranje takšnega – rušnega stanja so bile potrebne številne spremembe modela:

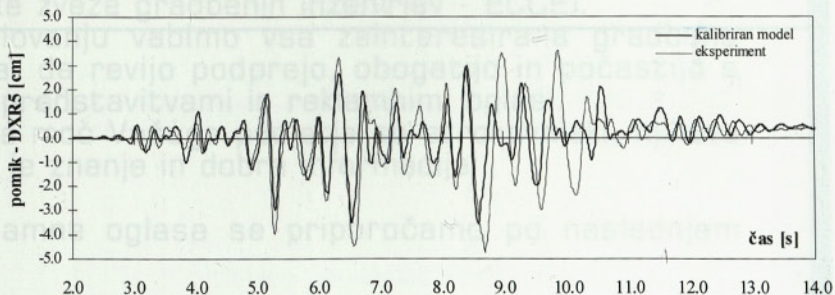
- uporabili smo poenostavljen model stene, tako da smo odpravili numerično nestabilnost (neelastično obnašanje je bilo koncentrirano v enem MVL elementu v prvi etaži)
- upoštevali smo neelastično strižno obnašanje stene
- predpostavili smo, da so bile določene krhke armaturne palice pretrgane med potresom *Melendy Ranch* (zmanjšanje togosti in nosilnosti v nategu)
- začetno histerezo obnašanje zunanje navpične vzmeti smo predpostavili tako, da smo ciljali maksimalni pomik, ki je bil izmerjen z navpičnim merilnim inštrumentom v prvi etaži med potresom *Melendy Ranch*
- zmanjšali smo elastični modul betona (zmanjšanje togosti navpičnih vzmeti v tlaku)
- v modelu smo upoštevali podajnost potresne mize za navpično smer.

Rezultati, pridobljeni s kalibriranim modelom, so precej boljši. Za časovni odziv horizontalnega pomika predzadnje etaže za *Nice* 0.64 g (slika 9) je korelacijski koeficient 0.84, kar je v primerjavi z napovedjo (korelacijski koef. je 0.44) precejšnje izboljšanje. Poleg tega lahko opazimo precej dobro ujemanje histereze "prečna sila nad temeljem – horizontalni pomik (DXR5)" (slika 10) glede na eksperimentalne rezultate. Iz te histereze je dejansko razvidna togost glede na prečno silo, ki smo jo pravilno upoštevali v računu odziva.

Tudi pri *Nice* 1.0 g so rezultati relativno dobri, ampak samo do približno 8 sekunde. Korelacijski koeficient je samo za ta odsek enak 0.87. Slabše je od 8 sekunde naprej, kjer modelirani odziv vidno odstopa od eksperimenta (slika 11). Korelacijski koeficient od 8 sekunde naprej znaša 0.38. Za celotni signal je korelacijski koeficient enak 0.65. Zadnje neujemanje pripisujemo temu, da je bila stena že praktično porušena (po ekspe-



Slika 10: Histereza "prečna sila nad temeljem – horizontalni pomik (DXR5)" za *Nice* 0.64 g; primerjava odziva kalibriranega modela in eksperimenta



Slika 11: Časovni potek horiz. pomika predzadnje etaže za *Nice* 1.0 g; primerjava odziva kalibriranega modela in eksperimenta – celoten korelacijski koef. je 0.65.

rimentu so ugotovili, da je bila v od obeh sten pretrgana vsa armatura vzdolž celoga prereza). Odziva stene v takšnem stanju praktično ni mogoče predvideti.

SKLEP

Pomembnejše sklepe in ugotovitve lahko strnemo v nekaj točkah:

- s pomočjo enostavnega modela smo uspeli dokaj dobro predvideti močno nelinearno upogibno obnašanje stene

- z obstoječim modelom ni bilo mogoče predvideti postopnega rušnega mehanizma, ki se je začel v relativno zgodnji fazi obremenjevanja
- z izbranim modelom ni bilo mogoče vnaprej upoštevati postopnega mehanizma stene
- zaporedje obteževanja se je izkazalo za zelo pomemben faktor pri odzivu stene, še zlasti pri šibkejših potresih, kjer je vpliv razpokanja stene odločilen
- pri odzivu je pomembno modelirati

vpliv osne sile, ki zaradi raztezka nevtralne osi nastopi tudi v konzolni steni

- vpliv osne sile so še povečali vertikalni pospeški zaradi podajnosti potresne mize v navpični smeri
- stena, projektirana po EC8, se je ob

našala v okviru predpostavk metode načrtovanja nosilnosti (angl. "capacity design"). Neelastične upogibne deformacije so bile koncentrirane v prvi etaži, preprečena je bila porušitev v strigu, objetje krajnih stebrov stene je bilo zadostno, da se stena ni popol-

noma zrušila do konca preizkusa, ne glede na to, da je bilo obnašanje stene med zadnjim obremenjevanjem v rušnem stanju.

LITERATURA

Combesure, D. et al., 'CAMUS 3' International Benchmark, Report I, Specimen and loading characteristics. Specifications for the participants report, Commissariat a l'Energie Atomique, GEO and AFPS, France, 1999.

Combesure, D. et al., Icons European Program Seismic Tests on R/C Bearing Walls – Camus 3 Specimen, RAPPORT DMT, SEMT/EMSI/RT/00-014/A, Commissariat a l'Energie Atomique, GEO and AFPS, France, 2000.

Fischinger, M., Vidic, T., Fajfar, P., Non-linear seismic analysis of structural walls using the multiple-vertical-line-element model. Paper presented at the workshop "Non-linear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings", Proceedings (edited by Peter Fajfar and Helmut Krawinkler), pp.191-202, Bled, Slovenia, 1992

Kanaan, A.E., Powell, G.H., DRAIN-2D – A general purpose computer program for dynamic analysis of planar structures, Report No. UBC/EERC-73/6, University of California, Berkeley, California, 1973.

Spoštovani!

Slovenski gradbeniki se ponajmo s svojo strokovno-znanstveno revijo "Gradbeni vestnik", ki izhaja že 50. leto! Kljub vmesnim kriznim obdobjem v slovenskem gradbeništvo, je revija ohranila svojo kvaliteto in naročnike tudi po zaslugi sodelovanja gradbenih podjetij in posameznih strokovnih inštitucij, ki so omogočila izdajanje revije s svojimi vsebinskimi in reklamnimi prispevki.

"Gradbeni vestnik" je revija, s katero predstavljamo slovenski in tuji javnosti naše znanstvene in strokovne dosežke z vseh področij gradbeništva, obenem z izobražujemo in stanovsko povezujemo kolege, saj je revija tudi člansko glasilo Zveze gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (od maja 1998 stalne članice Evropske zveze gradbenih inženirjev - ECCE).

K sodelovanju vabimo vsa zainteresirana gradbena podjetja, da revijo podprejo, obogatijo in počastijo s svojimi predstavitvami in reklamnimi oglasi.

Temeljna moč Vašega podjetja so strokovnjaki, njihova moč pa je znanje in dobra informacija!

Za reklamne oglase se priporočamo po naslednjem ceniku:

1/1 barvni oglas na naslovnici	200.000,00 SIT
1/1 črno - beli	100.000,00 SIT
1/2 barvni	100.000,00 SIT
1/2 črno - beli	50.000,00 SIT
1/4 črno - beli	25.000,00 SIT

V ceno je vštet DDV. Rabat ponavljanja oglasa znaša 10%.

ZDGITS

NAROČILNICA ZA "GRADBENI VESTNIK"

Do preklica naročam(o) izvod(ov) revije GRADBENI VESTNIK in se obvezujem(o), da bom(o) naročnino poravnal(i) v zakonitem roku po prejemu računa ali položnice.

Naročnik:

Ime in priimek:

Podjetje, ustanova:

Naselje, ulica, hišna št.:

Poštna številka:

Ime pošte:

Davčna številka naročnika:

Status (velja samo za individualne naročnike), obkroži:

- zaposlen

- upokojenec

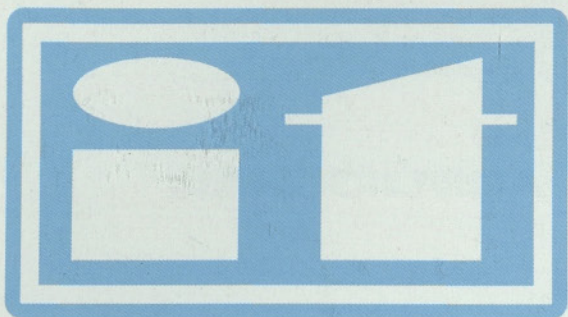
- študent

.....
Kraj in datum

.....
Podpis

Naročilnico izrežite in pošljite v kuverti na naslov:

GRADBENI VESTNIK,
Karlovska 3
1000 Ljubljana



PRIPRAVLJALNI SEMINARJI TER IZPITNI ROKI ZA STROKOVNE IZPITE V GRADBENIŠTVU, ARHITEKTURI IN KRAJINSKI ARHITEKTURI V LETU 2001

MESEC	SEMINAR	IZPITI	
		GRADBENIKI	ARHITEKTI KRAJINARJI
Maj	14. - 18.	pisni: 26.5.	pisni: 9.5.
			ustni: 21. - 23.5.
Junij		ustni: 4. - 7.6.	
September	17. - 21.		
Oktober	8. - 12.	pisni: 27.10.	
November	12. - 16.	ustni: 5. - 8.11.	pisni: 7.11.
		pisni: 24.11.	ustni: 19. - 21.11.
December	17. - 21.	ustni: 3. - 7.12.	

A. PRIPRAVLJALNE SEMINARJE

organizira **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS)**,
Karlovška 3, 1000 Ljubljana (telefon/fax: 01 / 422-46-22), E-mail: gradb.zveza@siol.net

Seminar za GRADBENIKE poteka 5 dni (46 ur) in pripravlja kandidate za splošni in posebni del strokovnega izpita, Cena seminarja znaša 65.000,00 SIT z DDV.

Seminar za ARHITEKTE IN KRAJINSKE ARHITEKTE poteka (prve) 3 dni in jih pripravlja za splošni del strokovnega izpita. Cena seminarja je 33.000,00 SIT z DDV.

K seminarju vabimo tudi kandidate, ki so že opravili strokovni izpit po določeni stopnji izobrazbe, pa so si pridobili višjo in morajo opravljati dopolnilni strokovni izpit. Ponujamo jim predavanje iz področja "Investicijski procesi in vodenje projektov". Cena predavanja in literature je 10.000,00 SIT z DDV.

Seminar ni obvezen! Izvedba seminarja je odvisna od števila prijav (najmanj 20 kandidatov). Udeležca prijavi k seminarju plačnik (podjetje, družba, ustanova, sam udeleženec ...). Prijavo v obliki dopisa je potrebno poslati organizatorju **najkasneje 20 dni** pred pričetkom določenega seminarja. Prijava mora vsebovati: priimek, ime, poklic (zadnja pridobljena izobrazba), in naslov prijavljenega kandidata ter naslov in davčno številko plačnika. Samoplačnik mora k prijavi priložiti kopijo dokazila o plačilu. Žiro račun ZDGITS je 50101-678-47602; davčna številka 79748767.

B. STROKOVNI IZPITI

potekajo pri **Inženirski zbornici Slovenije (IZS)**, Dunajska 104, 1000 Ljubljana. Informacije je mogoče dobiti pri Ge. Terezi Rebernik od 10.00 do 12.00 ure, po telefonu 01 / 568-52-76.