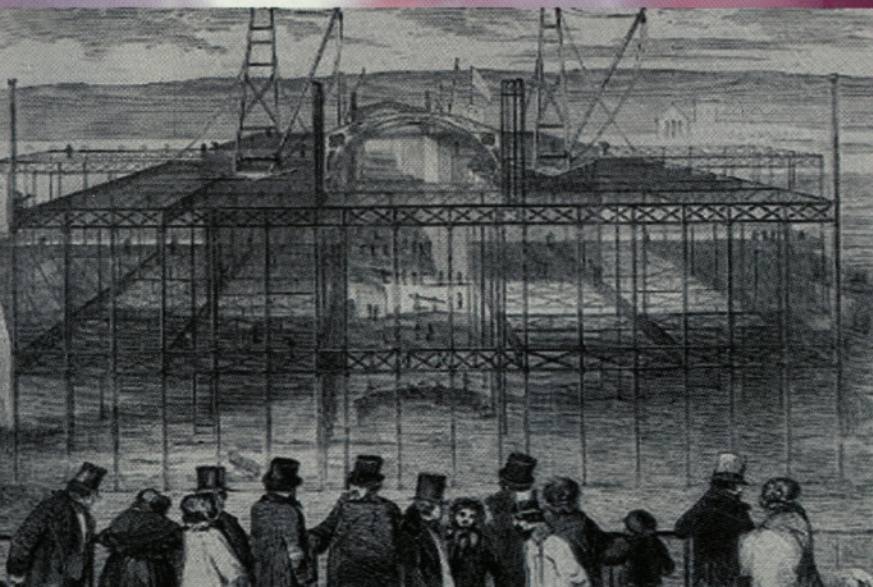
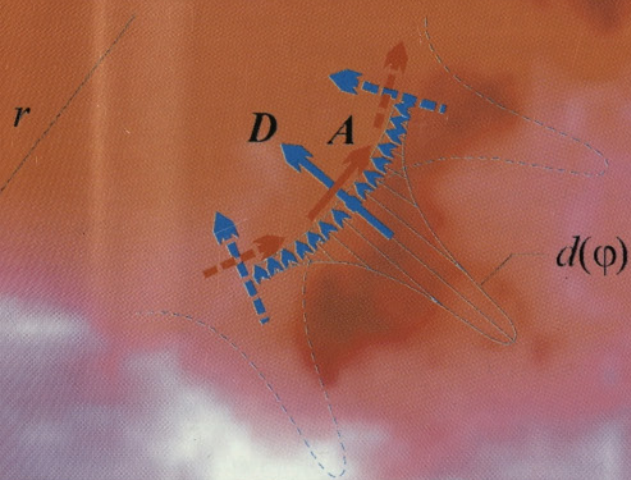


GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE
DRUŠTEV
GRADBENIH INŽENIRJEV
IN TEHNIKOV SLOVENIJE
IN MATIČNE SEKCIJE
GRADBENIH INŽENIRJEV
PRI INŽENIRSKI ZBORNICI
SLOVENIJE

Poštnina plačana pri
pošti 1102 LJUBLJANA

**APRIL
2003**



Glavni in odgovorni urednik:
Prof. dr. Janez **DUHOVNIK**

Lektorica:
Alenka **RAIČ - BLAŽIČ**

Lektorica angleških povzetkov:
Darja **OKORN**

Tehnični urednik:
Danijel **TUDJINA**

Uredniški odbor:
Mag. Gojmir **ČERNE**
Gorazd **HUMAR**
Doc. dr. Ivan **JECELJ**
Jan Kristijan **JUTERŠEK**
Andrej **KOMEL**
Janja **PEROVIC-MAROLT**
Marjan **PIPENBAHER**
Mag. Črtomir **REMEC**
Prof. dr. Franci **STEINMAN**
Prof. dr. Miha **TOMAŽEVIČ**
Doc. dr. Branko **ZADNIK**

Tisk:
TISKARNA LJUBLJANA d.d.

Naklada: 2750 izvodov

Revijo izdajata ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, Ljubljana, Karlovška 3, telefon/faks: 01 422-46-22 in MATIČNA SEKCIJA GRADBENIH INŽENIRJEV pri INŽENIRSKI ZBORNICI SLOVENIJE ob finančni pomoči Ministrstva RS za šolstvo, znanost in šport, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani ter Zavoda za gradbeništvo Slovenije.

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

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

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5500 SIT; za študente in upokoјence 2200 SIT; za gospodarske naročnike (podjetja, družbe, ustanove, obrtnike) 40.687,50 SIT za 1 izvod revije; za naročnike v tujini 100 USD. V ceni je vštēt DDV.

Poslovni račun se nahaja pri NLB, d.d. Ljubljana, številka:

0 2 0 1 7 - 0 0 1 5 3 9 8 9 5 5

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 dvojnim presledkom 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 vključene v besedilo prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino. Slike in fotografije, ki niso v elektronski obliki, morajo biti priložene prispevku v originalu.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu 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 uporabljena in citirana 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, navadni in elektronski naslov.
14. Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGG, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA oz. janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V spremnem dopisu mora avtor članka napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren. Prispevke je treba poslati v enem izvodu na papirju in v elektronski obliki v formatu MS WORD.

Uredniški odbor

VSEBINA - CONTENTS

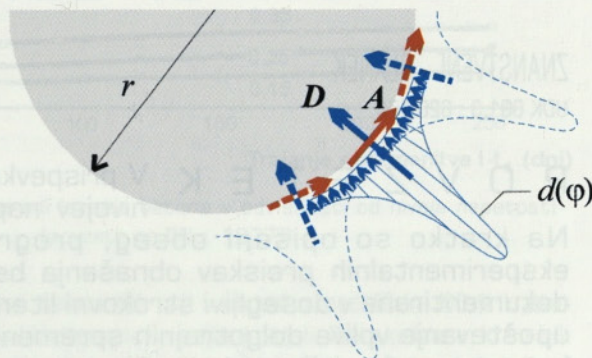
Članki, študije, razprave
Articles, studies, proceedings

Stran 74

J. Lopatič

VPLIV DOLGOTRAJNIH VISOKIH NIVOJEV NAPETOSTI NA TLAČNO TRDNOST BETONA

INFLUENCE OF SUSTAINABLE HIGH STRESS LEVELS ON COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE

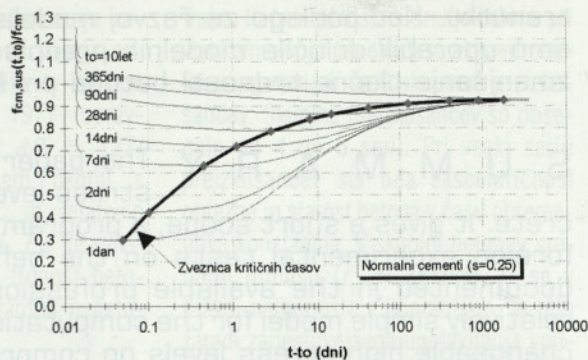


Stran 81

I. Merta, B. S. Bedenik, L. Sparowitz

PREISKAVE STRIŽNE NOSILNOSTI ARMIRANOBETONSKIH ELEMENTOV KROŽNEGA PREREZA

SHEAR STRENGTH INVESTIGATION OF REINFORCED CONCRETE CIRCULAR CROSS SECTION MEMBERS

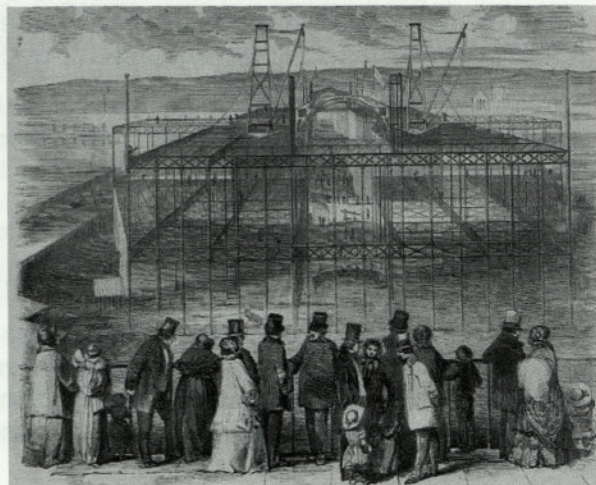


Stran 87

L. Slivnik

DVE OBLETNICI - 1853 - DUBLIN IN NEW YORK

TWO ANNIVERSARIES - 1853 - DUBLIN AND NEW YORK



VPLIV DOLGOTRAJNIH VISOKIH NIVOJEV NAPETOSTI NA TLAČNO TRDNOST BETONA

INFLUENCE OF SUSTAINABLE HIGH STRESS LEVELS ON COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK 691.3 : 620.173

JOŽE LOPATIČ

P O V Z E T E K V prispevku je obravnavan vpliv dalj časa trajajočih visokih nivojev napetosti na zmanjšanje tlačne trdnosti betona. Na kratko so opisani obseg, program in del rezultatov najboljšežnejših tujih eksperimentalnih preiskav obnašanja betona pri visokih obremenitvah, ki so ustrezno dokumentirane v dosegljivi strokovni literaturi. V nadaljevanju prispevka pa je za računsko upoštevanje vpliva dolgotrajnih spremenljivih visokih nivojev napetosti na tlačno trdnost betona predstavljen razmeroma preprost model, v katerem je celotna zgodovina predhodnega obremenjevanja zajeta s koeficientom že izkoriščenega mejnega časa. S pomočjo tega koeficienta lahko določimo normirano tlačno trdnost betona v poljubnem trenutku. Kot podlago za razvoj modela in za ovrednotenje vpeljane konstante modela smo uporabili določila modelnih predpisov CEB-FIP MC 1990, ki se sicer nanašajo na zmanjšanje tlačne trdnosti betona pri konstantnih visokih napetostih.

S U M M A R Y The paper deals with the influence of sustainable high stress levels on decreasing compressive strength of concrete. It gives a short scope, a program and a part of the results of the most extensive foreign experimental tests on the behaviour of concrete at high loads, adequately documented in the available professional literature. Further on, the paper gives a relatively simple model for the computational consideration of the influence of sustainable changeable high stress levels on compressive strength of concrete, where the whole history of previous loadings is included with the coefficient of the already exploited limit time. With the help of this coefficient the compressive strength of concrete in an arbitrary time can be determined. As a basis for the development of the model and for the evaluation of the introduced model constant, the provisions of the CEB-FIP MC 1990 were used, appertaining to decreasing compressive strength of concrete at constant high stresses.

Avtor:

doc.dr. Jože Lopatič, univ.dipl.inž.grad., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, 1000 Ljubljana

1. UVOD

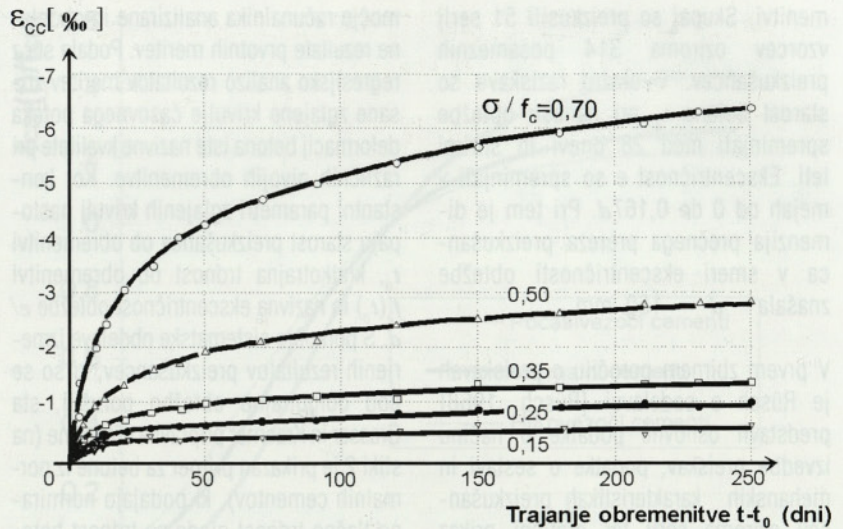
Kot kratkotrajno oziroma trenutno tlačno trdnost betona štejemo trdnost, ki

jo določimo s standardnimi eksperimentalnimi preiskavami, pri katerih obremenjujemo vzorce do porušitve v nekaj minutah. Dejstvo, da se pri po-

večanih hitrostih nanosa obremenitve porušna napetost oziroma trdnost betona poveča, je splošno znano. Manj znano oziroma raziskano pa je zmanj-

ševanje trdnosti betona glede na trenutno trdnost v primeru zelo počasne nanosa oziroma dolgotrajnega delovanja obtežbe. To zmanjšanje tlačne trdnosti betona pri dolgotrajnem visokem nivoju napetosti je ključnega pomena za definiranje dejanske varnosti betonskih konstrukcij.

Za realistično računsko napovedovanje obnašanja ojačenih betonskih konstrukcij vse do porušitve ne zadostuje le poznavanje časovne odvisnosti spreminjanja trdnosti betona. Upoštevati moramo tudi vpliv dolgotrajnih visokih nivojev napetosti na razvoj deformacij betona. Tako je s trajno tlačno trdnostjo, ki jo v tem prispevku definiramo kot največjo tlačno napetost, ki jo beton lahko prenaša brez porušitve neskončno dolgo, neločljivo povezano nelinearno lezenje betona. Eksperimenti namreč kažejo, da je pri visokih nivojih obremenitve lezenje betona izrazito nelinearno odvisno od nivoja napetosti [Rüsch, 1968], [Wu, 1977], [Grasser, 1985], [Bokan, 1991]. Nasprotno pa je bilo z velikim številom eksperimentalnih preiskav dokazano, da je lezenje betona v območju delovnih napetosti približno linearno proporcionalno napetostim. Kot območje delovnih napetosti je pri tem mišljeno območje napetosti do ≈ 0 % kratkotrajne tlačne trdnosti. V tem območju napetosti povzroča lezenje betona predvsem izločanje fizikalno adsorbirane vode cementnega kamna, bistveno manjši vpliv na lezenje pri tem nivoju napetosti pa imajo širjenje oziroma formiranje mikrorazpok v stičnem območju oziroma v cementnem kamnu. Z večanjem nivoja napetosti postaja vpliv širjenja in formiranja mikrorazpok, najprej v stičnem območju, pozneje pa še v cementnem kamnu, vse večji. Tako je pri napetostih med 75 in 85 % kratkotrajne tlačne trdnosti delež osnovnega lezenja betona zaradi izločanja fizikalno adsorbirane vode cementnega kamna v celotnem lezenju že skoraj zanemarljiv. Pri tem napetostnem nivoju se lahko zgodi, da začno razpoke spontano rasti. Ko z napetostmi presežemo to mejo, pride do



Slika 1: Deformacija zaradi lezenja betona v odvisnosti od nivoja napetosti (povzeto po [Wu, 1977])

časovno odvisne porušitve betona pri napetostih, ki so manjše od kratkotrajne trdnosti.

Primer eksperimentalno izmerjene nelinearne odvisnosti deformacije zaradi lezenja betona ϵ_{cc} od nivoja napetosti σ / f_c prikazuje slika 1. Pri tem so bile preiskave [Wu, 1977] opravljene na valjih dimenzij $d/h = 127/127$ mm v kontroliranem okolju s temperaturo zraka 10°C in relativno vlažnostjo zraka $50 \pm 1\%$. Z f_c je označena kratkotrajna tlačna trdnost betona v času nanosa konstantne napetosti σ .

Razmišljanja o tem, da je trajna trdnost betona manjša od kratkotrajne trdnosti, so se pojavila razmeroma zgodaj. Tako je Rüsch na ta problem opozoril že okoli leta 1930. Njegovi prvi preizkusi so pokazali, da se beton pod vplivom konstantne obremenitve v velikosti 90 % kratkotrajne tlačne trdnosti poruši že po 12 urah. Z obsežnimi sistematičnimi eksperimentalnimi preiskavami obnašanja betonov pri višjih nivojih obremenitve, ki so potekale nepretrgano več kot 10 let, pa je s sodelavci s tehničnih univerz v Münchnu in Aachnu pričel v letu 1954 [Rüsch, 1968], [Grasser, 1985]. Nivo napetosti so spreminja-

li v območju med 40 in 100 % kratkotrajne trdnosti. Preizkušance, ki so bili izdelani iz betona tlačne trdnosti od 20 MPa do 60 MPa, so obremenjevali tako centrično kakor tudi ekscentrično. Trajno tlačno trdnost in lezenje betona pri visokem nivoju napetosti so eksperimentalno ugotavljali na 9 skupinah preizkušancev. Skupine preizkušancev so obsegale od 4 do 5 serij. Pri vsaki seriji preizkušancev sta bila ekscentričnost obtežbe in starost betona v času obremenitve konstantni. V skupini betonov srednjih trdnosti ($f_{ck} \approx 35\text{MPa}$), ki se v praksi najpogosteje uporabljajo, je bilo zaradi zanesljivejšega ugotavljanja vpliva starosti betona v času obremenitve na lezenje in trajno trdnost betona, preiskanih 16 serij preizkušancev. Za vsako serijo, ki je obsegala 5 do 8 preizkušancev je bila določena tudi karakteristična tlačna trdnost betona f_{ck} v času nanosa obtežbe pri starosti betona t_0 in nazivna ekscentričnost obtežbe "e/d". Znotraj vsake serije preizkušancev so spreminjali tudi nivo obremenitve. Pri tem so en ali dva preizkušanca v približno 20 minutah obremenili do porušitve in tako določili kratkotrajno tlačno trdnost betona. Ostale preizkušance posamezne serije pa so potem v praktično istem času pri različnih nivojih napetosti in ekscentričnosti izpostavili dolgotrajni konstantni obre-

menitvi. Skupaj so preizkusili 51 serij vzorcev oziroma 314 posameznih preizkušancev. V okviru raziskave so starost betona t_0 pri nanosu obtežbe spreminjali med 28 dnevi in štirimi leti. Ekscentričnost e so spreminjali v mejah od 0 do $0,167d$. Pri tem je dimenzija prečnega prereza preizkušanca v smeri ekscentričnosti obtežbe znašala $d = 150$ mm.

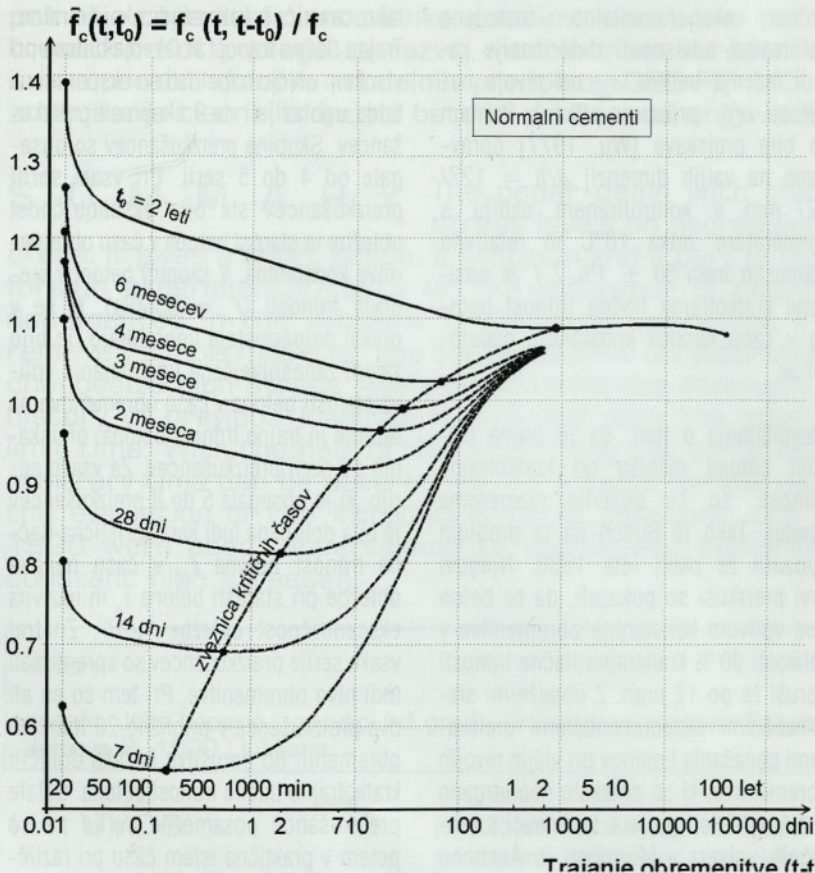
V prvem zbirnem poročilu o preiskavah je Rüschi s sodelavci [Rüschi, 1968] predstavil osnovne podatke o načinu izvedbe preiskav, podatke o sestavi in mehanskih karakteristikah preizkušancev oziroma serij ter grafični prikaz rezultatov meritev deformacij. Pri tem so bile reprezentativne krivulje za posamezne preizkušance določene z "grafičnim" postopkom. Precej pozneje sta Grasser in Kraemer [Grasser, 1985] v drugem poročilu predstavila nove ugotovitve in s po-

močjo računalnika analizirane in obdelane rezultate prvotnih meritev. Podala sta z regresijsko analizo rezultatov meritev zrisane zglajene krivulje časovnega poteka deformacij betona iste nazivne kvalitete pri različnih nivojih obremenitve. Kot konstantni parametri zglajenih krivulj nastopajo starost preizkušanca ob obremenitvi t_0 , kratkotrajna trdnost ob obremenitvi $f_c(t_0)$ in nazivna ekscentričnost obtežbe e/d . S pomočjo sistematske obdelave izmerjenih rezultatov preizkušancev, ki so se pod dolgotrajno obtežbo porušili, sta Grasser in Kraemer pripravila diagrame (na sliki 2 je prikazan primer za betone iz normalnih cementov), ki podajajo normirano tlačno trdnost glede na trdnost betona pri starosti 28 dni v odvisnosti od trajanja obremenitve $t-t_0$. Posamezne krivulje pripadajo različnim starostim betona t_0 ob obremenitvi. Če povežemo točke, v katerih posamezne krivulje dosežejo minimalne vrednosti, dobi-

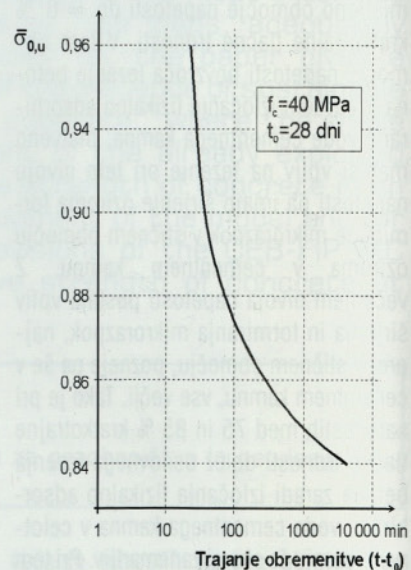
mo zveznico kritičnih časov $(t-t_0)_{krit}$. Krivulje so za trajanje obtežbe $t-t_0$, ki je daljše od kritičnih časov, podane črtkano, saj je ta del krivulj le navidezen in ga je možno skonstruirati le računsko. Slika 3 prikazuje primer eksperimentalno ugotovljene zveze med trajanjem obtežbe $t-t_0$ in pripadajočimi rušnimi nivoji napetosti $\bar{\sigma}_{0,u}$ za beton tlačne trdnosti 40 MPa, obremenjen pri starosti $t_0 = 28$ dni.

2. RAČUNSKO UPOŠTEVANJE VPLIVA DOLGOTRAJNIH VISOKIH OBREMENITEV NA TLAČNO TRDNOST BETONA

V računski nelinearni analizi časovnega odziva betonskih konstrukcij pri poljubni zunanji obtežbi v splošnem naletimo na časovno spreminjajoče se napetostno stanje, kar hkrati pomeni tudi spremenljive nivoje napetosti. Vpliv trajne visoke obremenitve na časovno spreminjanje trdnosti betona je že pri konstantnih napetostih razmeroma malo raziskan (v svetovnem



Slika 2: Normirana tlačna trdnost betona v odvisnosti od trajanja obremenitve in starosti ob obremenitvi (povzeto po [Grasser, 1985])



Slika 3: Odvisnost rušnega nivoja obremenitve od trajanja obtežbe (povzeto po [Grasser, 1985])

merilu najboljše raziskave so bile predstavljene v predhodnem razdelku), za časovno spremenljive napetosti pa ustreznih objav eksperimentalnih preiskav sploh ni zaslediti.

V nadaljevanju prispevka je prikazan predlog načina modeliranja vpliva dolgotrajnih spremenljivih visokih obremenitev na tlačno trdnost betona [Lopatič, 1997], ki temelji na posplošenju priporočil modela predpisov za betonske konstrukcije CEB-FIP MC 1990. Ta priporočila veljajo za konstantne nivoje napetosti. Pri tem sta hkrati zajeta dva nasprotujoča si časovna učinka. V normalnih razmerah pri nizkem nivoju obremenitve se trdnost betona zaradi ugodnega vpliva staranja materiala povečuje, po drugi strani pa se zaradi trajnih visokih obremenitev trdnost betona zmanjšuje. Trdnost betona (1) je odvisna od starosti in trajanja obremenitve podana v obliki produkta dveh funkcij. Prva funkcija $f_{cm}(t)$ podaja razvoj kratkotrajne trdnosti betona v odvisnosti od starosti betona t , druga funkcija $\beta_{c,sus}(t-t_0)$ pa zajame odvisnost nivoja porušne napetosti od trajanja obremenitve $t-t_0$.

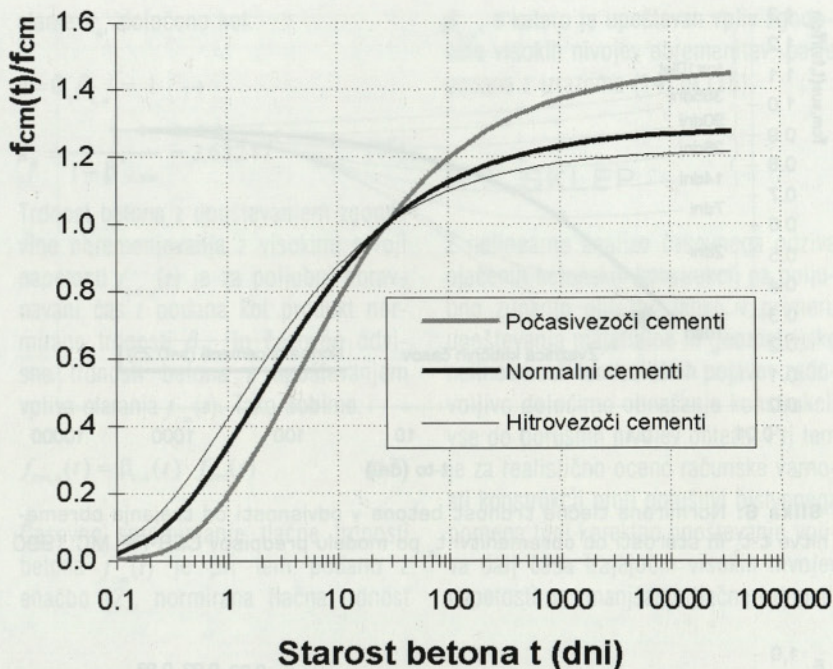
$$f_{cm,sus}(t, t_0) = \beta_{c,sus}(t-t_0) \cdot f_{cm}(t) \quad (1)$$

Časovno spreminjanje tlačne trdnosti betona $f_{cm}(t)$ zaradi staranja betona je pri tem podano z enačbo (2) (slika 4):

$$f_{cm}(t) = e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} f_{cm} \quad (2)$$

Pri tem je f_{cm} tlačna trdnost betona pri starosti 28 dni, t starost betona, s pa je koeficient vrste cementa. Pri normalnih in hitrovezočih cementih velja $s = 0,25$, za počasi vezoče cemente $s = 0,38$, za hitro vezoče cemente visoke trdnosti pa $s = 0,20$.

Koeficient $\beta_{c,sus}(t-t_0)$, ki zajame odvisnost nivoja porušne napetosti od trajanja obremenitve $t-t_0$, pa je po CEB-FIP MC 1990 podan z naslednjim izrazom (slika 5):



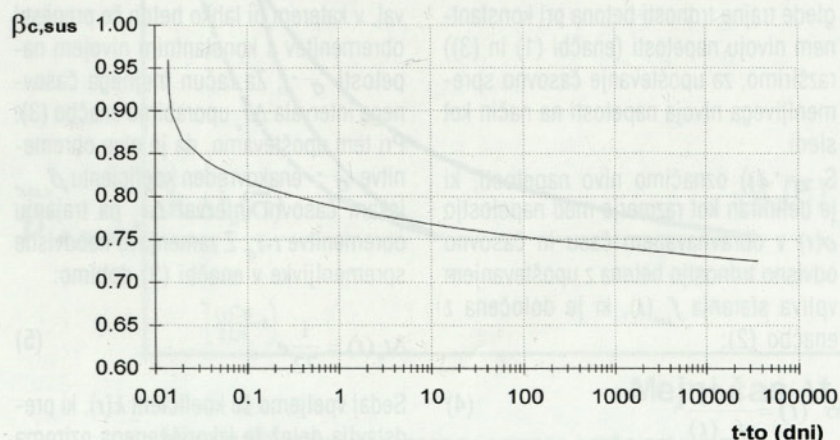
Slika 4: Časovni razvoj tlačne trdnosti betona v odvisnosti od vrste cementa

$$\beta_{c,sus}(t-t_0) = 0,96 - 0,12 \sqrt[4]{\ln [72(t-t_0)]} \quad (3)$$

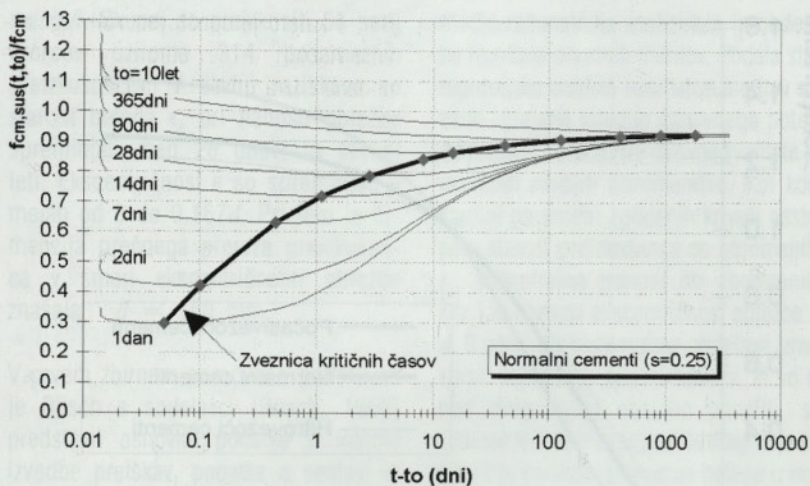
Slika 6 prikazuje rušno napetost oziroma trdnost določeno po enačbi (1) v odvisnosti od trajanja obtežbe $t-t_0$ pri dolgotrajnem delovanju obremenitve. Pri tem je rušna napetost normirana glede na tlačno trdnost betona pri starosti 28 dni. Posamezne krivulje pripadajo različnim starostim betona t_0 v trenutku nanosa obtežbe. Podobno kot na sliki 2, kjer so bili predstavljeni primerljivi rezultati

eksperimentalnih preiskav, so tudi na sliki 6 povezani kritični časi trajanja obtežbe oziroma kritični nivoji napetosti v odvisnosti od starosti betona v trenutku obremenitve t_0 . Ti kritični nivoji napetosti, ki predstavljajo normirane trajne tlačne trdnosti betona glede na trdnosti pri starosti 28 dni, so v odvisnosti od starosti betona v trenutku obremenitve t_0 prikazani na sliki 7.

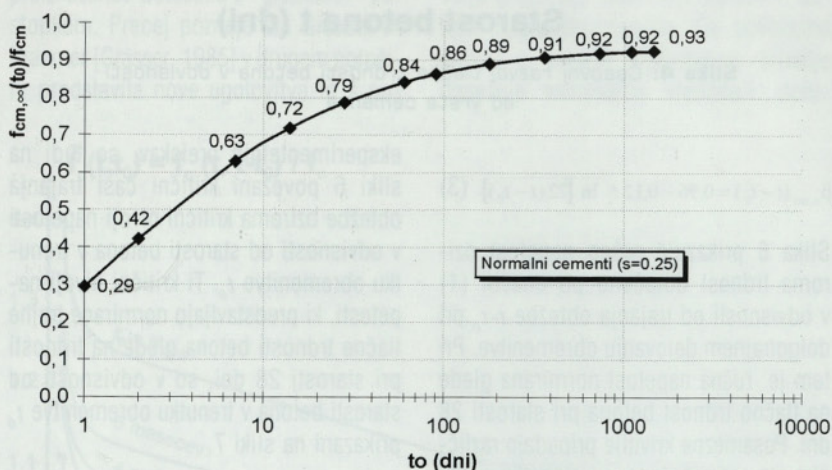
Priporočila modela predpisov za betonske konstrukcije CEB-FIP MC 1990



Slika 5: Odvisnost nivoja razpoložljive trdnosti od trajanja obremenitve



Slika 6: Normirana tlačna trdnost betona v odvisnosti od trajanja obremenitve $t-t_0$ in starosti ob obremenitvi t_0 po modelu predpisov CEB-FIP MC 1990



Slika 7: Normirana trajna tlačna trdnost betona v odvisnosti od starosti ob obremenitvi t_0 po modelu predpisov CEB-FIP MC 1990

glede trajne trdnosti betona pri konstantnem nivoju napetosti (enačbi (1) in (3)) razširimo, za upoštevanje časovno spremenljivega nivoja napetosti na način kot sledi.

S $\bar{\sigma}^*(t)$ označimo nivo napetosti, ki je definiran kot razmerje med napetostjo $\sigma(t)$ v obravnavanem času in časovno odvisno trdnostjo betona z upoštevanjem vpliva staranja $f_{cm}(t)$, ki je določena z enačbo (2):

$$\bar{\sigma}^*(t) = \frac{\sigma(t)}{f_{cm}(t)} \quad (4)$$

Z Δt_u pa označimo mejni časovni inter-

val, v katerem bi lahko beton še prenesel obremenitev s konstantnim nivojem napetosti $\bar{\sigma}^*$. Za račun mejnega časovnega intervala Δt_u uporabimo enačbo (3). Pri tem upoštevamo, da je nivo obremenitve $\bar{\sigma}^*$ enakovreden koeficientu $\beta_{c,sus}^*$, iskani časovni interval Δt_u pa trajanju obremenitve $t-t_0$. Z zamenjavo neodvisne spremenljivke v enačbi (3) dobimo:

$$\Delta t_u(t) = \frac{1}{72} e^{\left(8 \frac{\bar{\sigma}^*(t)}{0,12}\right)^4} \quad (5)$$

Sedaj vpeljemo še koeficient $k(t)$, ki predstavlja delež že izkoriščenega oziroma porabljenega mejnega časa do obravna-

vanega trenutka t . Določen je z naslednjo diferencialno enačbo:

$$dk = \frac{dt}{\Delta t_u(t)} \quad (6)$$

oziroma z upoštevanjem enačbe (5),

$$dk = 72 \cdot e^{-\left(8 \frac{\bar{\sigma}^*(t)}{0,12}\right)^4} dt \quad (7)$$

Če predhodno enačbo integriramo in upoštevamo še začetni pogoj $k(t=0)=0$, dobimo enačbo za koeficient k v obliki integrala:

$$k = 72 \int_0^t e^{-\left(8 \frac{\bar{\sigma}^*(t)}{0,12}\right)^4} dt \quad (8)$$

S koeficientom izkoriščenega mejnega časa $k(t)$ smo tako dobili neke vrste utež za brezdimenzionalno ovrednotenje trajanja obremenitve pri določenem nivoju (črtkana krivulja na sliki 8). Če koeficient k preseže vrednost 1, pomeni, da je nosilnost betona izčrpana in pride do porušitve. Tako smo delno že zajeli vpliv predhodnega obremenjevanja do obravnavanega časa t . S koeficientom k je določeno le skrajšanje oziroma redukcija razpoložljivega mejnega časa $\Delta t_u(t)$ zaradi predhodnega obremenjevanja pri visokih nivojih napetosti po enačbi (9), ne pa tudi zmanjšanje razpoložljive trdnosti zaradi zgodovine obremenjevanja.

$$\Delta t_{u,red}(t) = (1-k) \cdot \Delta t_u(t) \quad (9)$$

Da zajamemo tudi vpliv predhodnih visokih nivojev napetosti na zmanjšanje trdnosti betona, uvedemo konstanto $\beta_{c,sus}^*$, ki ponazarja kritični nivo obremenitve, pri katerem kljub neskončnemu trajanju obremenitve ne pride do zmanjšanja trdnosti betona. V prispevku upoštevamo kot končni čas 100 let. V tem primeru je konstanta $\beta_{c,sus}^*$, ki jo določimo s pomočjo enačbe (3) z upoštevanjem trajanja obtežbe $t-t_0 = 100$ let:

$$\beta_{c,sus}^* = \beta_{c,sus}(t-t_0 = 100let) = 0,724705 \quad (10)$$

Za določanje mejnega nivoja napetosti oziroma normirane trdnosti $\beta_{c,u}$ do-

datno vpeljemo še konstanto k_h , s katero zajamemo vpliv predhodnega obremenjevanja z visokimi nivoji napetosti na zmanjšanje trdnosti betona. Ko koeficient k preseže vrednost 1, je nosilnost betona izčrpana in torej velja:

$$\beta_{c,u} = 0 \quad \text{za } k > 1. \quad (11)$$

Za vrednosti koeficienta k med 0 in 1 pa mejni nivo napetosti $\beta_{c,u}$ določimo iz pogoja, da je mejni čas predhodno neobremenjenega betona enak korigiranemu mejnemu času predhodno obremenjenega betona (slika 8). Pri tem za predhodno obremenjeni beton upoštevamo že izkoriščeni delež mejnega časa k in še korekcijo s konstanto k_h :

$$\Delta t_u(\beta_{c,u}) = \Delta t_u(\beta_{c,u}^*) \cdot [k + k_h \cdot (\beta_{c,u} - \beta_{c,sus}^*)] \quad (12)$$

S preureditvijo predhodne enačbe dobimo za normirano trdnost $\beta_{c,u}$ naslednji izraz:

$$\beta_{c,u} = \frac{1-k}{k_h} + \beta_{c,sus}^* \quad \text{za } 0 \leq k \leq 1. \quad (13)$$

Iz enačbe (13) je razvidno, da bi pri določenih vrednostih konstante k_h dobili normirano trdnost $\beta_{c,u} > 1$, kar je fizikalno nesprejemljivo, zato upoštevamo za določitev normirane trdnosti naslednja končna izraza:

$$\beta_{c,u} = \min\left(1; \frac{1-k}{k_h} + \beta_{c,sus}^*\right) \quad (14)$$

za $0 \leq k \leq 1$ oziroma

$$\beta_{c,u} = 0 \quad \text{za } k > 1. \quad (15)$$

Za določanje konstante k_h bi potrebovali rezultate specifičnih eksperimentalnih raziskav, pri katerih bi ugotavljali vpliv predhodnega obremenjevanja s spremenljivim visokim nivojem napetosti. Za konkreten račun časovnega odziva betonskih konstrukcij lahko upoštevamo za konstanto k_h vrednost, določeno iz pogoja, da je normirana tlačna trdnost $\beta_{c,u}$ enaka 1, ko je delež izkoriščenosti mejnega časa k enak 0. Če za $\beta_{c,sus}^*$ upoštevamo izraz (10), dobimo vrednost kon-

stante k_h , določeno kot:

$$k=0: \beta_{c,u} = 1 \rightarrow k_h = \frac{1}{1 - \beta_{c,sus}^*} = 3,63247. \quad (16)$$

Trdnost betona z upoštevanjem zgodovine obremenjevanja z visokimi nivoji napetosti $f_{cm,u}(t)$ je za poljubni obravnavani čas t podana kot produkt normirane trdnosti $\beta_{c,u}$ in časovno odvisne trdnosti betona z upoštevanjem vpliva staranja $f_{cm}(t)$. Tako dobimo:

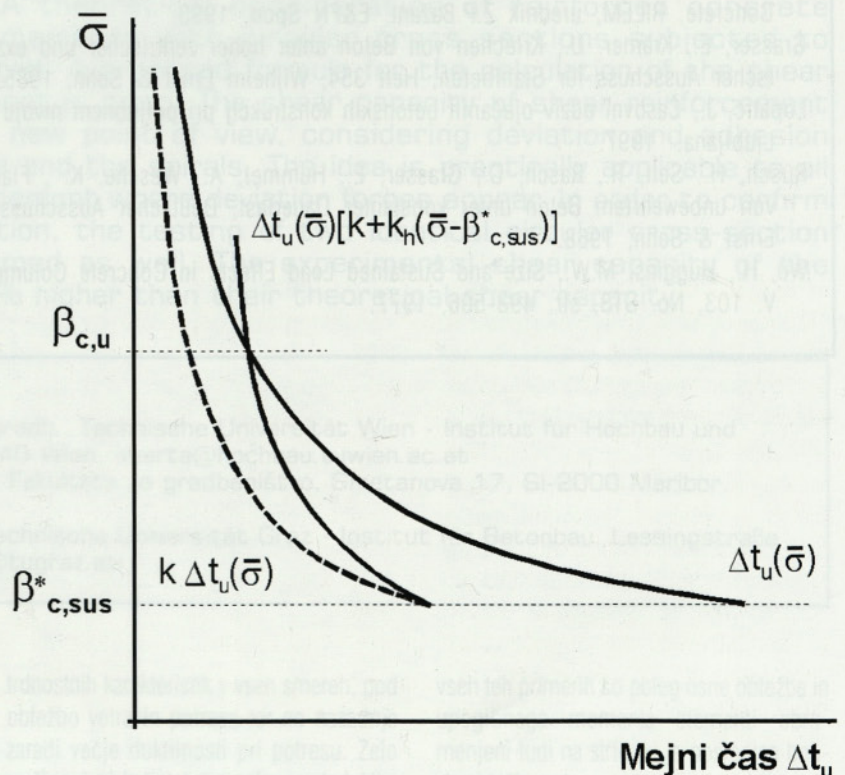
$$f_{cm,u}(t) = \beta_{c,u}(t) \cdot f_{cm}(t) \quad (17)$$

Časovno spreminjanje tlačne trdnosti betona $f_{cm}(t)$ je pri tem podano z enačbo (2), normirana tlačna trdnost

$\beta_{c,u}$, s katero je upoštevan vpliv zgodovine visokih nivojev obremenitev, pa je podana z izrazoma (14) in (15).

3. SKLEP

Z nelinearno analizo časovnega odziva ojačenih betonskih konstrukcij na poljubno zunanjo obtežbo lahko v primeru upoštevanja materialne in geometrijske nelinearnosti ter reoloških pojavov zadovoljivo določimo obnašanje konstrukcij vse do porušnih nivojev obtežb. Pri tem je za realistično oceno računske varnosti konstrukcij proti porušitvi bistvenega pomena tudi korektno upoštevanje vpliva dalj časa trajajočih visokih nivojev napetosti na zmanjšanje tlačne trdnosti.



Slika 8: Grafična ponazoritev pomena koeficienta k in določanja normirane trdnosti betona $\beta_{c,u}$

J. LOPATIČ: Vpliv dolgotrajnih visokih nivojev napetosti na tlačno trdnost betona

V prispevku je prikazan preprost in učinkovit računski model, ki omogoča upoštevanje vpliva dolgotrajnih spremenljivih visokih nivojev napetosti na razpoložljivo oziroma preostalo tlačno trdnost betona v odvisnosti od zgodovine obremenjevanja. Ta računski model je bil vgrajen v programsko opremo za splošno nelinearno analizo napetostno-deformacijskega stanja ojačenih betonskih linijskih konstrukcij pri poljubnem nivoju in časovnem poteku napetosti [Lo-

patič, 1997]. Kljub temu da računski model glede vpliva konstantnih visokih nivojev napetosti izhaja iz določil modelnih predpisov CEB-FIP MC 1990, je pri računskih primerih, v katerih smo simulirali obnašanje eksperimentalno preiskanih nosilnih elementov, ujemanje računskih in izmerjenih porušnih obtežb ter pripadajočih časov porušitev zelo dobro.

Pri vsakdanjem projektiranju beton-

skih konstrukcij se moramo zavedati, da imamo pri dolgotrajno obremenjenem betonu na razpolago le tako imenovano trajno tlačno trdnost betona, ki je lahko kar precej manjša od njegove kratkotrajne (nazivne) tlačne trdnosti. Eksperimenti kažejo, da trajna trdnost pri betonu, ki ga obremenimo pri starosti 28 dni, znaša le med 75 % in 85 % njegove kratkotrajne trdnosti. Pri betonih, ki so obremenitvi izpostavljeni pri manjših starostih, pa je delež trajne trdnosti še občutno manjši.

LITERATURA

- Bokan, V., Vpliv nivoja napetosti in kemijskih dodatkov na reologijo betona, Magistrska naloga, FAGG, Ljubljana, 1991.
- CEB-FIP Model code 1990, Comité Euro-International du Béton, Buletin D'Information No 213/214, Lausanne, 1993.
- CEB Structural Effects of Time-dependent Behaviour of Concrete, Comité Euro-International du Béton, Buletin D'Information No. 215, Lausanne, 1993.
- ENV 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1: General rules and rules for building, CEN, Bruselj, 1991.
- Espion, B., Benchmark Examples for Creep and Shrinkage Analysis Computer Programs, Creep and Shrinkage of Concrete, RILEM, urednik Z.P.Bažant, E&FN Spon, 1993.
- Grasser, E., Krämer, U., Kriechen von Beton unter hoher zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 354, Wilhelm Ernst & Sohn, 1985.
- Lopatič, J., Časovni odziv ojačenih betonskih konstrukcij pri poljubnem nivoju napetosti, Doktorska disertacija, FG, Ljubljana, 1997.
- Rüsch, H., Sell, R., Rasch, C., Grasser, E., Hummel, A., Wesche, K., Flatten, H., Festigkeit und Verformung von unbewehrtem Beton unter konstanter Dauerlast, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 198, Wilhelm Ernst & Sohn, 1968.
- Wu, H., Huggins, M.W., Size and Sustained Load Effects in Concrete Columns, Journal of the Structural Division, V. 103, No. ST3, str. 493-506, 1977.

PREISKAVE STRIŽNE NOSILNOSTI ARMIRANOBETONSKIH ELEMENTOV KROŽNEGA PREREZA

SHEAR STRENGTH INVESTIGATION OF REINFORCED CONCRETE CIRCULAR CROSS SECTION MEMBERS

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK 620.176 : 624.012.45

ILDIKÓ MERTA, BRANKO S. BEDENIK, LUTZ SPAROWITZ

P O V Z E T E K Članek obravnava strižno nosilnost armiranobetonskih elementov krožnega prereza, obremenjenih s transversalno obtežbo. Podan je predlog za izračun nosilnosti strižne armature. Nosilnost stremen je opazovana iz novega zornega kota, in sicer z upoštevanjem odklonskih in adhezijskih sil, ki delujejo med betonom in stremeni. Sama ideja in formulacija problema se lahko aplicira praktično na vse konstrukcijske elemente, pri katerih je armatura ukrivljena in se kot posledica tega pojavlja odklonska sila. Z namenom potrditve predlagane analitične rešitve je bila narejena laboratorijska preiskava strižne nosilnosti dveh enakih vzorcev krožnega prereza, eksperimentalna strižna nosilnost vzorcev je bila za okoli 10-40 % višja od analitične nosilnosti.

S U M M A R Y A theoretical consideration of reinforced concrete members with circular cross sections subjected to transverse loading is presented. A proposed formula for the calculation of the shear capacity of shear reinforcement is given. The shear capacity of shear reinforcement has been discussed from a new point of view, considering deviation and adhesion forces between the concrete and the spirals. The idea is practically applicable to all elements with curved reinforcement where deviation forces appear. In order to confirm the proposed analytical solution, the testing of two identical circular cross-section specimens has been performed as well. The experimental shear capacity of the specimens was about 10-40% higher than their theoretical shear capacity.

Avtorji:

mag. Ildikó MERTA univ. dipl. inž. gradb., Technische Universität Wien - Institut für Hochbau und Industriebau, Karlsplatz 13, A-1040 Wien, imerta@hochbau.tuwien.ac.at

red. prof. dr. Branko S. BEDENIK, Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, SI-2000 Maribor, bsbedenik@uni-mb.si

red. prof. dr. Lutz SPAROWITZ, Technische Universität Graz - Institut für Betonbau, Lessingstraße 25, A-8010 Graz, lutz.sparowitz@tugraz.at

UVOD

Armiranobetonski elementi krožnega prereza se vgrajujejo pri zelo različnih konstrukcijah. Priljubljeni so predvsem zaradi enostavnosti gradnje in enakih

trdnostnih karakteristik v vseh smereh, pod obtežbo vetra in potresa ter ne nazadnje zaradi večje duktilnosti pri potresu. Zelo razširjeni so kot stebri mostov in viaduktov ter kot piloti, ki lahko stojijo posamezno ali pa v skupini oblikujejo podporne stene. V

vseh teh primerih so poleg osne obtežbe in upogibnega momenta elementi obremenjeni tudi na strig, ki je posledica bočne obtežbe vetra, potresa, zemeljskega pritiska ali pa trka vozil.

Kljub razširjeni uporabi armiranobetonskih

elementov krožnega prereza njihovo obnašanje pod strigom še vedno ni popolnoma razjasnjeno in ne obstaja enotna analitična metoda za izračun strižne nosilnosti. Večina projektantov uporablja ekvivalenten pravokoten prerez, kar seveda predstavlja le približek dejanskemu krožnemu prerezu.

V literaturi podan predlog za izračun strižne nosilnosti strižne armature je predlog [Ang, 1989], kjer je nosilnost strižne armature podana za 45° naklonski kot betonske diagonale, pri čemer spremenljiva velikost ročice notranjih sil ni upoštevana. Empirični rezultati obsežnih eksperimentalnih preiskav armiranobetonskih elementov krožnega prereza, obremenjenih s potresno obtežbo, so objavljeni v delih [Clarke, 1993], [Wong, 1993] in [Priestley, 1987].

V okviru članka je obravnavana strižna nosilnost armiranobetonskih elementov krožnega prereza, obremenjenih s transversalno obtežbo in podan predlog za izračun nosilnosti strižne armature z upoštevanjem različnega naklonskega kota betonske tlačne diagonale ter z upoštevanjem spremenljive ročice notranjih sil. Preučevan je prosto podprt armiranobetonski nosilec krožnega prereza, obremenjen s točkovno silo. Podobno kot pri pravokotnem prerezu se po elementu formirajo tlačne in natezne cone, vendar napetostnega stanja ni možno enostavno ponazoriti s pomočjo ravninskega paličnega modela, saj se pri krožnem prerezu napetosti spreminjajo po širini elementa. Zato je problem obravnavan iz novega zornega kota, in sicer z upoštevanjem zvezne odklonske sile, ki deluje na beton in je posledica ukrivljenosti strižne armature ter z upoštevanjem zvezne adhezijske sile med betonom in stremenji.

1. SILE MED BETONOM IN STREMENI

Sprememba smeri natezne sile v stremenih, ki je posledica ukrivljenosti stre-

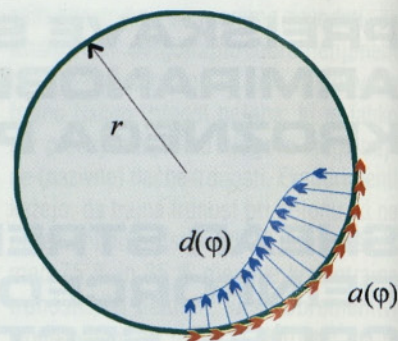
men, povzroča bočni pritisk na beton. To so t.i. odklonske sile, ki predstavljajo reakcijo betona na tendenco ukrivljenih stremen, da se zravnavajo. Stremena v svoji ravnini torej delujejo na beton z zveznimi odklonskimi silami $d(\varphi)$, usmerjenimi radialno glede na os stremen.

V primeru armiranega betona je med stremenji in betonom prisotna kemična vezava - adhezija, ki onemogoča medsebojen zdrs betona in stremen. Adhezijska sila je, podobno kot sila trenja, sorazmerna sili, ki pritiska površini skupaj (v našem primeru odklonska sila) in adhezijskemu koeficientu μ , ki podaja hrapavost stičnih površin. Torej, stremena delujejo na beton v tangencialni smeri z zveznimi adhezijskimi silami:

$$a(\varphi) = \mu \cdot d(\varphi) \quad (1)$$

Za dve poljubni površini je adhezijski koeficient v splošnem večji od koeficienta trenja in je lahko tudi večji od ena. Velikost koeficienta trenja je približno 70 % adhezijskega koeficienta. Ocenjena vrednost adhezijskega koeficienta za beton in jeklo je med 1,1 in 1,9. V splošnem je velikost odklonskih in adhezijskih sil neznana in se le-te spreminjajo po obodu (slika 1.).

Zvezna odklonska sila, ki v ravnini stremen deluje na betonski prerez, pravzaprav

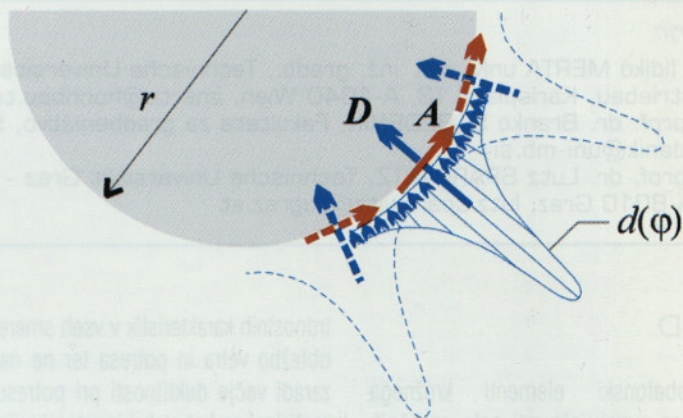


Slika 1: Sile med betonom in stremenji

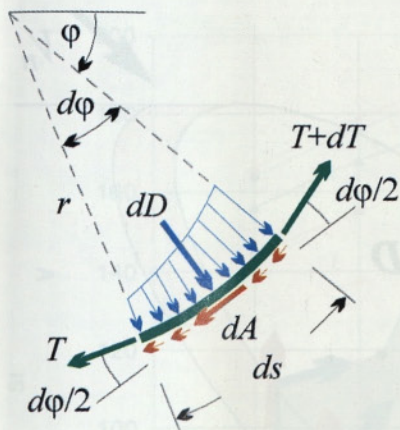
predstavlja obtežbo na beton (slika 2.). Vpliv te obtežbe je možno nadomestiti z rezultantno odklonsko silo D , katere intenziteta je enaka površini pod obtežno funkcijo, deluje v težišču in je usmerjena radialno glede na os stremen. Po analogiji deluje v isti točki v tangencialni smeri rezultantna adhezijska sila A , katere intenziteta je enaka produktu adhezijskega koeficienta in rezultantne odklonske sile.

2. ZVEZA MED ODKLONSKIMI IN ADHEZIJSKIMI SILAMI

Na infinitezimalnem elementu stremena (slika 3) sta izpeljani enačbi, ki podajata zvezo med natezno silo v stremenih T , odklonskimi silami in adhezijskimi silami.



Slika 2: Betonski prerez, obremenjen z rezultantno odklonsko in adhezijsko silo



Slika 3: Sile na infinitezimalnem elementu stremena

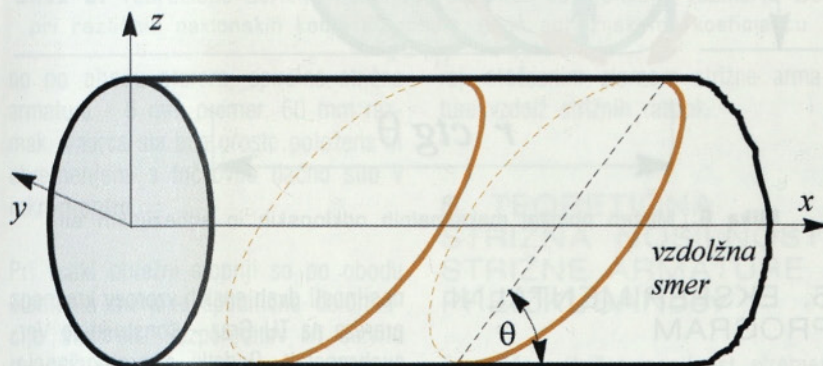
Iz ravnotežja v radialni smeri dobimo:

$$T \cdot d\phi = dD \quad (2)$$

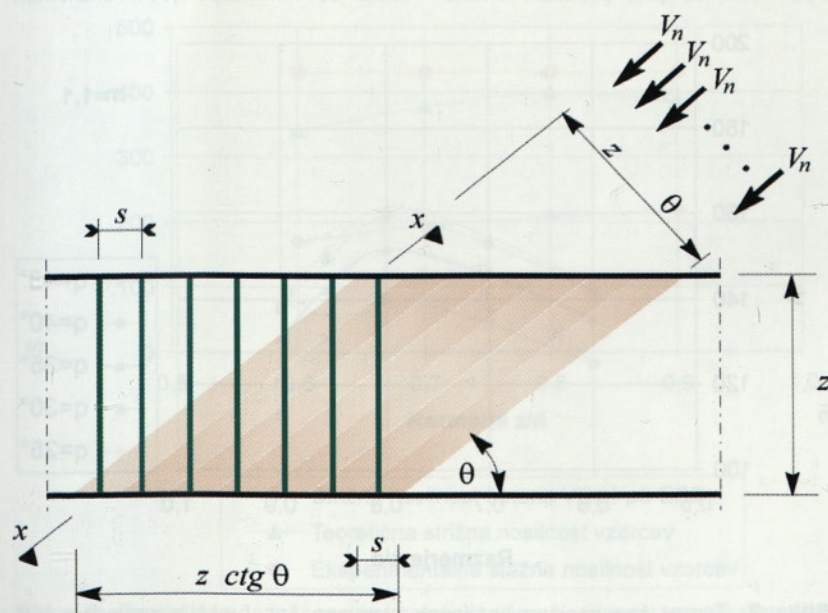
Iz ravnotežja v tangencialni smeri pa sledi, da je sprememba natezne sile v stremenih sorazmerna spremembi adhezijskih sil, le-te pa so premo sorazmerne spremembi odklonskih sil:

$$dT = dA = \mu dD \quad (3)$$

Sledi, da maksimalna natezna sila v stremenih nastopa na mestu, kjer so tudi odklonske sile maksimalne.



Slika 4. Diagonalne strižne razpoke vzdolž elementa



Slika 5: Betonska tlačna diagonala s pripadajočimi stremenji

3. DEFINIRANJE BETONSKE TLAČNE DIAGONALE

Diagonalne strižne razpoke po elementu so idealizirane z vrsto zaporednih razpok pod enakimi naklonskimi koti θ glede na vzdolžno os elementa (slika 4.). Na ta način razpoke razdelijo element na vrsto poševnih eliptičnih valjev, ki imajo za osnovnico elipso. Beton med dvema diagonalnima razpokama v obliki poševnega eliptičnega valja predstavlja t.i. tlačno diagonalo.

Tlačno diagonalo razdelimo vzporedno z eliptično osnovnico, na toliko "rezin", kot je število stremen, ki prečkajo eno diagonalno razpoko oz. osnovnico poševnega eliptičnega valja (slika 5). Ena od teh "rezin" tlačne betonske diagonale je skupaj s pripadajočimi stremenji obravnavana kot prosto telo. Tlačna sila v betonski diagonali je tudi razdeljena na "rezine" in predstavlja zunanjo obtežbo, ki deluje v smeri velike osi elipse.

4. POLOŽAJ MAKSIMALNE NATEZNE SILE PO STREMENIH

Ker maksimalna natezna sila v stremenih nastopa na mestu, kjer so odklonske sile maksimalne, je nadaljnji korak določitev položaja te točke. V vsaki točki presečišča betonske "rezine" s posameznimi stremenji so aplicirane pripadajoče rezultantne odklonske in adhezijske sile (slika 6). Njun naklonski kot se, glede na ravnino betonske "rezine", zvezno spreminja po obodu elipse.

Raziskan je vpliv njihovih resultant v ravnini betonske "rezine" v smeri delovanja zunanje obtežbe V_n in najden je položaj ekstrema, ki je odvisen le od velikosti adhezijskega koeficienta.

V točki ekstrema je tlak kot posledica odklonskih in adhezijskih sil, na betonski prerez največji. Kot posledica akcije in reakcije deluje v tej točki reaktivna tlačna sila betona. Ker predstavlja tlačna sila v betonu rezultanto napetosti, je na ta način ugotovljen tok tlačnih napetosti po eliptični betonski "rezini". Ker pa se zunanja obtežba preko neposrednega tlaka (arch action) prenaša na podpore, deluje ta točka kot navidezna podpora betonski "rezini" ter se med njo in zunanjo obtežbo formira tlačna diagonala. Odklonska sila je v tej točki uravnovešena z zunanjo obtežbo in dobljena je maksimalna odklonska sila. Ta točka predstavlja obenem mesto maksimalnih natezних sil po stremenih.

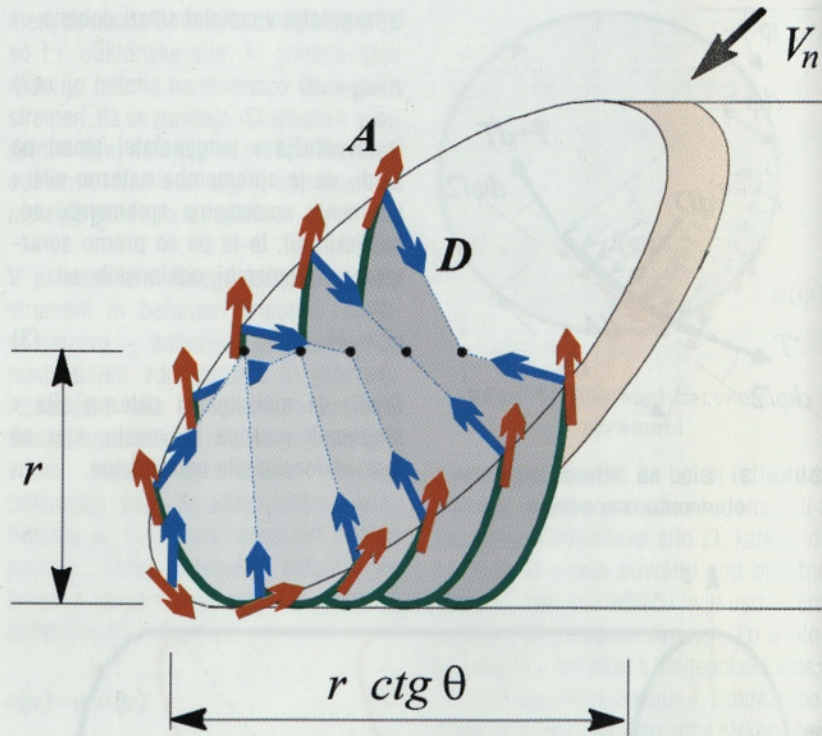
Na podlagi izpeljane enačbe, ki podaja zvezo med odklonskimi silami in natezno silo v stremenih, je izražena maksimalna sila oziroma napetosti po stremenu. Končno je podan predlog enačbe za izračun strižne nosilnosti stremen

$$V_s = A_{sw} f_y \frac{z \sin 2\theta}{s \kappa} \quad (4)$$

ki je funkcija prereza stremen A_{sw} , meje elastičnosti stremen f_y , razmaka stremen s , ročice notranjih sil z , naklonskega kota betonske tlačne diagonale θ ter koeficienta κ , ki je funkcija adhezijskega koeficienta μ . Ker predstavlja ročica notranjih sil procentualni delež efektivne višine prereza d , je možno enačbo (4) izraziti kot funkcijo razmerja z/d .

$$V_s = A_{sw} f_y \eta \frac{d \sin 2\theta}{s \kappa} \quad (5)$$

kjer je $\eta = z/d$, njena vrednost pa je odvisna od zunanje obtežbe in potemtakem od upogibnega momenta $\eta = \eta(M)$.

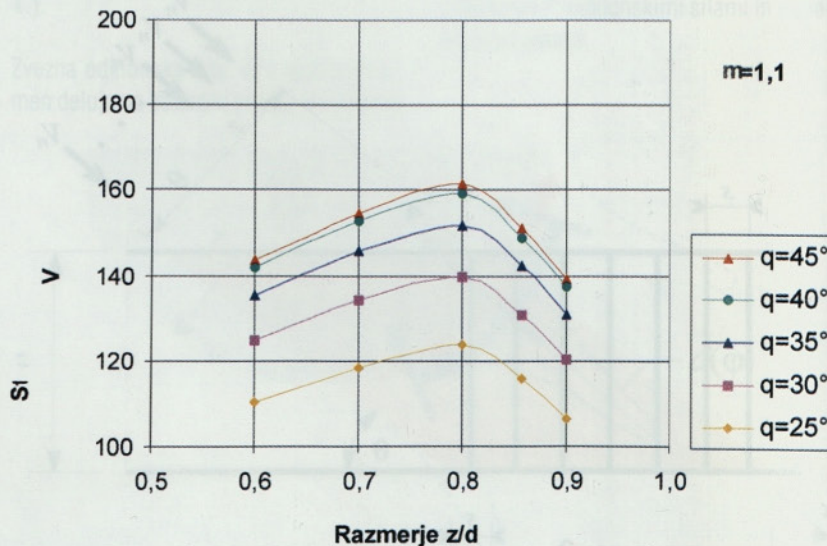


Slika 6. Možen položaj maksimalnih odklonskih in adhezijskih sil

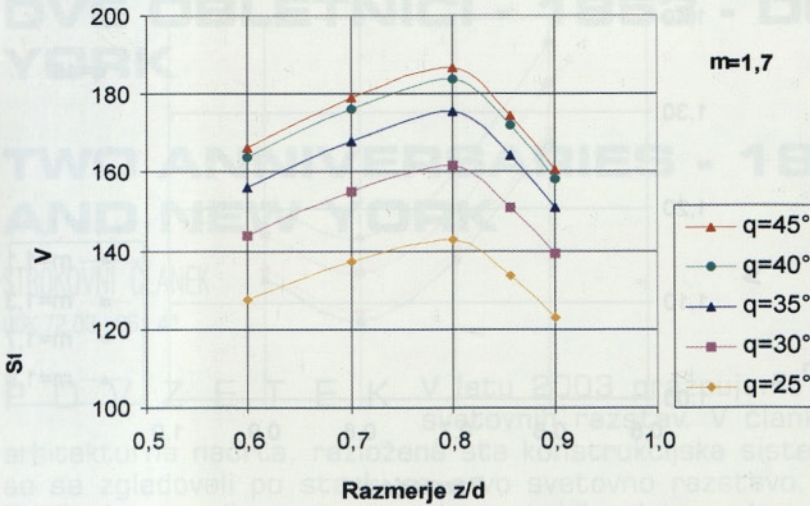
5. EKSPERIMENTALNI PROGRAM

Za potrditev predlagane analitične rešitve za izračun nosilnosti strižne armature krožnih prerezov je bila narejena laboratorijska preiskava strižne

nosilnosti dveh enakih vzorcev krožnega prereza na TU Graz - Konstruktive Versuchsanstalt. Podatki o preizkušancih: 400 mm premer; 2,6 m dolžina; razmerje strižni razpon/efektivna višina 2,5; vzdolžna armatura - 15 palic premera 20 mm razporejenih enakomer-



Slika 7: Teoretična strižna nosilnost stremen kot funkcija razmerja z/d pri različnih naklonskih kotih diagonale θ in adhezijskemu koeficientu



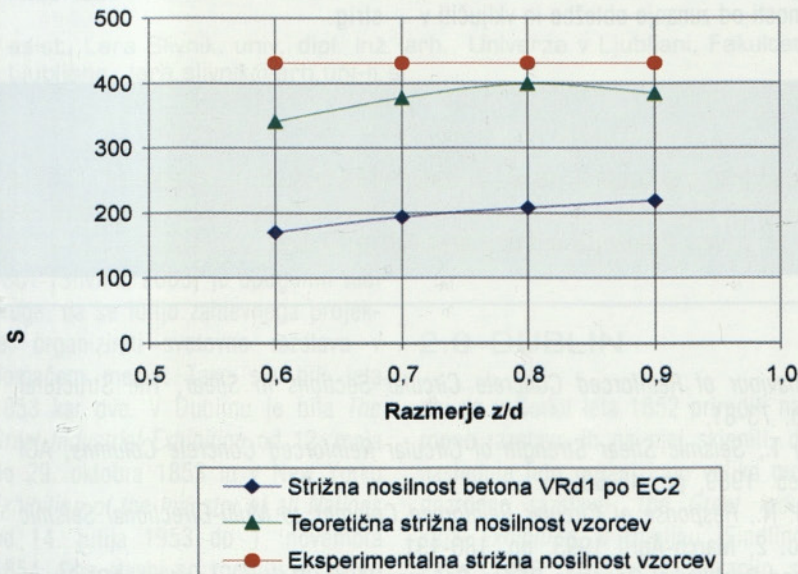
Slika 8: Teoretična strižna nosilnost stremen kot funkcija razmerja z/d pri različnih naklonskih kotih diagonale θ in adhezijskem koeficientu $\mu=1,7$

no po obodu prereza; spiralna strižna armatura - 6 mm premer, 60 mm razmak. Vzorca sta bila prosto položena in obremenjena s točkovno tlačno silo v inkrementih.

Pri vsaki obtežni stopnji so po obodu elementa merjene specifične deformacije stremen. Razporeditev in število mernih točk se je pri vzorcih razlikovala. Strižni lom vzorcev je nastopil s sko-

6. TEORETIČNA STRIŽNA NOSILNOST STRIŽNE ARMATURE PREIZKUŠANCEV

Teoretična strižna nosilnost stremen obeh preizkušancev je bila izračuna-



Slika 9. Teoretična in eksperimentalna strižna nosilnost vzorcev pri naklonskem kotu tlačne diagonale $\theta = 45^\circ$ in adhezijskem koeficientu $\mu = 1,9$

na na podlagi predlagane enačbe (4). Sliki 7 in 8 ponazarjata strižno nosilnost stremen kot funkcijo z/d razmerja za različne naklonske kote betonske diagonale in adhezijska koeficienta ($\mu=1,1$ in $\mu=1,7$).

Z naraščanjem naklonskega kota tlačne diagonale narašča tudi delež prečne sile, ki jo stremena prevzamejo. Pri manjših naklonskih kotih je prirastek bolj izrazit. Večji adhezijski koeficienti dajejo večjo strižno nosilnost stremen. Tako je strižna nosilnost stremen pri adhezijskem koeficientu 1,7 za okoli 15 % večja kot pri koeficientu 1,1. Tretja spremenljivka, ki vpliva na strižno nosilnost stremen, je razmerje z/d . Z naraščanjem razmerja z/d narašča strižna nosilnost stremen in doseže svojo maksimalno vrednost nekje pri $z/d = 0,8$. Za večja razmerja strižna nosilnost stremen hitro pada.

7. TEORETIČNA STRIŽNA NOSILNOST PREIZKUŠANCEV

Teoretična strižna nosilnost preizkušancev je izračunana kot vsota strižne nosilnosti betona V_{Rd1} in strižne nosilnosti strižne armature V_S . Strižna nosilnost betona je izračunana na podlagi enačbe, ki jo priporoča Eurocode 2 za pravokotni prerez, pri čemer je le-ta prilagojena krožnemu prerezu. Slika 9 ponazarja teoretično V_{th} in eksperimentalno V_{ex} strižno nosilnost vzorcev pri naklonskem kotu tlačne diagonale $\theta = 45^\circ$ in adhezijskem koeficientu $\mu = 1,9$.

8. PRIMERJAVA EKSPERIMENTALNE IN TEORETIČNE NOSILNOSTI

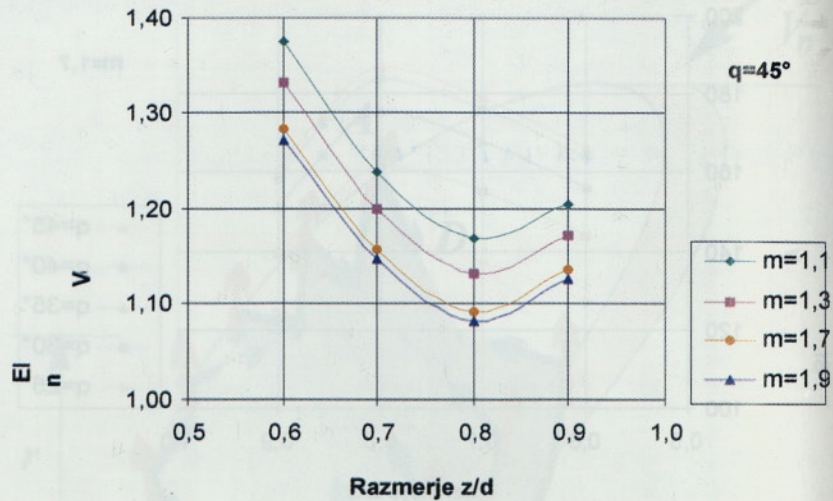
Dejanska strižna nosilnost vzorcev je primerjana z njuno analitično strižno nosilnostjo. Na sliki 10 je prikazana

eksperimentalna strižna nosilnost vzorcev V_{ex} proti teoretični nosilnosti V_{th} , kot funkcija razmerja z/d , pri naklonskem kotu tlačne diagonale $\theta=45^\circ$ in različnih adhezijskih koeficientih.

Njegova vrednost je med 1,10 in 1,40. Razlika med eksperimentalno in teoretično nosilnostjo je manjša pri večjem adhezijskem koeficientu in pri večjem naklonskem kotu tlačne diagonale.

SKLEP

V članku je obravnavana strižna nosilnost armiranobetonskih elementov krožnega prereza, obremenjenih s transverzalno obtežbo. Podan je predlog za izračun teoretične nosilnosti strižne armature z upoštevanjem odklonskih in adhezijskih sil, ki delujejo med betonom in stremeni. Zaradi primerjave predlagane analitične rešitve z eksperimentalnimi vrednostmi je bila narejena laboratorijska preiskava strižne nosilnosti dveh enakih vzorcev krožnega prereza. Eksperimentalna nosilnost preizkušancev je bila 10-40 % višja od teoretične nosilnosti, odvisno od velikosti adhezijskega koeficienta, ročice notranjih sil in naklonskega kota betonske tlačne diagonale.



Slika 10: Eksperimentalna strižna nosilnost vzorcev napram teoretični za različne adhezijske koeficiente

Za verifikacijo predlagane analitične rešitve bi bilo potrebno izpeljati obsežnejše laboratorijske preiskave na večjem številu vzorcev in preučevati vse pomembne spremenljivke, kot so prerez elementa, odstotek strižne armature, tlačna trdnost betona in odstotek vzdolžne armature. Možnosti nadaljnjih raziskav so odprte v smeri preučevanja in določevanja velikosti adhezijskega koeficienta med betonom in jeklom, kar bi zagotovilo možnost natančnejše ocene strižne nosilnosti stremen. Izpeljati bi bilo treba tudi funkcijo spremembe ročice notranjih sil v odvisnosti od zunanje obtežbe in vključiti v

predlagano enačbo strižne nosilnosti stremen.

Glede na to, da se elementi krožnega prereza uporabljajo predvsem kot podporni stebri ali piloti, pri katerih je glavna obremenitev osni tlak, bi bilo treba preiskave opraviti tudi na elementih, obremenjenih na kombinacijo osnega tlaka in striga. Le-to bi zagotovilo temeljito razumevanje strižne nosilnosti in mehanizma strižnega loma konstrukcijskih elementov krožnega prereza, obremenjenih na strig.

ZAHVALA

Članek je del magistrske naloge I. Merta pod mentorstvom prof. dr. B. S. Bedenika in prof. dr. L. Sparowitza (TU Graz - Institut für Betonbau). Za omogočanje izvedbe laboratorijskih raziskav v okviru magistrskega dela se avtorica posebej zahvaljuje prof. dr. Lutzju Sparowitzu ter osebju Konstruktive Versuchsanstalt - TU Graz.

LITERATURA

Clarke J. L., Birjandi F. K., *The Behaviour of Reinforced Concrete Circular Sections in Shear*, The Structural Engineer, V. 71, No. 5, March 1993, pp. 73-81.

Ang B. G., Priestley M. J. N., Paulay T., *Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns*, ACI Structural Journal, V. 86, No. 1, Jan.-Feb. 1989, pp. 45-60.

Wong Y.-L., Paulay T., Priestley M. J. N., *Response of Circular Reinforced Columns to Multi-Directional Seismic Attack*, ACI Structural Journal, V. 90, No. 2, March-April 1993, pp. 180-191.

Priestley M. J. N., Park R., *Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading*, ACI Structural Journal, V. 84, No. 1, Jan.-Feb. 1987, pp. 61-76.

DVE OBLETNICI - 1853 - DUBLIN IN NEW YORK

TWO ANNIVERSARIES - 1853 - DUBLIN AND NEW YORK

STROKOVNI ČLANEK

UDK 72.03 : 061.41

LARA SLIVNIK

P O V Z E T E K V letu 2003 praznujemo stopetdeseti obletnici dveh svetovnih razstav. V članku sta podrobno opisana oba arhitekturna načrta, razložena sta konstrukcijska sistema in njuna gradnja. Pri obeh so se zgledovali po stavbi za prvo svetovno razstavo, po londonski Kristalni palači. Dublinska zgradba je imela zelo nestabilen konstrukcijski sistem. Streha se je delno podrta že med gradnjo. Kristalna palača v New Yorku je bila konstrukcijsko podobna londonski, prilagojena je bila zemljišču in podnebju. Opisane so tudi konstrukcijsko zanimivejše rešitve, ki so prispele na natečaj za zgradbo za razstavo v New Yorku.

S U M M A R Y In the year 2003, we celebrate one hundred and fiftieth anniversary of two world fairs. The paper shows in detail both architecture plans, the structural similarity of both buildings, and construction process. Both were modelled after the building for the first World Fair, the London Crystal Palace. The Dublin building had very unstable structure system, the roof collapsed during the construction. In New York, they built their crystal palace as a copy of the London Crystal Palace adapted to the building site and climate. An overview of some of more interesting projects submitted to the architectural competition for the New York building is given.

Avtorica:

asist. Lara Slivnik, univ. dipl. inž. arh., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, Zoisova 12, Ljubljana. lara.slivnik@arh.uni-lj.si

1.0 UVOD

Neverjeten uspeh prve svetovne razstave v Kristalni palači v Londonu leta 1851 [Slivnik, 2003] je opogumil tudi druge, da se lotijo zahtevnega projekta: organizirati svetovno razstavo v domačem mestu. Tako sta bili leta 1853 kar dve. V Dublinu je bila *The Great-Industrial Exhibition* od 12. maja do 29. oktobra 1853 in v New Yorku *Exhibition of the Industry of all Nations* od 14. julija 1853 do 1. novembra 1854. Obe stavbi so zgradili po vzoru londonske Kristalne palače iz železa, stekla in lesa, obe so poimenovali kri-

stalna palača - *Crystal Palace* in obe sta živeli le kratek čas. Dublinsko so takoj po razstavi podrli, newyorška je leta 1858 skoraj v celoti pogorela.

2.0 DUBLIN

Irci so v Corku leta 1852 priredili narodno razstavo in na njej sklenili, da naslednje leto organizirajo veliko mednarodno razstavo, *The Great Industrial Exhibition*, v Dublinu [Findling, Pelle, 1990: 10-11]. Za lokacijo so določili zemljišče v središču mesta, ob *Leinster House*, na katerem je bila

tedaj *Royal Dublin Society* in je sedaj irski parlament. Razpisali so arhitekturni natečaj. Tretjo nagrado je prejel Richard Turner, dublinski inženir in podjetnik, ki je že v Londonu na natečaju za načrt stavbe za prvo svetovno razstavo prejel posebno priznanje. Prvonagrajeni projekt je izdelal John Benson iz Corka, ki je naredil tudi stavbo za razstavo v Corku leta 1852.

2.1 JOHN BENSON

Za dublinsko razstavo je arhitekt John Benson (1812-74) predlagal pretežno



Slika 1: John Benson: zgradba za svetovno razstavo v Dublinu, Dublin (1853). [Cornell, 1952:91]

leseno konstrukcijo z veliko zastekljeno strešno odprtino, ki je tekla po celotni dolžini. Natečajni projekt je imel tri ladje: veliko centralno in dve manjši stranski. A zaradi velikega zanimanja razstavljavcev so dodali na vsaki strani še eno ladjo.

Stavba je bila torej sestavljena iz petih ladij, ki so bile med seboj povezane (slika 1). Vse ladje so bile dolge po 130 m. Osrednji del je bil širok 91 m in visok 30 m. Na obeh straneh osrednjega dela sta bili po 15 m široki in 20 m visoki ladji. Skrajna dela sta bila najnižja, visoka sta bila le 10 m. Sosednje ladje so bile povezane med

seboj s štirimi po 7.6 m širokimi vzdolžnimi hodniki, ki so imeli ravno streho. Vseh pet ladij se je zaključevalo polkrožno, prav takšna je bila tudi streha. Le majhen del strehe je bil steklen, ostala je bila iz desk. Prekrita je bila s strešno lepenko in platnom ter premazana s katranom, ki je bil potem opran z apnom. Zato je bila celotna notranjost zelo temna [Allwood, 1977: 26-27], [Cornell, 1952: 94-95].

Podobno kot konstrukcija londonske Kristalne palače je bila tudi konstrukcija te zgradbe v modularnem sistemu. Stebri so bili večinoma leseni, le nekateri so bili iz litega železa. No-

silci so bili litoželezni. Postavljanje osrednje ladje je bilo zelo težavno, saj je bila konstrukcija stavbe zelo slaba. Polkrožna lesena rebra, ki so tvorila strešno konstrukcijo nad glavno dvorano, so se podirala pod lastno težo. Šele slemenska lega jih je povezala v celoto. Med gradnjo, ob nevihti na božično jutro leta 1852, se je celotna streha južne ladje podrla. Kljub temu so stavbo postavili v dvesto delovnih dneh, od sredine avgusta 1852 do maja 1853.

Z nekajdnevno zamudo je razstavo 12. maja 1853 odprl lord Lieutenant. Obiskovalci so si lahko ogledali štiri

kategorije razstavnih predmetov - surovine, stroje, industrijske izdelke ter likovno umetnost. Podobno kot pred tem v Londonu tudi tu niso sprejemali akvarelov in oljnih slik. Na razstavi se je predstavilo kar nekaj držav vključno z Belgijo, Francijo in Prusijo. Privabila je 1.156,232 obiskovalcev.

Arhitekta so po končani razstavi povzdignili v plemiški stan. Ni pa znano, kaj se je po razstavi zgodilo s stavbo. Zelo verjetno je, da so jo takoj podrli - predvsem zaradi varnosti. Na bližnji lokaciji so postavili *National Gallery of Ireland* in *Natural History Museum*, obe dokončani že leta 1864.

3.0 NEW YORK

Tudi Američani so bili nad prvo svetovno razstavo v Londonu navdušeni. Že maja 1851 je izšel v *New York Tribune* članek o uspehu razstave in avtor je predlagal, da bi tudi v Ameriki poskusili organizirati nekaj podobnega. Tako so prvo svetovno razstavo na

ameriški celini, *Exhibition of the Industry of All Nations*, priredili poleti leta 1853.

Za lokacijo so najprej predlagali *Madison Square* v središču mesta, ki so ji lokalni prebivalci močno nasprotovali. Izbrali so drugo lokacijo, park *Reservoir Square* na takratnem skrajnem severnem obrobju in v okolici vodnega zbiralnika; danes leži med 40. in 42. ulico ob 6. aveniji ter jo imenujejo *Bryant Park*. Park so dobili v petletni najem, a pod dvema pogoje: zgradba naj bo iz železa in stekla, vstopnica pa ne sme biti dražja od petdesetih centov [Findling, Pelle, 1990: 12-15], [Rydell, Findling, Pelle, 2000: 17].

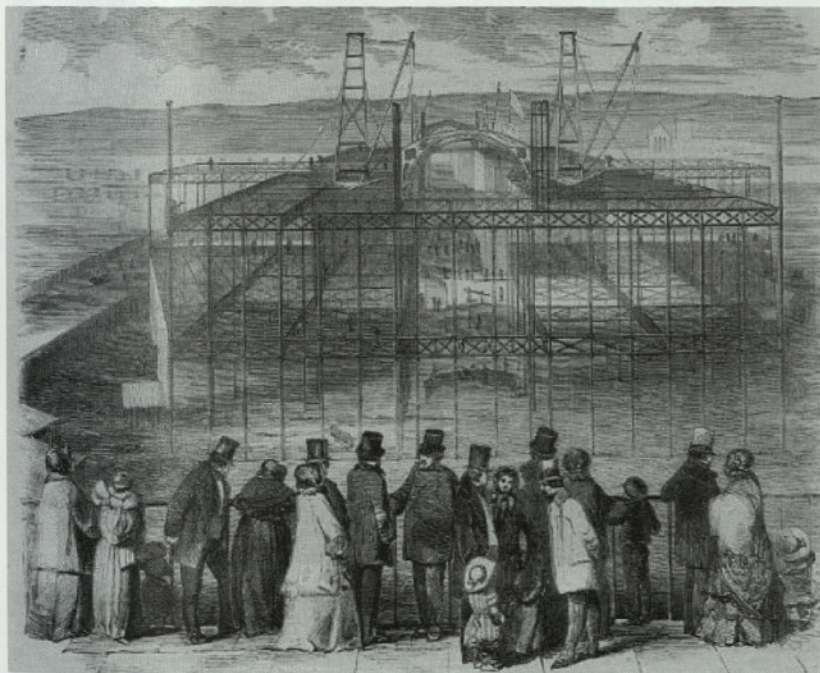
Mesto New York je za zgradbo za svetovno razstavo razpisalo mednarodni natečaj. Komisija je zahtevala, naj bo konstrukcija zgradbe podobna londonski: iz železa in stekla. Na natečaju je sodelovalo veliko priznanih arhitektov. Povabili so vrtnarja in avtorja londonske Kristalne palače, Josepha Paxtona (1803-65). Narisal je skoraj popolno-

ma enako stavbo, kot je bila londonska. Predlog so zavrnil, ker se sploh ni prilagodil lokaciji - skoraj kvadratni parceli. Eden prvih ameriških krajinskih arhitektov je bil Andrew Jackson Downing (1815-52). Ta je predlagal ogromno kupolo, ki je bila konstrukcijsko in arhitekturno zelo podobna Brunelleschijevi kupoli S. Maria del Fiore v Firencah [Cornell, 1952: 97-98]. Tudi te ideje komisija ni podprla. Dva predloga sta posebej izstopala po nenavadni strešni konstrukciji. Prvi načrt je izdelal Leopold Eidlitz (1823-1908), takrat zelo znan in cenjen newyorški arhitekt, ki je kasneje zgradil *New York State Capitol* v Albanyju. Drugega sta izdelala Američana, James Bogardus (1800-74) in njegov pomočnik Hamilton Hoppin (1821-85). Predlagala sta obešeno streho, katere podpornik bi bil devetdeset metrov visok stolp iz litega železa. Komisija se je odločila za predlog, ki je konstrukcijsko zelo podoben Kristalni palači v Londonu, le tloris in streha sta bila prilagojena newyorški lokaciji in podnebju. Izdelala sta ga arhitekta George Carstensen (1812-57) in Charles Gildemeister (1820-69).

3.1 GEORGE J.B. CARSTENSEN IN CHARLES GILDEMEISTER

Natečajna komisija ni mogla poenotiti svojih želja. Njen predsednik Theodore Sedgwick je želel nekaj povsem novega. Velika večina članov pa je predlagala, naj bo nova zgradba povsem enaka londonski Kristalni palači. Tako so sklenili delni sporazum. Konstrukcijski sistem se je zgledoval po predhodnici, oblika je bila prilagojena lokaciji.

Prvo nagrado z izvedbo sta torej prejela George J.B. Carstensen in Charles Gildemeister. George Carstensen je bil Danec, ki je načrtoval park Tivoli in Casino v Kopenhagnu. Arhitekt in litograf Charles Gildemeister pa je bil potomec nemških prednikov, ki je živel in



Slika 2: George J.B. Carstensen in Charles Gildemeister: gradnja konstrukcijskega sistema kristalne palače, New York (1852-53). [Illustrated News 19. marec 1853]

delal v New Yorku.

Zgrajena Kristalna palača je imela dokaj zapleteno obliko. Tloris pritličja je bil v osnovni obliki ogromen osemkotnik, s premerom 108 m. Streha nad njim je imela tloris grškega križa z enako dolgimi kraki. Nad presekom krakov križa je bila kupola, ki je imela premer 30 m in je bila visoka 38 m. Podpirali so jo kar 21 m visoki stebri. Vogali med kraki so bili trikotni, visoki 7.3 m. V vsakem vogalu je osmerokoten stolp, visok 23 m in premera 2.4 m. Zunanja višina celotne Kristalne palače je bila 45 m [Friebe, 1983: 24], [Hix, 1996: 205].

Konstruktivni sistem je bil podoben londonski Kristalni palači (slika 2). Nosilni sistem je bil iz litega železa, fasada je bila zaplnjena s steklom, le streho je imela za razliko od predhodnice v celoti leseno. Stebri so bili v pritličju višji in bilo jih je več. Tako je bilo v pritličju 190 osemkotnih litoželeznih stebrov, visokih po 6.4 m, v prvem nadstropju pa le 140. Stebri so podpirali nosilce iz litega in kovanega železa, ki so povezovali zgradbo v horizontalni smeri. Konstrukcija kupole je bila iz železa in na zunanji strani obita z lesom ter prekrita s pločevino. Zaradi različnih mer sta se povsem izgubila smisel modularnega sistema in demontažne konstrukcije, ki sta bila značilnosti in prednost londonske Kristalne palače.

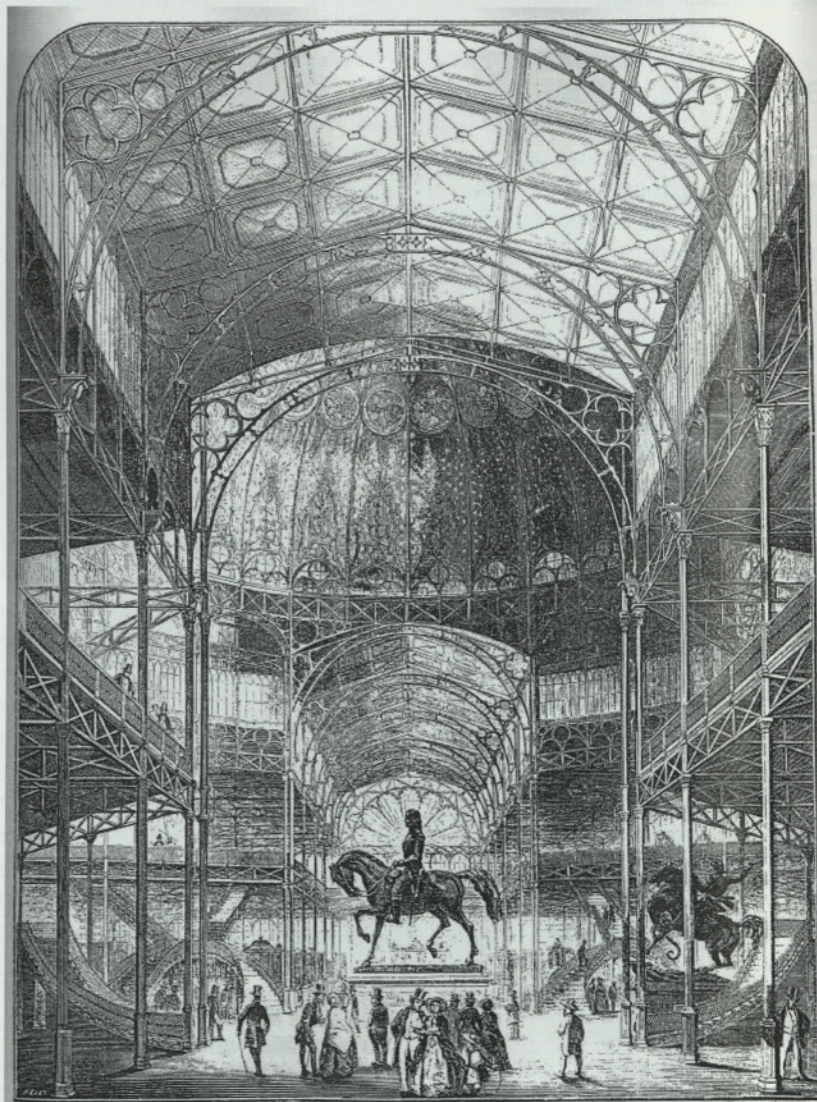
Arhitekturno je bila zgradba manj pomembna. Tloris je bil zaradi lokacije popolnoma drugačen od londonskega. Parcela je bila kvadratna. Iz osemkotnega tlorisa pritličja se je dvigala oblika grškega križa. To so bili štirje enaki kraki prvega nadstropja. Nad njihovim presekom je bila še kupola (slika 3). Res je bila to največja kupola v Ameriki, a mnogi obiskovalci so se njene velikosti ustrašili. Notranjost je bila popolnoma simetrična. V njej so bile štiri enake ladje z galerijami. A izkazalo se je, da se obiskovalci razstave

v njej niso znašli. Fasada je bila iz litega železa in stekla, zelo podobna londonski, le steklo so izboljšali. 15 000 steklenih plošč so prevlekli z glazuro. Streha je bila narejena iz lesenih desk, ki so jih prekrili s pločevino. Prostor je bil osvetljen preko steklene fasade in skozi okna v kupoli, svetloba pa je prihajala v notranjost tudi ob glavnih ladjah. Ponoči je bila Kristalna palača osvetljena s plinskimi svetilkami.

Detalji zgradbe so bili drugačni od londonskih. Henry Greenough je naredil načrte za notranjo dekoracijo. Konstrukcijo je pobarval z zlato in bronast

sto barvo, s pastelnimi toni primarnih in sekundarnih barv pa njene detajle [Allwood, 1977: 31].

Izvedeni končni načrt je bil narejen avgusta 1852 in takoj zatem so začeli z gradnjo. Oktobra 1852 so postavili prvi steber. Kmalu je postalo jasno, da gradnja ne bo zelo hitro napredovala, predvsem zaradi logističnih težav. Zemljišče je bilo veliko 526 arov in na njem so postavili zgradbo s tlorisom 10330 m² in tako dobili v dveh nadstropjih 16630 m² razstavnih površin. Tudi po površini je bila razstava pol manjša kot v Londonu [Hix, 1996: 205]. V



Slika 3: George J.B. Carstensen in Charles Gildemeister: notranjost kristalne palače v New Yorku, New York (1853). [Cornell, 1952:101]

stavbo so vodili trije vhodi: na severu, zahodu in jugu. Na vzhodu, ob rezervuarju *Croton Distributing Reservoir*, se je Kristalna palača nadaljevala s prečno *Machine Arcade*, kjer so bili razstavljeni stroji.

Palačo je predsednik Franklin Pierce odprl s tromesešno zamudo, 14. julija 1853. Razstava je bila organizirana podobno kot londonska, razstavljali so industrijske in umetniške izdelke. Razstavljaljo je več kot 5.000 razstavljalcev iz 23 različnih držav. Daleč največ je bili ameriških izdelkov, kar 1467, med njimi največ strojev. Sledili so Nemci 639 in Britanci s 581, za francoskimi je bila na petem mestu Avstrija z 270 izdelki.

Načrti, da bi prekosili razstavo v Londonu, niso uspeli. Ob dežju je streha puščala in obiskovalci so bili mokri. Zamuda ob otvoritvi, slaba organizacija in vedno manjše zanimanje obiskovalcev so prinesli ogromno izgubo. Prva svetovna razstava v Ameriki ni bila tako odmevna, kot so si organizatorji želeli. Čeprav so jo podaljšani za eno leto, zaprli so jo 1. novembra 1854, si je razstavo ogledalo le 1.150.000 ljudi. Kljub temu je dobro vplivala na ameriško gospodarstvo. Tekmovalnost s tujimi izdelki je spodbudila inovatorje in proizvajalce k nadaljnjemu razvoju industrije. Po končani svetovni razstavi so Kristalno palačo uporabljali za občasne koncerte in zborovanja. Leta 1857 je prevzelo lastništvo nad palačo mesto

New York. V njej so priredili leta 1858 letno razstavo Ameriškega inštituta (*American Institute*). 5. oktobra 1858 je izbruhnil požar in v manj kot pol ure uničil zgradbo do tal. Čeprav je bilo v stavbi okoli 2000 ljudi, ni nihče umrl. Železna konstrukcija fasade je ostala nedotaknjena. Nosilci iz kovanega in litega železa ter stebri so ležali v notranjosti stavbe, zrušili so se zaradi teže in porušitve lesenih tal, strehe in kupole. Usodno je bilo, da se je vnela streha, ki je bila v celoti lesena. Ker je Kristalna palača do takrat veljala za ognjevarno, je povzročila velik preplah med ljudmi. Vse do potopitve Titanika leta 1912 je veljala za največjo zmoto inženirstva.

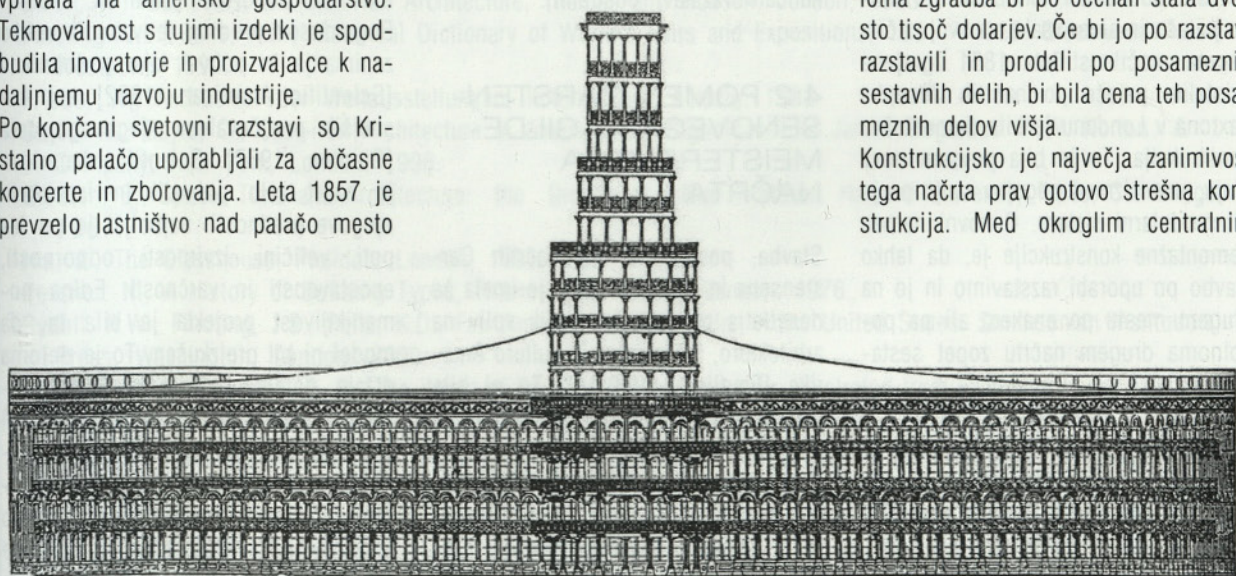
3.2 JAMES BOGARDUS

Eden izmed konstrukcijsko bolj tveganih načrtov v zgodovini litoželeznih konstrukcij je prav gotovo predlog Jamesa Bogardusa. James Bogardus ni imel nobene inženirske izobrazbe, a je bil že takrat priznan strokovnjak za vidne skeletne konstrukcije in montažno gradnjo. Leta 1848 je naredil prvo litoželezno konstrukcijo štirinadstrop-

ne tovarne s poslovno zgradbo in jo v poljudnih člankih tudi pojasnil. To so bili začetki prefabricirane litoželezne gradnje v Ameriki in hkrati tudi v svetu.

Na natečaj za stavbo za svetovno razstavo je poslal zelo drzen projekt. Žal je ohranjena le risba fasade (slika 4), a na njej je lepo vidna ideja, ki sta si jo zamislila skupaj s pomočnikom Hamiltonom Hoppinom. Predlagala sta zgradbo krožne oblike s premerom 366 m in višine 18 m ter sredi nje 91 m visok stolp z okroglim tlorisom. Obodna fasada in stolp sta bila sestavljena iz štirih osnovnih delov iz litega železa, ki so bili spojeni z vijaki. Vsi elementi so bili načrtovani tako, da jih je bilo mogoče po končani razstavi zopet razstaviti in uporabiti na drugi lokaciji z manjšim številom elementov. Torej gre spet za demontažno konstrukcijo, podobno kot pri londonski Kristalni palači. Giedion piše: "... James Bogardus je bil prepričan, da bi bila celotna zgradba vredna znatno manj kot pa razstavljena na posamezne dele, zahvaljujoč predvsem ekonomičnosti zaradi ponovne uporabe velikega števila enakih, ponavljajočih se delov ..." [Giedion, 1967: 198]. Celotna zgradba bi po ocenah stala dvesto tisoč dolarjev. Če bi jo po razstavi razstavili in prodali po posameznih sestavnih delih, bi bila cena teh posameznih delov višja.

Konstrukcijsko je največja zanimivost tega načrta prav gotovo strešna konstrukcija. Med okroglim centralnim



Slika 4: James Bogardus: predlog zgradbe za svetovno razstavo v New Yorku, New York (1852). [Silliman in Goodrich, 1854]

stolpom in zunanjim obročem fasade nižje zgradbe je predlagal Bogardus visečo konstrukcijo. Princip so takrat že poznali in ga uporabljali pri visečih mostovih. Stolp bi služil kot osnovni podporni steber, iz katerega bi bile napete jeklene vrvi, ki bi nosile strešno konstrukcijo. Celotna dolžina strešne konstrukcije bi bila kar 122 m. Pod to streho ne bi bilo nobenega stebra [Gayle, 1998: 115-7]. Strešna kritina bi bila najverjetneje lesena. Tudi celotna konstrukcija fasade bi bila za tisti čas oblikovana drzno, iz litega železa, kot polnilo pa bi uporabili steklo.

Arhitekturno je zanimiv predvsem dvajstnadstropni stolp. Poudaril bi celotno zgradbo in obiskovalci bi jo že od daleč opazili. V stolpu je bilo kot novost na razstavi načrtovano dvigalo za prevoz obiskovalcev na vrh stolpa, kjer naj bi bila razgledna ploščad.

Komisija je načrte zavrnila predvsem zaradi preveč drznih konstrukcijskih rešitev.

4.0 POMEN

Obe leta 1853 zgrajeni razstavnici stavbi sta posnemali londonsko Kristalno palačo in sicer vsaka na svoj način. Glavna značilnost leta 1851 zgrajene Kristalne palače po načrtih Josepha Paxtona v Londonu je bila demontažna konstrukcija. To je bila povsem nova ideja, eden izmed pogojev zanjo pa je bil modularni sistem. Osnovni namen demontažne konstrukcije je, da lahko stavbo po uporabi razstavimo in jo na drugem mestu po enakem ali pa popolnoma drugem načrtu zopet sestavimo.

Danes smo na obe zgrajeni palači že pozabili. Pri obeh zgrajenih stavbah se sicer čuti velik vpliv, ki ga je povzročil Joseph Paxton s prototipom leta 1851. A osnovne ideje niso ne v Dublinu in ne New Yorku izpeljali do konca. Ostali so na stopnji posnemanja oblike kon-

strukcije, katere nosilni sistem je iz železa, fasadna obloga iz stekla in nekateri deli iz lesa. Eden izmed redkih, ki je posnemal bistvo konstrukcije in ne zgolj oblike, je James Bogardus. Njegov prispevek je ponovno odkril in ovrednotil Sigfried Giedion [Giedion, 1967].

4.1 POMEN BENSONO-VEGA NAČRTA

Svetovna razstava v Dublinu je druga po vrsti, takoj za Londonom. V celoti se je zgledovala po svoji predhodnici, tako po arhitekturi in konstrukciji kot po organizaciji razstave. Stavba je zanimiva zaradi kronološkega pregleda, saj je bila eden prvih, kasneje pa številnih posnetkov londonske Kristalne palače in zaradi konstrukcijskih težav, ki so jih imeli med gradnjo. Strešno konstrukcijo je John Benson načrtoval iz lesa, ki je bil na razpolago v zadostnih količinah. Izkazalo se je, da je les premalo nosilen za razpon preko osrednje ladje (91 m), saj se je streha že pod lastno težo med gradnjo delno podrla. Polkrožna lesena rebra strešne konstrukcije niso zdržala nevihte.

Zelo verjetno je, da so stavbo takoj po končani razstavi odstranili.

4.2 POMEN CARSTEN-SENOVEGA IN GILDE-MEISTEROVEGA NAČRTA

Stavba, postavljena po načrtih Carstensa in Gildemeistera, je imela še desetletja po izgradnji velik vpliv na arhitekturo, inženirstvo in kulturo Amerike [Findling, 1990:14]. To ni bila prva stavba iz železa v Ameriki, bila pa je prva s steklenimi polnili. Konstrukcijski sistem je sicer res podoben londonski Kristalni palači, vendar se je od nje tudi zelo razlikoval. Predvsem se je povsem izgubil smisel demontažne konstrukcije. Stebri so bili različno visoki, v prvem nadstropju so

bili kar nekaj nižji kakor v pritličju. Stavbe zato po končani razstavi niso razdrli in niso je mogli postaviti druge [Allwood, 1977]. Ostala je na prvotni lokaciji in v njej so imeli družabne dogodke in razstave.

Najbolj pa se je newyorška Kristalna palača proslavila 5. oktobra 1858, ko je v pol ure pogorela do tal. Tako se je zrušil mit o negorljivi železni konstrukciji. Zaradi popolnoma lesene strehe se je požar razširil po vsej stavbi. Deli iz kovanega in litega železa so popustili. Še naslednjih nekaj dni so ležali po tleh kot dokaz, da je železo res bolj odporno pred požarom kot les, a nikakor ne popolnoma.

4.3 POMEN BOGARDUSOVEGA NAČRTA

Konstrukcijsko je v New Yorku bolj zanimiva nezgrajena stavba. James Bogardus je predlagal najbolj drzen in neverjeten projekt od vseh, ki so prispeli na natečaj. Prav zaradi preveč tveganih konstrukcijskih rešitev ga je natečajna komisija zavrnila. Ohranila se je le risba fasade in opis, ki sta ga o natečajnih projektih napisala Silliman in Goodrich [Silliman, 1854]. Bogardusov predlog je vzbudil veliko zanimanja in pohval tako sodobnikov [Scientific American, 1852] kot kasnejših proučevalcev njegovega dela [Giedion, 1967]. Scientific American je načrt zelo pohvalil in izpostavil njegove prednosti: najboljši je po lepoti, veličini, izvirnosti, odpornosti, enostavnosti in varčnosti. Edina pomanjkljivost projekta je bila ta, da model ni bil preizkušen. To je deloma držalo, deloma pa tudi ne. Princip viseče strešne konstrukcije so uporabili že pri visečih mostovih, ki so jih gradili že vsaj dvajset let, kot strešno konstrukcijo pa je princip dodelal Jakob Ignaz Hittorff (1792-1867) z *Rotonde des Panoramas* v Parizu. Pevsner [Pevsner, 1976: 245] in Gayle [Gayle, 1998: 117] predvidevajo, da je rotundo

Bogardus videl leta 1840, ko sta z ženo obiskala Pariz.

Osnova celotne konstrukcije je torej dvanajstnadstropni stolp, sestavljen iz štirih osnovnih elementov. Služil bi kot osnovni podporni steber, iz katerega bi jeklene vrvi segale do obodne stene. Princip strehe bi bil tako podoben principu Rimljanov, ki so na podoben način znali prekriti ogromne površine amfiteatrov. Tudi po končani razstavi bi zgradbo lahko zelo koristno uporabili. Načrt je predvideval, da jo je mogoče razstaviti in po posameznih delih ponovno v drugačnem tlorisu postaviti. Posamezne že uporabljene sestavne dele bi torej po končani razstavi prodali in tako povečali zaslužek (ali zmanjšali izgubo). To bi bila torej zopet demontažna konstrukcija.

Škoda je, da niso stavbe za prvo svetovno razstavo v Ameriki zgradili po Bogardusovih načrtih. Tako so svetovne razstave dobile prvi stolp kot razpoznavni in zaščitni znak šele v Parizu leta 1889 z Eifflovim stolpom.

5.0 SKLEP

V članku sta opisana načrta, konstrukcijska sistema in gradnja dveh zgradb za svetovno razstavo, katerih sto petdeseto obletnico praznujemo letos. Svetovne razstave in njihove zgradbe so bile v tistem času zelo popularne. Na razpisane natečaje je prispelo izredno veliko število predlogov, čeprav je bilo časa za izdelavo načrtov in stavbe same izredno malo. Obe zgradbi so postavili izredno hitro, za kar

so potrebovali dobro industrijo in logistiko, in le za kratko časovno obdobje. Za tako vrsto gradnje se je za zelo priročno izkazalo oblika kristalne palače, zgradbe iz litega železa, stekla in lesa. Lahko so eksperimentirali z materiali, oblikami in tudi tehnologijo gradnje. Dublinska zgradba je imela zelo nestabilen konstrukcijski sistem. Kristalna palača v New Yorku je bila konstrukcijsko podobna londonski, arhitekturno pa prilagojena zemljišču in podnebju. Izmed predlogov, ki so prispeli na natečaj za zgradbo za razstavo v New Yorku, pa je konstrukcijsko najbolj zanimiva rešitev po predlogu Jamesa Bogardusa.

ZAHVALA

Članek je nastal v okviru doktorskega dela na Fakulteti za arhitekturo Univerze v Ljubljani. Pri delu mi je pomagal mentor prof. dr. Jože Kušar. Na tem mestu se mu zahvaljujem za pomoč.

LITERATURA

- Allwood, J., *The Great Exhibitions*. Studio Vista, London, 1977.
- Cornell, E., *De stora Utställningarnas Arkitekturhistoria*, Bokförlaget natur och kultur, Stockholm, 1952.
- Dixon, R., Muthesius, S., *Victorian Architecture*, Thames and Hudson, London, 1993.
- Findling, J.E., Pelle, K.D., *Historical Dictionary of World's Fairs and Expositions, 1851 - 1988*. Greenwood Press, Westport, 1990.
- Friebe, W., *Architektur der Weltausstellungen*, Kohlhammer, Leipzig, 1983.
- Gayle, M., Gayle, C., *Cast-iron Architecture in America: the Significance of James Bogardus*. W.W. Norton & Company, New York, London, 1998.
- Giedion, S., *Space, Time and Architecture: the Growth of a New Tradition*, Harvard University Press, Cambridge, 1967.
- Hix, J., *The Glasshouse*, Phaidon, London, 1996.
- Pevsner, N., *A History of Building Types*, Thames and Hudson, London, 1976.
- Rydell, R.W., Findling, J.E., Pelle, K.D., *Fair America: World's Fairs in the United States*, Smithsonian Institution Press, Washington, London, 2000.
- Silliman, B. Jr., Goodrich, C. R., *The World of Science, Art and Industry, Illustrated from Examples in the New-York Exhibition, 1853-54*, G. Putnam, New York, 1854.
- Slivnik, L., *Stavba za prvo svetovno razstavo, Raziskava 2002*, Fakulteta za arhitekturo, Univerza v Ljubljani, 2003.
- Slivnik, L., Kušar, J.: *Utopija in realnost: New York 1853-54 - V: Saje, F., Lopatič, J., ur: Zbornik 24. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije*, Bled, 2002.
- "The Crystal Palace". *Scientific American*, str. 361, 31. julij 1852.
- <http://www.bryantpark.org/html/history.htm>
- <http://www.lib.umd.edu/ARCH/honr219f/1853dubl.html>
- <http://www.lib.umd.edu/ARCH/honr219f/1853nyci.html>

KOLEDAR PRIREDITEV

6.5. - 9.5.2003

Concrete Structures in Seismic Regions

Atene, Grčija

www.fib2003.gr

oc2003@fib2003.gr

7.5. - 9.5.2003

8th International Conference on Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture (STREMAH 2003)

Halkidiki, Grčija

www.wessex.ac.uk/conferences/2003/stremah03

gcosutta@wessex.ac.uk

7.5. - 10.5.2003

11th Rinker International Conference on Deconstruction and Materials Reuse

Gainesville, Florida, ZDA

www.cce.ufl.edu/rinker11

chini@ufl.edu

8.5. - 10.5.2003

Strategies for Performance in the Aftermath of the World Trade Center, International Conference on Tall Buildings

Kuala Lumpur, Malezija

www.cibklutm.com

cibkl@cibklutm.com

25.5. - 29.5.2003

9th International Conference on The Mechanical Behaviour of Materials (ICM9)

Ženeva, Švica

www.kenes.com/icm9

icm9@kenes.com

2.6. - 5.6.2003

11th International Conference on Wind Engineering

Lubbock, Texas, ZDA

www.icwe.ttu.edu

kishor.mehta@coe.ttu.edu

9.6. - 12.6.2003

4th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2003)

Neapel, Italija

www.stessa2003.unina.it

fmm@unina.it

15.6. - 18.6.2003

Cold Climate HVAC

2003 4th International Conference on Cold Climate Heating, Ventilation and Air-Conditioning

Trondheim, Norveška

www.energy.sintef.no/arr/cc2003

elisabeth.sognen@energy.sintef.no

25.6. - 26.6.2003

International Workshop on Management of Durability in the Building Process

Milano, Italija

www.cibworld.nl/pages/ib/0201/Durability.pdf

abcgroup@polimi.it

25.6. - 27.6.2003

2nd International Conference on Innovation in architecture, engineering and construction (AEC)

Loughborough, Anglija

www.lboro.ac.uk/cice/AEC2003/index.htm

j.c.brewin@lboro.ac.uk

27.6. - 29.6.2003

Intersolar 2003 4th international solar energy trade fair and conference

Freiburg, Nemčija

www.intersolar.de

info@intersolar.de

8.7. - 10.7.2003

6th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP)

Reinforcement for Concrete Structures (FRPR-CS-6)

Singapur, Singapur

www.netcomposites.com/calendar_details.asp?96

cvetankh@nus.edu.sg

16.7. - 18.7.2003

ASCE Engineering Mechanics Conference

Seattle, WA, ZDA

www.ce.washington.edu/em2003

sm03@cae4.ce.washington.edu

27.8. - 29.8.2003

Structures for High-Speed Railway Transportation

Antwerpen, Belgija

www.ti.kviv.be/conf/iabse.htm

iabse@conferences.ti.kviv.be

14.9. - 18.9.2003

2nd International Building Physics Conference

Leuven, Belgija

www.ti.kviv.be/conf/buildphys.htm

buildphys@conferences.ti.kviv.be

17.9. - 20.9.2003

Building Integration Solutions

Austin, Texas, ZDA

www.asce.org/conferences/aei2003

AEI2003@aeinstitute.org

21.9. - 24.9.2003

20th International Symposium on Automation and Robotics in Construction

Eindhoven, Nizozemska

www.isarc2003.bwk.tue.nl

isarc2003@bwk.tue.nl

23.9. - 26.9.2003

2nd International Structural Engineering and Construction Conference (ISEC-02)

Rim, Italija

www.isec-02rome.com

info@isec-02rome.com

Rubriko ureja Jan Kristjan Juteršek, univ. dipl. inž. grad., ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: msg@izs.si.

NOVI DIPLOMANTI S PODROČJA GRADBENIŠTVA

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Tadej Burger, Analiza prometnih dogajanj na cestah in ulicah z različnimi širinami vozišča, mentor doc. dr. Alojz Juvanc

Primož Srebot, Analiza kriterijev diagnostike tira za načrtovanje del sprotnega vzdrževanja zgornjega ustroja prog, mentor prof. dr. Bogdan Zgonc, somentor dr. Peter Verlič

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Saša Lupše, Pogoji in kriteriji za vožnjo motornih sani v naravnem okolju, mentor izr. prof. dr. Tomaž Tolazzi

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO - EKONOMSKO POSLOVNA FAKULTETA

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GOSPODARSKEGA INŽENIRSTVA

Barbara Prah, Vpliv in uvedba DDV-ja na proces gradnje in analiza vzrokov ustavitve gradnje na poslovno stanovanjskem objektu Rogatec, mentor prof. dr. Mirko Pšunder, somentor prof. dr. Majda Kokotec-Novak

Rubriko ureja Jan Kristjan Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

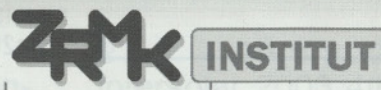


HOLDING d.d.

Dimičeva 12, PP 2554, SI-1000 Ljubljana, Slovenija

Tel.: +386 1 280 81 81, fax: +386 1 280 81 91, e-pošta: info@gi-zrmk.si, www.gi-zrmk.si

GRADBENI INŠTITUT ZRMK d.o.o.



RAZISKAVE IN RAZVOJ, STROKOVNE ANALIZE IN EKSPERTIZE, ŠTUDIJE POTRESNE VARNOSTI, TEHNIČNO IN TEHNOLOŠKO SVETOVANJE, PROJEKTIRANJE IN REVIDIRANJE NAČRTOV, GRADBENI NADZOR, ZAGOTAVLJANJE IN POTRJEVANJE KAKOVOSTI, PREISKAVE IN PRESKUŠANJE TER SVETOVALNI INŽENIRING NA NASLEDNJIH PODROČJIH:

- MATERIALI IN TEHNOLOGIJE
- GRADBENE KONSTRUKCIJE
- GRADNJA IN OBNOVA ZGRADB
- BIVALNO OKOLJE IN ENERGIJA V ZGRADBAH
- GEOTEHNIKA IN GEOLOGIJA
- IZGRADNJA IN VZDRŽEVANJE PROMETNIC

GRADBENI CENTER SLOVENIJE



RAZSTAVE, PROMOCIJE IN STROKOVNE PRIREDITVE, POKLICNO USPOSABLJANJE, IZOBRAŽEVANJE, SVETOVANJE OBČANOM IN INFORMACIJSKA DEJAVNOST, ZNAK KAKOVOSTI V GRADITELJSTVU

ZRMK TP d.o.o., tehnološki park za graditeljstvo



- TRANSFER NOVIH MATERIALOV IN TEHNOLOGIJ
- PRAVNE IN FINANČNO-RAČUNOVODSKE STORITVE
- MARKETINŠKE RAZISKAVE IN PROMOCIJE

GEOT d.o.o.

GEOT

- RAZISKOVALNO VRTANJE ZA POTREBE GEOLOŠKO-GEOTEHNIČNIH RAZISKAV
- IZVAJANJE SPECIALNIH DEL V GEOTEHNIKI
- IZVEDBENI INŽENIRING

GRAS d.o.o.

GRAS

- IZVAJANJE SPECIALNIH SANACIJSKIH DEL
- IZVEDBENI INŽENIRING
- PROIZVODNJA SPECIALNIH MATERIALOV



MPO.

Prijetno in podjetno.

- Za podjetja in samostojne podjetnike zadostujejo že **3** naročniška razmerja v Mobitelovem poslovnem omrežju.
- Omrežje MPO oblikujemo glede na **želje in potrebe** vašega poslovanja.
- Člani vašega omrežja MPO se po vsej Sloveniji kličete s **poljubno izbranimi, 3- ali več mestnimi številkami**, vse dni v letu le za **0,78 SIT/min.**
- Prehod iz drugega naročniškega paketa/sistema Mobi v MPO je brezplačen.

Dodatna ugodnost ob sklenitvi/podalžšanju naročniškega razmerja MPO za 18 mesecev:



Sony Ericsson T100*
4.900 SIT



Motorola V66i*
9.900 SIT



Philips F510*
14.900 SIT



Nokia 6310i*
29.900 SIT



Motorola T720*
29.900 SIT

Informacije na brezplačnih številkah:

naročniki Mobitel GSM: 031/041/051 700 700, Mobiluporabniki: 031/041/051 121, ostali: 080 70 70



ŽIVLJENJE NISO LE BESEDE

WWW.MOBITEL.SI

*Mobiteli, ponujeni v akciji, so prirejeni za uporabo v omrežju Mobitel GSM, zato jih lahko uporabljate le s SIM kartico omrežja Mobitel GSM. Cene vključujejo DDV. Akcija traja do odprodaje zalog in velja za podjetja in samostojne podjetnike, ki nimate podpisana več kot 2 veljavna aneksa k naročniški pogodbi.



USTVARJAMO AVTOMOBILE.

RENAULT

ŽEPOLJUBNO.



Renault Master in Renault Trafic sta s svojimi številnimi različicami in možnimi predelavami idealna pomočnika za vašo dejavnost. Odlikujejo ju funkcionalnost in gospodarnost, izredna učinkovitost in prilagodljivost, udobje ter sodobni in varčni motorji.

Prihodnost je v rokah profesionalcev, zato smo za podjetja pripravili nadvse privlačne nakupne pogoje:

Renault Trafic je ugodnejši do **350.000 SIT**,
Renault Master pa celo do **550.000 SIT**.

O izjemni ponudbi, ki je časovno omejena, se prepričajte pri Renaultovih pooblaščenih prodajalcih. www.renault.si

Gospodarska vozila.

V njih ste vi gospodar.

LUNATBWA

Renault Slovenija, d.o.o., Dunajska 22, 1511 Ljubljana

dCi tehnologija