

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

**JULIJ
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 Kristjan **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 všteti 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 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 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 150

F. Saje

EVROPSKI STANDARD ZA BETONSKE KONSTRUKCIJE prEN 1992-1-1

EUROPEAN NORM FOR CONCRETE STRUCTURES prEN 1992-1-1

Stran 162

M. Premrov, M. Kuhta, P. Koren, A. Vesenjaj

PROJEKTIRANJE IN IZVAJANJE ZA VODO NEPREPUSTNIH KONSTRUKCIJ PO SISTEMU "BELIH KADI"

DESIGNING AND CONSTRUCTING OF WATERPROOF STRUCTURES USING A SYSTEM OF "WHITE TOMBS"

Stran 171

J. K. Juteršek

KOLEDAR PRIREDITEV

Stran 172

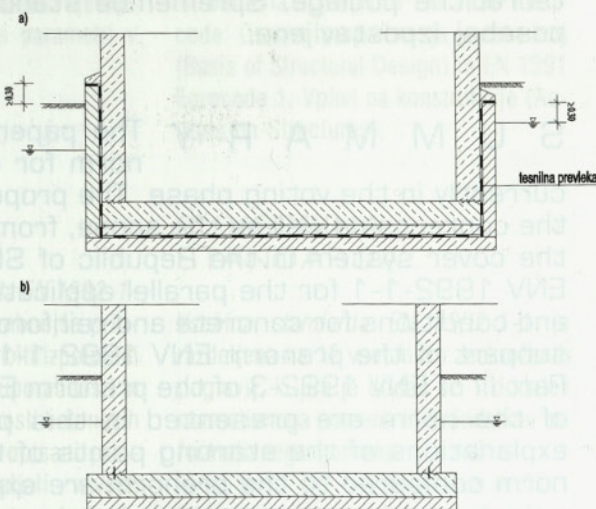
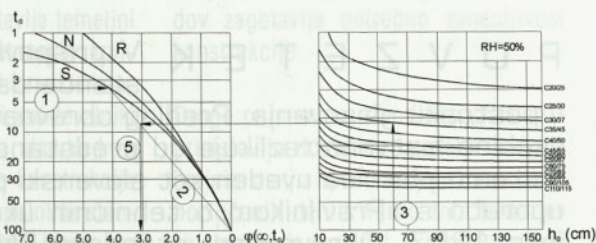
J. K. Juteršek

NOVI DIPLOMANTI S PODROČJA GRADBENIŠTVA

Stran 173

A. Holobar

SKUPNA SEJA IZVRŠNEGA, NADZORNEGA IN UREDNIŠKEGA ODBORA ZDGITS 18. JUNIJA 2003 V KOPRU



EVROPSKI STANDARD ZA BETONSKE KONSTRUKCIJE prEN 1992-1-1

EUROPEAN NORM FOR CONCRETE STRUCTURES prEN 1992-1-1

STROKOVNI ČLANEK

UDK 006.8(4) prEN 1992 - 1 - 1 : 691.32

FRANC SAJE

P O V Z E T E K V prispevku je predstavljen dokončni predlog evropskega standarda za betonske konstrukcije prEN 1992-1-1, ki je v postopku glasovanja. Predlog obravnavanega standarda se tako glede obsega kot tudi vsebine bistveno razlikuje od predstandarda, ki je bil leta 1999 v Republiki Sloveniji po sistemu platnice uveden kot slovenski predstandard SIST ENV 1992-1-1 za vzporedno uporabo s »Pravilnikom o tehničnih ukrepih in pogojih za beton in armirani beton« iz leta 1987. Obravnavani standard EN 1992-1-1 vsebinsko razen drugega poddela predstandarda ENV 1992-1-1 nadomešča vse poddele prvega dela in 3. del ENV 1992-3 predstandarda ENV 1992-1. V tem prispevku so najpomembnejša določila standarda le predstavljena, izjemoma pa je dodan še komentar oziroma je pojasnjeno izhodišče teoretične podlage. Spremembe standarda glede na predstandard so v prispevku še posebej izpostavljene.

S U M M A R Y The paper presents the final proposal of the European norm for concrete structures prEN 1992-1-1, which is currently in the voting phase. The proposal of this norm differs considerably, regarding the contents as well as the scope, from the prenorm that was introduced according to the cover system in the Republic of Slovenia in 1999 as the Slovenian prenorm SIST ENV 1992-1-1 for the parallel application with the "Regulation on technical measures and conditions for concrete and reinforced concrete" from 1987. Except for the second subpart of the prenorm ENV 1992-1-1, this norm replaces all subparts of Part I, and Part III of ENV 1992-3 of the prenorm ENV 1992-1. Only the most important provisions of the norm are presented in this paper, and in some cases also comments or explanations of the starting points of theoretic bases are added. The changes of the norm compared to the prenorm are explicitly pointed out.

Avtor:

Franč Saje, izr. prof. dr., univ. dipl. inž. grad., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, Ljubljana

1. UVOD

Za pripravo evropskih tehničnih standardov s področja gradbenih konstrukcij je pristojen Evropski komite za standardizacijo »European committee for standardization« (CEN), ki ima za posamezna stokovna področja več tehničnih odborov (TC), pododborov

(SC) in delovnih skupin (WG). Za pripravo evropskega standarda s področja betonskih konstrukcij je pristojen pododbor 2 (SC2) tehničnega odbora 250 (TC 250) Evropskega komiteja za standardizacijo (CEN), (CEN/TC 250/SC2). Ta je na svojem zasedanju, ki je potekalo 1. in 2. julija 2002 v Milanu, pripravil dokončno usklajeno dikcijo predloga evropske-

ga standarda za betonske konstrukcije prEN 1992-1-1. Do konca oktobra 2002 so bili v angleški tekst standarda vneseni tudi vsi popravki, ki so bili sprejeti na zasedanju v Milanu. Za tem pa je bil predlog standarda preveden še v francoščino in nemščino ter predan v postopek glasovanja. Vsaka izmed treh dikcij standarda, to je angleška, francoska ozi-

roma nemška, namreč šteje za original. Po zaključenem glasovanju je do leta 2006 predvidena možnost vzporedne uporabe standarda EN 1992-1-1 z obstoječimi nacionalnimi standardi; po letu 2006 pa bo uporaba evropskega standarda EN 1992-1-1 v državah Evropske unije obvezna.

Pripravljen predlog oziroma bodoči standard EN 1992-1-1 se tako po vsebini kot tudi po obsegu občutno razlikuje od predhodnega predstandarda ENV 1992-1-1 iz leta 1991, ki se v Republiki Sloveniji od leta 1999 v originalni angleški dikciji uporablja kot vzporeden slovenski standard za betonske konstrukcije SIST ENV 1992-1-1. Standard EN 1992-1-1 z originalnim naslovom: »Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings (Eurocode 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za konstrukcije)«, vsebinsko nadomešča kar pet poddelov prvega dela predstandarda ENV 1992-1, to so poddeli: ENV 1992-1-1 in ENV 1992-1-3 do ENV 1992-1-6 ter tretji del predstandarda ENV 1992-3. Vsebina drugega poddela prvega dela predstandarda, to je ENV 1992-1-2, ki se nanaša na zagotavljanje požarne varnosti betonskih konstrukcij, ni vključena v standard EN 1992-1-1, ampak je obdelana v posebnem standardu EN 1992-1-2 z originalnim naslovom »Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – structural fire design (Eurocode 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-2: Splošna pravila – Projektiranje požarno odpornih konstrukcij)«, ki je že tudi pripravljen. Večji del parametrov, ki jih je bilo po predstandardu ENV 1992-1-1 v okviru nacionalnega dokumenta mogoče spreminjati, je v končni dikciji standarda EN 1992-1-1 določenih in jih ni mogoče spreminjati. Določila standarda EN 1992-1-1 sestavljajo principi, ki so v standardu označeni s številko v oklepaju in dodatno črko »P« in pravila oziroma navodila, ki so označena le s številko v oklepaju. Pri tem je upoštevanje principov obvezno, pravila oziroma na-

vodila pa so bolj informativna oziroma svetovalna. V nacionalnem dokumentu je potrebno predpisati tiste parametre in pogoje, ki so vezani na lokalne razmere in pogoje uporabe konstrukcije. Poleg tega morajo biti v nacionalnem dokumentu tudi vsi podatki, ki jih potrebujemo za praktično delo, pa ustrezni standardi še niso pripravljeni. Pri tem pa določila nacionalnega dokumenta v ničemer ne smejo biti v nasprotju z določili standarda EN 1992-1-1, ki predstavlja temeljni standard za vse vrste betonskih konstrukcij, kot so mostovi ali zadrževalniki tekočin in plinov oziroma standard za požarno odporne betonske konstrukcije EN 1992-1-2, štejejo za dopolnilne standarde in prav tako ne smejo biti v nasprotju s temeljnim standardom za betonske konstrukcije EN 1992-1-1. To velja tudi za nacionalne parametre v teh standardih, ki se morajo povsem ujemati z ustreznimi nacionalnimi parametri v standardu EN 1992-1-1.

2. NAMEN IN IZHODIŠČA STANDARDA

Poglavitni namen standarda EN 1992-1-1 je uveljavljati najpomembnejše principe in zahteve, ki morajo biti izpolnjeni za zagotavljanje varnosti, uporabnosti in trajnosti oziroma zanesljivosti betonskih konstrukcij. V standardu opisani principi in zahteve naj bi veljali v vseh državah Evropske unije in združenju držav EFTA. Tako poenoten standard se lahko sprejema le s konsenzom, za kar pa je potrebno veliko medsebojnega usklajevanja različnih mnenj in tudi določeni kompromisi.

Temeljno izhodišče standarda EN 1992-1-1 je bila odločitev, da naj bo standard enoten za vse vrste betonskih konstrukcij in usklajen z ostalimi evropskimi standardi za gradbene konstrukcije, na katere se neposredno navezuje. Medsebojna usklajenost vseh standardov s področja gradbenih konstrukcij je

namreč ena izmed bistvenih prednosti uporabe enotnih evropskih standardov v primerjavi z uporabo različnih nacionalnih standardov. Ker je v različnih standardih varnost, uporabnost in trajnost konstrukcije zagotovljena na različne načine, pri snovanju, projektiranju in izvedbi betonskih konstrukcij ne smemo izmenično uporabljati določil različnih standardov. Le dosledno upoštevanje medsebojno usklajenih standardov zagotavlja potrebno zanesljivost konstrukcije.

Drugo pomembno izhodišče standarda predstavlja dosledna uporaba metode mejnih stanj z upoštevanjem medsebojno ločenih delnih varnostnih faktorjev za obtežbo in material. Pri tem se glede velikosti in kombinacije različnih vrst obtežbe v mejnem stanju obremenitve konstrukcij standard naslanja na ustrezna določila standardov EN 1990 Eurocode: Osnove projektiranja konstrukcij (Basis of Structural Design) in EN 1991 Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije (Actions on Structures).

3. VSEBINA STANDARDA

Vsebina standarda EN 1992-1-1 je razdeljena na 12 vsebinsko zaokroženih poglavij, ki jim je dodan še 1 dodatek normativnega pomena in 9 dodatkov informativnega pomena.

V prvem poglavju standarda z naslovom »Splošno« je podano področje veljavnosti standarda in navedene povezave z drugimi standardi. Eksplicitno so navedena področja oziroma vrste betonskih konstrukcij, za katere je potrebno upoštevati še dopolnilne standarde, ker jih standard EN 1992-1-1 vsebinsko ne pokriva v celoti. Na koncu poglavja je dodan seznam in opisan pomen uporabljenih oznak.

Drugo poglavje standarda z naslovom »Osnove računa« vse-

računska obtežba	γ_c za beton	γ_s za jeklo	γ_s za prednapeto jeklo
stalna in kratkotrajna	1.5	1.15	1.15
nezgodna (izjemna)	1.2	1.0	1.0

Preglednica 1: Varnostni faktorji za material v mejnem stanju nosilnosti

buje temeljne podatke oziroma navodila za projektiranje betonskih konstrukcij. Navedeni so vplivi in ustrezni standardi, ki jih moramo upoštevati pri projektiranju betonskih konstrukcij. Glede obtežbe, kombinacije obtežb in varnostnih faktorjev za obtežbo se standard sklicuje na evropska standarda EN 1990 in EN 1991; varnostni faktorji za material, ki so razvidni iz preglednice 1, pa so podani v četrti točki tega poglavja.

Priporočena vrednost varnostnega faktorja za oba osnovna materiala betonskih konstrukcij v mejnem stanju uporabljenosti je 1.0.

Tretje poglavje standarda z naslovom »Materiali« obravnava mehanske in reološke lastnosti betona in mehke ter prednapete armature. Najprej so obravnavane lastnosti betona, za tem pa še lastnosti oziroma zahteve za mehko in prednapeto armaturo.

Trdnost in konstitutivni zakon betona:

V standardu je ob konstantni temperaturi $T=20^\circ\text{C}$ za numerično simuliranje časovnega spreminjanja tlačne trdnosti betona glede na srednjo vrednost njegove 28-dnevne trdnosti f_{cm} predlagana eksponentialna funkcija časa t v dnevih (izraza 1 in 2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (2)$$

V funkciji časovnega razvoja tlačne trdnosti betona $\beta_{cc}(t)$ s koeficientom s upoštevamo vpliv vrste uporabljenega cementa, t pa je čas oziroma starost beto-

na v dnevih. Ob spremenljivi temperaturi betona $T_c \neq 20^\circ\text{C}$ lahko za določitev časovnega naraščanja trdnosti betona $f_{cm}(t)$ prav tako uporabimo izraza (1) in (2), s tem da za čas t upoštevamo dejanski temperaturi betona T_c ustrezno prirejeno učinkovito starost betona t_T , ki je določena z izrazom (3), privzetem iz dodatka B k standardu EN 1992-1-1.

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i e^{-\frac{4000}{[273+T(\Delta t_i)]-13.65}} \quad (3)$$

Pri tem je Δt_i dolžina časovnega intervala v dneh, v katerih je povprečna temperatura betona T_c znašala $T_{(\Delta t_i)}^\circ\text{C}$. Ker je pri višji temperaturi proces hidratacije intenzivnejši in trdnost betona narašča hitreje, je v primeru, da je temperatura betona T_c višja od 20°C , učinkovita starost betona t_T večja ($t_T(T_c > 20^\circ\text{C}) > t$); v primeru pa, da je temperatura betona T_c manjša od 20°C , pa manjša od dejanske starosti betona t ($t_T(T_c < 20^\circ\text{C}) < t$).

Velikosti tlačne trdnosti f_{cm} , srednje natezne trdnosti f_{ctm} in nazivnega elastičnega modula E_{cm} betona so za vse predvidene trdnostne razrede betona f_{ck} podane v standardu EN 1992-1-1 v posebni tabeli, ki je razvidna iz preglednice (2).

Ena izmed pomembnih novosti standarda EN 1992-1-1 je tudi v tem, da velja tako za običajne betone katerih tlačna trdnost ne presega 50 Mpa ($f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$), kakor tudi za betone visoke trdnosti katerih tlačna trdnost f_{ck} znaša med 50 Mpa in 90 Mpa ($50\text{Mpa} \leq f_{ck} \leq 90\text{Mpa}$). Pri visokotrdnih betonih, ki so bolj krhki kot betoni običajne trdnosti, se s trdnostnim razredom spreminjajo tako deformacije na karakterističnih mestih delovnega diagrama betona ϵ_{c1} , ϵ_{cu1} , ϵ_{c2} , ϵ_{cu2} , ϵ_{c3} , ϵ_{cu3} kakor tudi oblika delovnega diagrama, ki

je določena z eksponentom n , ki je pri betonih običajne trdnosti konstanten $n=2$, pri betonih visoke trdnosti pa je za vsak trdnostni razred betona drugačen (preg. 2).

Časovno spreminjanje srednje vrednosti natezne trdnosti betona $f_{ctm}(t)$ v skladu s standardom EN 1992-1-1 računsko lahko simuliramo z izrazom (4).

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{ctm} \quad (4)$$

Pri tem je funkcija $\beta_{cc}(t)$ določena z izrazom (2), f_{ctm} natezna trdnost betona iz preglednice (2), eksponent α pa je $\alpha=1.0$, če je starost betona t manjša od 28 dni oziroma $\alpha=2/3$, če je starost betona t večja ali enaka 28 dni.

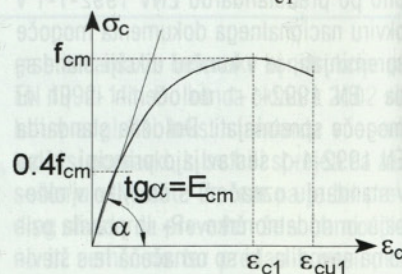
Časovno spreminjanje elastičnega modula betona $E_{cm}(t)$ je v standardu EN 1992-1-1 določeno z izrazom (5).

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} E_{cm} \quad (5)$$

Pri tem so vrednosti f_{cm} in E_{cm} za vse trdnostne razrede razvidne iz preglednice (2), srednja trdnost betona v času $f_{cm}(t)$ pa je določena z izrazom (1) (preg. 2 in sl.1).

Delovni diagram betona, ki ga upoštevamo pri analizi konstrukcije v skladu s standardom, simuliramo s kvadratno funkcijo (izraz 6 in sl.1).

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k-2) \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}} \quad (6)$$

**Slika 1:** Konstitutivni zakon betona za analizo konstrukcij

trdnostni razredi betona															analitični izrazi za posamezne količnike
f_{ck} (Mpa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck, cube}$ (Mpa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (Mpa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (Mpa)}$
f_{ctm} (Mpa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} \leq$ $\leq C50/60$ $f_{ctm} = 2.12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) >$ $> C50/60$
$f_{ctk, 0.05}$ (Mpa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5	$f_{ctk, 0.05} = 0.7 f_{ctm}$ 5% fractila
$f_{ctk, 0.95}$ (Mpa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6	$f_{ctk, 0.95} = 1.3 f_{ctm}$ 95% fractila
E_{cm} (Gpa)	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 [(f_{cm}/10)^{0.3}]$ $(f_{cm} \text{ v Mpa})$
ϵ_{cl} (‰)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8	glej sliko 1 $\epsilon_{cl}(\text{‰}) = 0.7 f_{cm}^{0.31} < 2.8$
ϵ_{cul} (‰)					3.5					3.2	3.0	2.8	2.8	2.8	glej sliko 1 za $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\epsilon_{cul}(\text{‰}) = 2.8 +$ $+ 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$

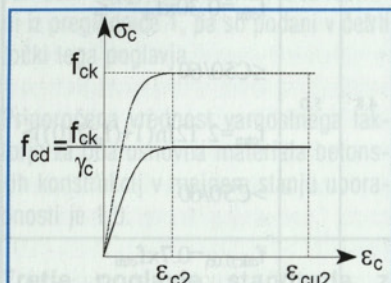
Preglednica 2: Napetostno deformacijske karakteristike betona

pri čemer je: $k = \frac{1.1E_{cm}|\epsilon_{cl}|}{f_{cm}}$

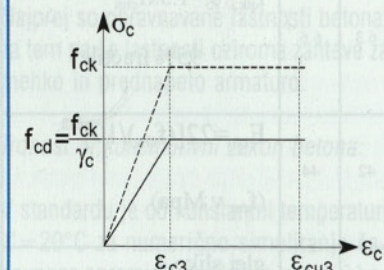
Pri računu upogibno-osne mejne nosilnosti armiranobetonskih prereзов pa sovisnost med napetostjo in deformacijo betona v tlačni coni praviloma simuliramo odsekoma s parabolami in premico (glej sl.2a in en.7 in 8), izjemoma pa lahko tudi z bilinearno funkcijo (sl.2b).

$$0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}; \quad \sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (7)$$

$$\epsilon_{c2} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}; \quad \sigma_c = f_{cd} \quad (8)$$



Slika 2a: Odsekoma po parabolni in premici



Slika 2b: Bilinearni potek

Slika 2: Potek napetosti v tlačni coni betona za račun mejne nosilnosti prereza

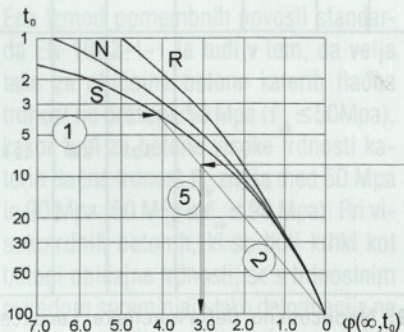
Reologija betona

Lezenje in krčenje betona je zaradi razširitve veljavnosti standarda tudi na konstrukcije iz visokotrdnih betonov v celoti obdelano na novo. Ker se reološke lastnosti visokotrdnih betonov občutno razlikujejo od reoloških lastnosti betonov običajne trdnosti, je bilo potrebno pri

računu časovnih prirastkov deformacij zaradi krčenja in lezenja betona upoštevati tudi vpliv trdnostnega razreda oziroma tlačne trdnosti betona f_{cm} . Za oceno končne deformacije lezenja betona $\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$ po linearni teoriji lezenja, ki je primerna, če tlačna napetost betona ne prekorači 45 % njegove karakteristične tlačne trdnosti ($\sigma_c(t_0) \leq 0.45f_{ck}$) po standardu EN 1992-1-1 lahko uporabimo izraz (9).

$$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c0}} \quad (9)$$

Pri tem je E_{c0} elastični modul betona v času t_0 , ko nastopi napetost $\sigma_c(t_0)$, $\varphi(\infty, t_0)$ pa količnik lezenja betona, s katerim upoštevamo vpliv starosti betona t_0 ob nastopu obtežbe, vrste cementa, srednjega premera prečnega prereza h_0 , trdnostnega razreda betona C in relativne vlage okolja RH na končno vrednost viskozne deformacije zaradi lezenja betona. Za relativno vlago okolja RH=50 % in RH=80 %, so v standardu podani diagrami iz katerih pri izbranih predhodno navedenih vplivnih parametrih končni količnik lezenja betona $\varphi(\infty, t_0)$ lahko neposredno odberemo. Na sliki (3) sta prikazana pripravljena diagrama za določitev končnega količnika lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ normalnega betona v okolju z relativno vlago RH=50 %. S številkami v krogih ob označenih puščicah je prikazano zaporedje odčitavanja vmesnih in končnega rezultata. Vsebinsko enaka diagrama sta pripravljena še za primer vlage okolja RH=80 %.



Za natančnejši račun končne vrednosti in časovnega poteka količnika lezenja betona po linearni teoriji pa so v dodatku B standarda, ki je informativnega značaja, podani ustrezni analitični izrazi, ki so primerni zlasti za računalniško obdelavo.

Krčenje betona ϵ_{cs} je v standardu razdeljeno na krčenje zaradi sušenja ϵ_{cd} in na avtogeno krčenje ϵ_{ca} (en.10).

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (10)$$

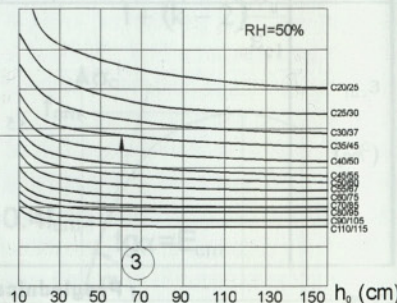
Končna vrednost krčenja zaradi sušenja $\epsilon_{cd,\infty}$ je določena s produktom ($\epsilon_{cd,\infty} = k_h \epsilon_{cd,0}$) nazivnega krčenja $\epsilon_{cd,0}$, ki je v odvisnosti od relativne vlage okolja RH % ločeno za posamezne trdnostne razrede betona, podana v standardu ($0\% \leq \epsilon_{cd,0} \leq 0.64\%$) in koeficienta k_h , ki je v odvisnosti od srednjega premera prereza h_0 prav tako podan v standardu ($0.70 \leq k_h = k_h(h_0) \leq 1.0$). Časovni razvoj krčenja zaradi sušenja $\epsilon_{cd}(t)$ pa je določen z izrazom (11).

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \epsilon_{cd,0} \quad (11)$$

Pri tem s funkcijo časovnega razvoja krčenja $\beta_{ds}(t, t_s)$ (en.12):

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3} (\text{mm})} \quad (12)$$

upoštevamo vpliv srednjega premera prereza in dolžine časovnega intervala od



Slika 3: Količnik končnega lezenja normalnega betona pri relativni vlagi okolja RH=50%

začetka sušenja t_s do opazovanega časa t v dnevih na časovni razvoj krčenja zaradi sušenja.

Časovni razvoj avtogenega krčenja do časa t pa je določen z izrazom (13):

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca\infty} \quad (13)$$

Pri tem je končna vrednost avtogenega krčenja betona določena z izrazom (14),

$$\varepsilon_{ca\infty} = 2.5(E_{ck} - 10)10^{-6} \quad (14)$$

funkcija časovnega razvoja avtogenega lezenja betona pa z izrazom (15).

$$\beta_{ca}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) \quad (15)$$

Trdnost in konstitutivni zakon armature:

Mehka armatura:

Za mehko armiranje betonskih konstrukcij lahko uporabljamo tako gladke kot rebaste palice in varjene mreže iz vseh vrst jekel, ki zadoščajo zahtevam evropskega standarda EN 10080. Izvedbena pravila iz standarda EN 1992-1-1 veljajo za vsa jekla, katerih meja elastičnosti (f_{yk}) ne preseže 600 Mpa ($f_{yk} \leq 600$ Mpa). Meja elastičnosti f_{yk} oziroma napetost, pri kateri pri razbremenitvi ostane 0.2 % nepovratne plastične deformacije $f_{0.2k}$ in natezna trdnost f_{tk} , predstavljajo glavne

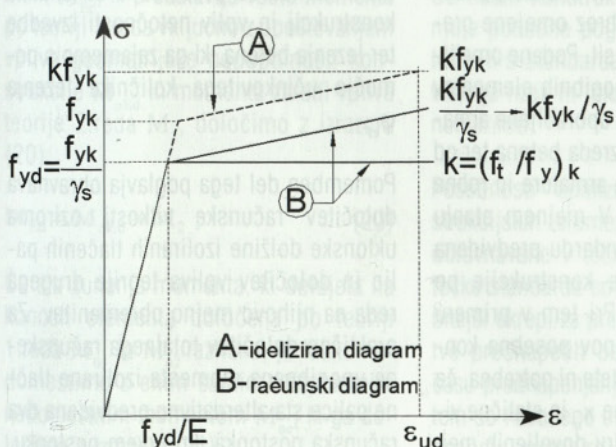
karakteristike jeklene armature, ki jih za posamezne premere palic določamo s standardnimi nateznimi preizkusi. Zelo pomembna pa je tudi duktilnost armature, ki je določena s kvocientom karakteristične natezne trdnosti in mejne elastičnosti armature (f_t/f_y)_k in z elongacijo ε_{uk} pri največji napetosti oziroma trdnosti jekla. Zahteve glede predhodno navedenih lastnosti jekla in zahteve, ki se nanašajo na utrujanje jekla, so določene v normativnem dodatku C k standardu EN 1992-1-1.

Pri računu mejne nosilnosti armiranobetonskih in prednapetih betonskih prereзов po standardu EN 1992-1-1 upoštevamo poenostavljena bilinearna delovna diagrama mehke in prednapete armature brez utrditve ali pa z utrditvijo (sl. 4). V primeru upoštevanja utrditve materiala je mejna deformacija jekla omejena na 10‰ ($\varepsilon_{su} = \varepsilon_{pu} = 10\text{‰}$), če pa ne upoštevamo utrditve, pa deformacija jekla v mejnem stanju nosilnosti teoretično sploh ni omejena. Iz praktičnih razlogov pa običajno tudi v tem primeru deformacijo armature v mejnem stanju nosilnosti omejimo na 10 ‰.

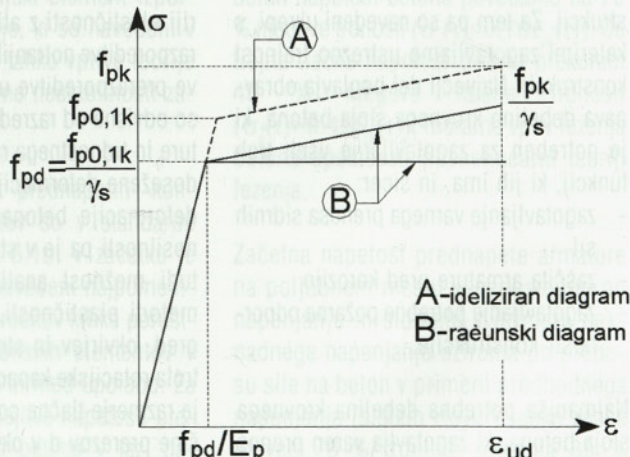
Prednapeta armatura:

Meja elastičnosti jekla za prednapenjanje (f_{pyk}) je po EN 1992-1-1 napetost, pri

kateri po razbremenitvi ostane 0.1 % nepovratne plastične deformacije ($f_{pyk} = f_{p0.1k}$; sl. 4b). Račun relaksacije prednapete armature temelji na izmerjeni stopnji relaksacije p_{1000} v odstotkih začetne napetosti σ_{pn} , ki se razvije v prvih 1000 urah po nanosu napetosti pri temperaturi 20°C. Vrednosti 1000 urne relaksacije, ki je določena v skladu z EN 10138, je predmet certifikata proizvajalca oziroma dobavitelja prednapete armature. Če tega certifikata nimamo, pa 1000 urno relaksacijo p_{1000} lahko upoštevamo po standardu EN 1992-1-1, v katerem so vrednosti 1000 urne relaksacije podane za tri različne razrede oziroma vrste prednapete armature. Tisočurna relaksacija jekla 1. razreda, v katerega spadajo žice in spleti oziroma običajni kabli iz žic, znaša $p_{1000} = 8\%$, relaksacija jekla 2. razreda, v katerega spadajo žice in spleti z nizko relaksacijo znaša $p_{1000} = 2.5\%$, relaksacija jekla 3. razreda, v katerega spadajo vroče valjane in obdelane palice, pa znaša $p_{1000} = 4\%$. Navedene vrednosti tisočurne relaksacije so bile izmerjene pri začetni napetosti $\sigma_p(t_0) = 0.70f_p$. Padec napetosti prednapete armature zaradi relaksacije v poljubnem času t je za jekla 1. razreda določen z izrazom (16), za jekla 2. razreda z izrazom (17) za jekla 3. razreda pa z izrazom (18).



Slika 4a: idealiziran delovni diagram mehke armature



Slika 4b: idealiziran delovni diagram prednapete armature

Slika 4: Idealiziran delovni diagram mehke in prednapete armature

razred 1:

$$\Delta\sigma_{pr} = \left[5.39 \rho_{1000} e^{6.7\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-3} \right] \sigma_{pi} \quad (16)$$

razred 2:

$$\Delta\sigma_{pr} = \left[0.66 \rho_{1000} e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-3} \right] \sigma_{pi} \quad (17)$$

razred 3:

$$\Delta\sigma_{pr} = \left[1.98 \rho_{1000} e^{8.0\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-3} \right] \sigma_{pi} \quad (18)$$

Pri tem je $\Delta\sigma_{pr}$ padec napetosti prednapete armature zaradi relaksacije do časa t , σ_{pi} začetna napetost prednapete armature, t čas, štet od prednapenjanja v urah, $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$ raven začetne napetosti, ρ_{1000} pa tisočurna relaksacija v %. Za končno relaksacijo šteje padec napetosti po 500000 urah oziroma 57 letih.

Četrto poglavje standarda z naslovom "Trajnost in krovni sloj betona" obravnava zagotavljanje trajnosti in potrebno debelino krovnega sloja betona. Ker so pogoji za zagotavljanje trajnosti konstrukcij in s tem tudi potrebna debelina krovnega sloja odvisni zlasti od stopnje agresivnosti okolja, je v tem poglavju najprej podana preglednica razredov izpostavljenosti konstrukcij. Za tem pa so navedeni ukrepi, s katerimi zagotavljamo ustrezno trajnost konstrukcij. Največji del poglavja obravnava debelino krovnega sloja betona, ki je potreben za zagotavljanje vseh treh funkcij, ki jih ima, in sicer:

- zagotavljanje varnega prenosa sidrnih sil
- zaščita armature pred korozijo
- zagotavljanje potrebne požarne odpornosti konstrukcije.

Najmanjša potrebna debelina krovnega sloja betona, ki zagotavlja varen prenos sidrnih sil, je v standardu podana odvisno od premera armaturnih palic oziroma

ma nadomestnega premera grupiranih palic in od razreda konstrukcijskega elementa. Posebej so podane tudi debeline krovnega betona adhezijsko prednapete armature in minimalne potrebne oddaljenosti kabelskih cevi od konture prednapetih betonskih prereзов. Najmanjša debelina krovnega sloja betona, ki je potrebna za zagotavljanje zaščite armature proti koroziji, je odvisna od stopnje agresivnosti okolja in razreda konstrukcije. Podana je ločeno za armirano-betonske in prednapete betonske konstrukcije.

Peto poglavje standarda z naslovom "Analiza konstrukcij"

obravnavata temeljna izhodišča linearne in poenostavljenih metod nelinearne analize betonskih konstrukcij. Geometrijska nepopolnost konstrukcije je podobno kot v predstandardu upoštevana z nagibom konstrukcije za kot θ , ki je definiran nekoliko drugače, kot je bil v predstandardu. Nepopolnost izoliranih konstrukcijskih elementov pa lahko upoštevamo z ustrezno ekscentričnostjo e ali pa z neko nadomestno prečno obtežbo N_p , ki predstavlja določen delež osne sile N .

Sodelujoča širina tlačne plošče pri nosilcih T oblike je odvisna le od širine b_w in medsebojne razdalje reber ter od razporeditve oziroma razdalje med ničelnimi momentnimi točkami l_0 . Za določitev obremenitve konstrukcije je v standardu predvidena uporaba linearne analize po teoriji elastičnosti z ali brez omejene prerazporeditve notranjih sil. Podane omejitve prerazporeditve upogibnih elementov so odvisne od razreda uporabljene armature in trdnostnega razreda betona ter od dosežene deformacije armature in robne deformacije betona. V mejnem stanju nosilnosti pa je v standardu predvidena tudi možnost analize konstrukcije po metodi plastičnosti. Pri tem v primeru gred, okvirjev in stropov posebna kontrola rotacijske kapacitete ni potrebna, če je razmerje tlačne cone x_u in statične višine prereзов d v okviru dovoljenih mej; $x_u/d \leq 0.25$ za trdnostne razrede betona, ki

so manjši ali enaki C 50/60, $x_u/d \leq 0.15$ za trdnostne razrede betona, ki so večji ali enaki C 55/67 ob uporabi jekla razreda B oziroma C in je razmerje upogibnega momenta nad vmesno podporo in v polju med 0.5 in 2.0. Če gornji kriteriji niso izpolnjeni, pa je potreben dokaz zahtevane rotacijske kapacitete, ki je v odvisnosti od razmerja x_u/d in trdnostnega razreda betona podana v standardu v točki 5.6.3 na sliki 5.6N.

Za dimenzioniranje konstrukcij v mejnem stanju nosilnosti je v standardu predvidena tudi možnost modeliranja konstrukcij s pomočjo tlačnih razpor in nateznih vezi. Če se model konstrukcije iz razpor in nateznih vezi približno ujame z napetostnim stanjem konstrukcije po teoriji elastičnosti, lahko ta računski model uporabimo za dokaz napetosti armature in širine razpok v mejnem stanju uporabnosti.

Nelinearno analizo konstrukcije, pri kateri upoštevamo geometrijsko in materialno nelinearnost konstrukcije, po določitih standarda lahko uporabljamo tako v mejnem stanju nosilnosti kakor tudi v mejnem stanju uporabnosti. Pri analizi pretežno statično obteženih konstrukcij vpliv predhodne obtežbe na odziv konstrukcij po določitih standarda lahko zanemarimo. Upoštevati pa moramo konstitutivna zakona betona in armature, ki sta v standardu predvidena za analizo konstrukcij in vpliv netočnosti izvedbe ter lezenja betona, ki ga zajamemo s pomočjo učinkovitega količnika lezenja φ_{ef} .

Pomemben del tega poglavja obravnava določitev računske vitkosti oziroma uklonske dolžine izoliranih tlačnih palic in določitev vpliva teorije drugega reda na njihovo mejno obremenitev. Za praktično določitev totalnega računskega upogibnega momenta izolirane tlačne palice sta alternativno predvidena dva računski postopki. Po prvem postopku, ki temelji na Eulerjevi uklonski sili N_B in nazivni togosti vitke tlačne palice EI , to-

talni računski moment vključno z momentom po teoriji drugega reda M_{Ed} določimo tako, da upogibni moment, ki je določen po linearni teoriji 1. reda, pomnožimo z nekim faktorjem v oklepaju, ki je odvisen od vzdolžnega poteka momenta in ravni delujoče osne sile (izraz 19);

$$M_{Ed} = M_{oEd} \left[1 + \frac{\beta}{N_B/N_{Ed} - 1} \right] \quad (19)$$

Pri tem je M_{oEd} moment, N_{Ed} pa osna sila palice, ki sta določena po linearni teoriji 1. reda vključno z upoštevanjem vpliva geometrijske nepopolnosti konstrukcije, N_B Eulerjeva uklonska sila, ki temelji na nazivni togosti palice, β pa koeficient, ki je odvisen od poteka momenta po teoriji 1. in 2. reda vzdolž osi tlačnega elementa. Pri izoliranem tlačnem elementu konstantnega prečnega prereza, ki je obremenjen s konstantno osno silo upogibni moment zaradi vpliva teorije 2. reda poteka po sinusni funkciji. V tem primeru je $\beta = \pi^2/C_0$; pri čemer je koeficient C_0 odvisen od poteka momenta po teoriji 1. reda vzdolž osi tlačnega elementa in znaša pri konstantnem poteku momenta $C_0 = 8$, pri paraboličnem poteku momenta $C_0 = 9.6$, pri simetričnem trikotnem poteku momenta pa $C_0 = 12.0$.

Drugi postopek računa totalnega upogibnega momenta M_{Ed} izoliranih tlačnih elementov pa temelji na nazivni ukrivljenosti $1/r$. V tem primeru računski moment M_{Ed} , ki predstavlja vsoto momenta po teoriji 1. reda vključno z upoštevanjem vpliva geometrijske nepopolnosti konstrukcije M_{oEd} in momenta zaradi vpliva teorije 2. reda M_2 , določimo z izrazom (20):

$$M_{Ed} = M_{oEd} + M_2 \quad (20)$$

Če sta zunanja momenta, ki delujeta na koncih elementa določena po teoriji 1. reda M_{o1} in M_{o2} različna, ju lahko nadomestimo z enim samim konstantnim nadomestnim momentom M_{oc} , ki ga določimo z izrazom (21).

$$M_{oc} = 0.6M_{o2} + 0.4M_{o1} \geq 0.4M_{o2} \quad (21)$$

Momenta M_{o1} in M_{o2} imata enak predznak, če povzročata natege na isti strani palice, sicer pa imata nasprotni predznak. Absolutna vrednost momenta M_{o2} pa je večja od absolutne vrednosti momenta M_{o1} ($|M_{o2}| \geq |M_{o1}|$).

Prirastek upogibnega momenta M_2 zaradi upoštevanja teorije 2. reda je določen z izrazom (22):

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (22)$$

Pri tem je N_{Ed} osna sila, $e_2 = (1/r)l_0^2/c$ pa upogibek deformirane osi elementa, ki je izražen z ukrivljenostjo osi $1/r$, učinkovito dolžino elementa l_0 in koeficientom c , ki je odvisen od poteka ukrivljenosti osi elementa in v primeru konstantnega prečnega prereza znaša približno $c = 10$. V ukrivljenosti osi elementa ($1/r = k_r k_\phi \epsilon_{yd}/0.45d$) je k_r koeficientom k_r upoštevan vpliv ravni osne sile, k_ϕ pa vpliv lezenja betona na deformirano obliko osi tlačnega elementa konstrukcije.

V primeru dvojne ekscentričnosti tlačne osne sile standard izjemoma dovoljuje ločeno dimenzioniranje prečnega prereza za vsako smer posebej brez upoštevanja dvojnega upogiba, če so izpolnjeni v standardu navedeni posebni pogoji. Če omenjeni pogoji niso izpolnjeni, pa je potrebno prerez dimenzionirati na dvojni upogib v kombinaciji z osno silo.

Če tlačni konstrukcijski element izpolnjuje posebne pogoje, ki so navedeni v točki 5.9 standarda, lahko vplive teorije višjega reda in lokalne nestabilnosti zanemarimo.

Posebnosti analize prednapetih konstrukcijskih elementov so v standardu obravnavane v točki 5.10. V začetku te točke standarda so navedeni najpomembnejši ukrepi za preprečitev krhke porušitve prednapetih betonskih elementov v času prednapenjanja in med uporabo. Za tem so navedene omejitve napetosti prednapete armature in betona v fazi napenjanja. Sledijo določila, ki se nanašajo na račun padca sile prednapetja in določila,

ki obravnavajo vpliv prednapetja na napetostno-deformacijsko stanje prednapetih elementov v mejnem stanju nosilnosti in v mejnem stanju uporabnosti. Največja napetost prednapete armature v fazi napenjanja na poteznem koncu kabla znaša lahko največ 80 % natezne trdnosti f_{pk} oziroma 90 % karakteristične meje elastičnosti $f_{p0,1k}$ (izraz 23):

$$\sigma_{pmax} = \min(0.80f_{pk}; 0.90f_{p0,1k}) \quad (23)$$

Kadar je natančnost meritev sile prednapetja tolikšna, da možno odstopanje sile ni večje od 5 % ($\Delta p \leq \pm 5\%p$), lahko napenjalno napetost na poteznem koncu kabla povečamo na $\sigma_{pmax} = 0.95f_{p0,1k}$.

V primeru faznega napenjanja kablov mora tlačna trdnost betona $f_{cm}(t)$ v času t , ko napenjamo prvi kabel, znašati vsaj 50 % potrebne trdnosti betona pri polni sili prednapetja. Dovoljeno silo prednapetja glede na doseženo tlačno trdnost betona $f_{ck}(t)$ pa določimo z linearno interpolacijo med 30 % polne sile prednapetja pri 50 % trdnosti betona glede na potrebno trdnost betona pri polni sili prednapetja in 100 % silo prednapetja. Tlačna napetost betona v fazi napenjanja zaradi prednapetja in sočasno delujoče obtežbe ne sme prekoračiti 60 % tlačne trdnosti betona v tem času ($\sigma_c(t) \leq 0.60f_{ck}(t)$). Če je preprečen nastanek vzdolžnih razpok, lahko v fazi prenosa sile prednapetja na beton napetost betona povečamo na 70 % njegove trdnosti ($\sigma_c(t) \leq 0.70f_{ck}(t)$). Če trajna tlačna napetost betona prekorači 45 % njegove tlačne trdnosti ($\sigma_c(t) > 0.45f_{ck}(t)$), moramo vpliv lezenja betona upoštevati po nelinearni teoriji lezenja.

Začetna napetost prednapete armature na poljubnem mestu x neposredno po napenjanju in sidranju v primeru naknadnega napenjanja oziroma po prenosu sile na beton v primeru predhodnega napenjanja (sistem Hoyer) lahko znaša največ 70 % trdnosti oziroma 85 % njene karakteristične meje elastičnosti $\sigma_{pmo}(x) \leq \min\{0.75f_{pk}; 0.85f_{p0,1k}\}$.

Padec sile prednapetja je v standardu razdeljen na dva dela, in sicer na padec sile prednapetja, ki se izvrši neposredno po napenjanju, in padec sile prednapetja, ki se razvije v poznejšem času. Začetni padec sile prednapetja v času napenjanja in neposredno po njem povzročajo: trenje pri ukrivljenih kablji oziroma sprememba smeri prednapetih vrvi in spletoev na deviatorjih, zdrs v sidrskih glavah pri sidranju z zaklinjenjem; pri predhodnem napenjanju pa še začetna relaksacija prednapete armature in elastična deformacija betona ob prenosu sile prednapetja na beton. Pri tem je padec sile zaradi trenja ΔP_μ pri poljubni oddaljenosti x od mesta napenjanja določen z izrazom (24)

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\Theta + kx)}) \quad (24)$$

padec sile prednapetja zaradi elastične deformacije betona ΔP_{el} pa z izrazom (25):

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (25)$$

V izrazu (24) je $P_{\max}$ največja sila prednapetja na poteznem koncu kabla, μ koeficient trenja, Θ vsota kotov sprememb smeri kablov od mesta napenjanja do mesta pri koordinati x , kjer določamo padec sile prednapetja zaradi trenja, k pa nadomestni kot spremembe smeri kabla v ločnem merilu na enoto dolžine kabla, katerega vrednost znaša med 0.005 in 0.010 ($0.005 \leq k \leq 0.10$). V izrazu (25) je A_p prerez, E_p pa elastični modul prednapete armature, $\Delta \sigma_c(t)$ sprememba napetosti betona na mestu težišča kablov zaradi prednapetja kablov v času (t) , $j = (n-1)/2n$ pa koeficient, s katerim upoštevamo vpliv zaporednega napenjanja n -tih kablov, če je teh kablov več kot 1.

Padec sile prednapetja zaradi zdrsa v sidrni glavi je določen z atestom sistema sidranja, vpliv začetne relaksacije pa določimo na podlagi rezultatov obveznega atesta prednapete armature, ki ga mora predložiti dobavitelj armature in navodil, ki so podana v prilogi D standarda EN 1992-1-1.

Padec sile prednapetja v poznejšem času določimo tako, da posamezne padce sile prednapetja zaradi krčenja in lezenja betona ter relaksacije jekla medsebojno seštejemo. Za približno oceno celotnega padca sile prednapetja zaradi vseh treh vplivov reologije materiala lahko uporabimo tudi izraz, ki je podan v točki 5.10.6 standarda EN 1992-1-1.

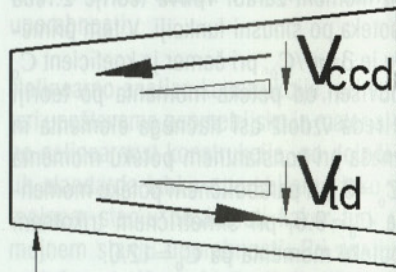
V mejnem stanju uporabnosti moramo pri prednapetih konstrukcijah za silo prednapetja v primeru predhodnega napenjanja upoštevati zgornjo vrednost $P_{ksup} = 1.05 P_{m,t}(x)$, če prednapetje vpliva neugodno oziroma spodnjo vrednost $P_{kinf} = 0.95 P_{m,t}(x)$, če prednapetje vpliva ugodno; v primeru naknadnega napenjanja pa $P_{ksup} = 1.10 P_{m,t}(x)$, če prednapetje vpliva neugodno oziroma $P_{kinf} = 0.90 P_{m,t}(x)$, če prednapetje vpliva ugodno na napetostno stanje konstrukcije.

Šesto poglavje standarda z naslovom "Mejna stanja nosilnosti" obravnava mejno stanje nosilnosti armiranobetonskih in prednapetih betonskih konstrukcij. Pristop in znana izhodišča računa upogibno-osne mejne nosilnosti armiranobetonskih in prednapetih betonskih prereзов v standardu EN 1992-1-1 ostajajo enaka kot do sedaj.

Upogibno-osna mejna nosilnost betonskih prereзов je namreč ob predpostavki veljavnosti Bernoullijeve hipoteze in privzetih delovnih diagramov betona in armature določena z mejno deformacijo betona, ki odvisno od upoštevanje razporeditve tlačnih napetosti betona znaša ϵ_{cu2} oziroma ϵ_{cu3} iz preglednice (2) in z mejno deformacijo natezne armature, ki ob upoštevanju utrditve jekla znaša 10 ‰ ($\epsilon_{su} = 0.01$), brez upoštevanja utrditve pa je teoretično neomejena ($\epsilon_{su} = \infty$). Iz praktičnih razlogov pa običajno tudi v tem primeru za mejno deformacijo armature upoštevamo 10 ‰ ($\epsilon_{su} = 0.01$). Novost glede na dosedanje prakso pa je zahteva standarda, da moramo v primeru ekscentrične tlačne obremenitve armiranobe-

tonskega prereza dimenzionirati vsaj na upogibni moment $M_{Ed} = e_0 N_{Ed}$, pri čemer ekscentričnost e_0 znaša $e_0 = h/30$ oziroma ne manj od 20 mm.

Račun mejne prečne sile, ki jo lahko prevzame armiranobetonski oziroma prednapeti betonski element, je v standardu EN 1992-1-1 v primerjavi s predstandardom SIST ENV 1992-1-1 dopolnjen oziroma spremenjen. Glede na predstandard so spremenjene tudi oznake. Celotna mejna prečna sila V_{Rd} , ki jo lahko prevzame prečno armirani betonski element z nagnjenima tlačno cono in natezno armaturo, sestoji iz prispevka prečne sile, ki jo prevzame prečno armirani element $V_{Rd,s}$, prispevka nagnjene rezultante tlačnih napetosti betona V_{ccd} in prispevka poševne sile v nagnjeni natezni armaturi V_{td} (sl.5, izraz 26).



Slika 5: Komponente prečne sile pri nagnjenih pasovih

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (26)$$

V primeru nasprotnih nagibov tlačnega pasu in natezne armature, kot je prikazan na sliki (5), je njun prispevek k mejni prečni sili V_{Rd} negativen.

Če je računski mejni prečni moment M_{Ed} manjša od računske prečne sile $V_{Rd,c}$, ki jo lahko armiranobetonski element prevzame brez sodelovanja mehanizma Mörschevega paličja in je določena z izrazoma (27), pri čemer je merodajna manjša izmed obeh vrednosti, računski dokaz prečne armature ni potreben.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right]$$

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{sp}) b_w d \quad (27)$$

Pri tem je $V_{Rd,c}$ mejna prečna sila v [N], f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona v [MPa], $\rho_1 = A_{si}/b_w d \leq 0.02$ delež vzdolžnega armiranja na oddaljenosti $(l_{bd} + d)$ od obravnavanega prereza v smeri proti podpori, A_{si} prerez vzdolžne armature na tem mestu [mm²], b_w najmanjša širina v natezni coni obravnavanega prereza v [mm], d pa statična višina obravnavanega prereza v [mm]. Koeficient k je določen z izrazom:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$$

napetost

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$$

v [MPa] pa je določena s količnikom računске osne sile N_{Ed} v [N] in ploščine betonskega prereza A_c v [mm²], pri čemer tlačna osna sila N_{Ed} šteje kot pozitivna. Priporočene vrednosti količin $C_{Rd,c}$, V_{min} in k_1 znašajo: $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$, $V_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$; $k_1 = 0.15$. Natančnejše vrednosti teh količin pa je mogoče določiti v nacionalnem dokumentu standarda.

Bistvena novost standarda EN 1992-1-1 v primerjavi s predstandardom SIST ENV1992-1-1 pa je tudi v tem, da moramo v primeru, če je računška mejna prečna sila V_{Ed} večja od računске prečne sile $V_{Rd,c}$, ki jo betonski element lahko prevzame brez upoštevanja sodelovanja mehanizma paličja ($V_{Ed} > V_{Rd,c}$) celotno prečno silo V_{Ed} prevzeti z mehanizmom nadomestnega Mörschevega paličja. V tem primeru mejna strižna nosilnost armiranobetonskega elementa s prečno armaturo A_{sw} , ki je postavljena pravokotno na os nosilca ($\alpha_1 = 90^\circ$), glede na plastifikacijo prečne armature ($\sigma_{sw} = f_{ywd}$) znaša $V_{Rd,s}$, ki je določena z izrazom (28):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \Theta \quad (28)$$

glede na izkoriščenost tlačnih diagonal pa $V_{Rd,max}$, ki je določena z izrazom (29) in predstavlja največjo možno prečno silo, ki jo armiranobetonski element lahko prevzame.

$$V_{Rd,max} = \alpha_c v f_{cd} b_w z / (\cot \Theta + \tan \Theta) \quad (29)$$

Pri tem je A_{sw} prerez prečne armature na dolžini s , ki predstavlja medsebojno razdaljo stremen, z ročica notranjih sil, f_{ywd} meja elastičnosti prečne stremenske armature, Θ kot med smerjo tlačnih diagonal in osjo nosilca, ki se spreminja tako, da je $1 \leq \tan \Theta \leq 2.5$, n koeficient, ki je določen z izrazom (30):

$$v = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] \quad (30)$$

f_{ck} oziroma f_{cd} karakteristična oziroma računška tlačna trdnost betona, b_w pa najmanjša širina prereza v območju natezne cone, ki jo je v primeru prisotnosti kabelske armature v ceveh potrebno ustrezno reducirati. Če so kabli v ceveh zainjicirani, reducirana širina $b_{w,nom}$ znaša $b_{w,nom} = b_w - 0.5 \Sigma \phi$, če pa kabli niso zainjicirani, znaša $b_{w,nom} = b_w - 1.2 \Sigma \phi$ na najbolj neugodnem mestu.

Če prečna armatura z osjo nosilca oklepa kot $\alpha \neq 90^\circ$, sta vrednosti mejnih strižnih nosilnosti $V_{Rd,s}$ in $V_{Rd,max}$ določeni z izrazoma (31) in (32).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \frac{(\cot \Theta + \cot \alpha)}{\sin \alpha} \quad (31)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_c v f_{cd} b_w z \frac{(\cot \Theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \Theta)} \quad (32)$$

Prerez dodatne vzdolžne armature v natezni coni armiranobetonskega elementa, ki je potreben za zagotavljanje delovanja mehanizma paličja ΔA_{sl} , pa je določen z izrazom (33).

$$V_{Rd,max} = \alpha_c v f_{cd} b_w z \frac{(\cot \Theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \Theta)} \quad (33)$$

Na koncu točke 6.2 standarda so podani še kriteriji za določitev mejne strižne sile v priključni ploskvi sodelujoče tlačne plošče na stojino armiranobetonskega nosilca s prečnim prerezom T oziroma I oblike in izrazi za določitev strižne sile oziroma potrebne prečne armature med posameznimi sloji slojevitih betonskih konstrukcij, ki so betonirani v različnih časih t .

Predmet točke 6.3 standarda je torzija armiranobetonskih elementov. Torzijsko nosilnost armiranobetonskih elementov škatlastega in polnega prečnega prereza računsko določamo kot za škatlasti prerez z učinkovito debelino stene t_{eff} . V primeru polnega prečnega prereza znaša učinkovita debelina nadomestnega škatlastega prereza $t_{eff} = A/u$, pri čemer je A ploščina, u pa obseg polnega prereza elementa. Pri škatlastem prerezu pa je t_{eff} ali dejanska debelina stene škatle ali pa kvocijent ploščine znotraj zunanje konture škatlastega prereza in obsega po zunanji konturi škatle. Merodajna debelina je manjša izmed obeh vrednosti $t_{eff} = \min(t_{dej}; A/u)$.

Torzijsko obremenjen armiranobetonski element se lahko poruši zaradi prešibke vzdolžne armature, zaradi prešibke stremenske armature ali zaradi porušitve tlačnih diagonal. Za zagotovitev potrebne varnosti proti porušitvi armiranobetonskih elementov je torej potrebno dokazati, da nista prekoračeni niti trdnost vzdolžne in stremenske armature niti tlačna trdnost diagonal nadomestnega prostorskega paličja. V standardu EN 1992-1-1 je podan izraz za potreben prerez vzdolžne armature A_{sl} (izraz 34), ki izhaja iz plastifikacije vzdolžne armature v mejnem stanju nosilnosti.

$$\Sigma A_{sl} = \frac{T_{Ed} u_k}{2 A_k f_{yk}} \cot \Theta \quad (34)$$

in izraz za največji računski torzijski moment $T_{Rd,max}$ (izraz 35), ki ga je armiranobetonski element sposoben prevzeti v primeru polne izkoriščenosti tlačnih diagonal:

$$T_{Rd,max} = 2 v \alpha_c f_{cd} A_{t,eff} \sin \Theta \cos \Theta \quad (35)$$

V standardu pa manjka izraz (36) za določitev stremenske armature A_{ss} , ki zagotavlja potrebno varnost proti porušitvi stremen.

$$\Sigma A_{ss} = \frac{T_{Fd} s}{2 A_k f_{yk}} \cot \Theta \quad (36)$$

V izrazih od 34 do 36 pomeni: T_{Ed} torzijski moment armiranobetonskega ele-

menta v mejnem stanju nosilnosti, u_k obseg po srednicah sten škatlastega prereza, A_k ploščino znotraj srednic sten škatlastega prereza, Θ naklon tlačnih diagonal glede na vzdolžne robove škatle, f_{yk} karakteristično mejo elastičnosti vzdolžne in stremenske armature, f_{cd} računsko tlačno trdnost betona, α_c koeficient, ki za armiranobetonske elemente znaša $\alpha_c = 1.0$, za prednapete elemente pa je podan v standardu z enačbami (6.11.aN) do (6.11.cN), n količina, ki je določena z izrazom (30), s pa medsebojna oddaljenost stremen.

Pri kombinirani obremenitvi armiranobetonskega elementa s prečno silo in torzijskim momentom se napetosti v tlačnih diagonalah ravninskega paličja za prevzem prečne sile in prostorskega paličja za prevzem torzijskega momenta seštevajo. V tem primeru je potrebno dokazati, da je varnost tlačnih diagonal zagotovljena ob upoštevanju istočasnega delovanja obeh vplivov. Po določilih standarda EN 1992-1-1 je navedeni zahtevi zadoščeno, če je vsota izkoriščenosti betonskega elementa zaradi torzije ($T_{Ed}/T_{Rd,max}$) in zaradi prečne sile ($V_{Ed}/V_{Rd,max}$) skupaj manjša ali enaka 1 (izraz 37):

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (37)$$

Točka 6.4 standarda EN 1992-1-1 obravnava preboj ploščastih konstrukcij. Za določitev kritične ploskve porušitve standard izhaja iz privzetega naklona razširitve koncentriranih sil, ki znaša 1:2 oziroma 26.6° glede na srednjo ravnino plošče (slika 6). Razširitev računamo do težišča natezne armature.

Za učinkovito statično višino plošče d_{eff} lahko upoštevamo srednjo vrednost statičnih višin d_x in d_y v obeh med seboj pravokotnih smereh (izraz 38).

$$d_{eff} = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (38)$$

Na podlagi privzetega naklona razširitve vpliva koncentriranih obtežb $\Theta = 26.6^\circ$ v območju statične višine plošče d_{eff} so v standardu podana navodila za določitev obsega zaprte ali odprte porušne meje u , ki je odločilna za dokaz varnosti proti preboju. Pri tem je upoštevan tako vpliv oblike in lege stebrov kakor tudi vpliv odprtih in spremenljive debeline plošče v vplivnem območju stebrov. Kritičen prerez za dokaz varnosti proti preboju predstavlja ploskev, ki je pravokotna na srednjo ravnino plošče oziroma temeljne stope in je določena s prej opisanim kritičnim obsegom porušne meje in učinkovito statično višino d_{eff} plošče oziroma temeljne stope. Pri spre-

menljivi debelini plošče d_{eff} šteje statična višina plošče na mestu porušne meje.

Pri dokazovanju varnosti proti preboju moramo dokazati, da je prečna sila na enoto dolžine v_{Ed} manjša ali enaka ustrezni odpornosti ogrožene ploskve na enoto dolžine $v_{Rd,c}$ oziroma $v_{Rd,cs}$ oziroma $v_{Rd,max}$. Če je prečna sila na enoto dolžine ploskve v_{Ed} manjša ali enaka strižni nosilnosti na enoto dolžine ogrožene ploskve $v_{Rd,c}$ (izraz 39):

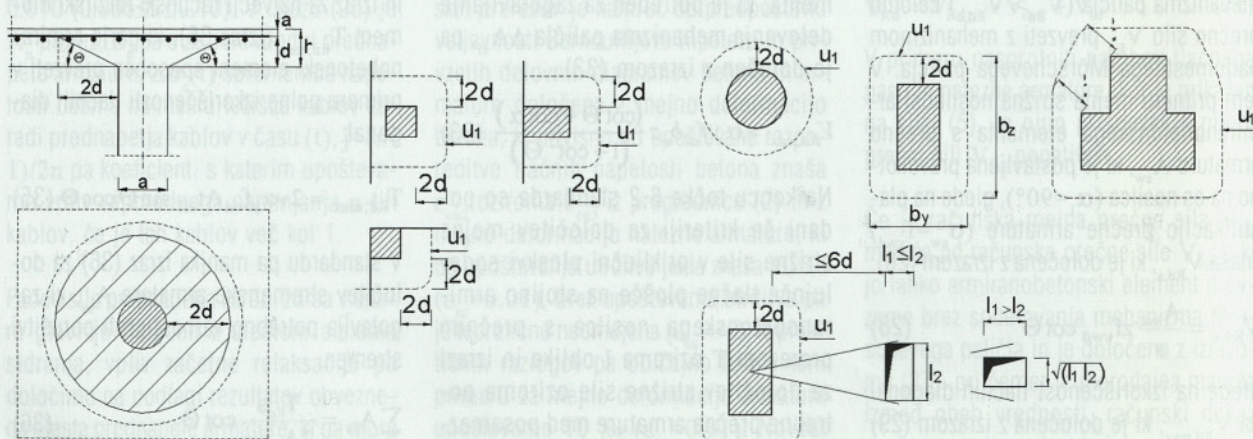
$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1} \leq v_{Rd,c} \quad (39)$$

posebna armatura za zagotavljanje varnosti proti preboju ni potrebna.

Za določitev strižne nosilnosti plošče na enoto dolžine ogrožene ploskve $v_{Rd,c}$ je v standardu podan ustrezen izraz v zaključeni obliki, pri katerem pa je tiskovna napaka. Namesto izraza (6.47) v standardu, bi moral biti izraz (40):

$$v_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.10 \sigma_{cp} \right] d \geq (v_{min} + 0.10 \sigma_{cp}) d \quad (40)$$

Prav tako je v standardu podan tudi izraz (6.52) za določitev strižne nosilnosti na enoto dolžine ogrožene ploskve, v



$$\Theta = \arctan(1/2) = 26.6^\circ$$

Slika 6: Porušni mehanizem v mejnem stanju nosilnosti pri preboju

primeru namestitve ustrezne armature pri preboju $v_{Rd,cs}$, pri katerem je tudi prišlo do tiskovne napake, ki bo po zagotovitvi sekretarja CEN/TC 250/SC2 odpravljena. Ustreznega izraza za določitev največje možne prečne sile na enoto dolžine ogroženega ploskve pa v standardu ni in ga bo potrebno še dodati. Pač pa so podana navodila za dokaz varnosti pri preboju v primeru ekscentričnega delovanja koncentrirane obtežbe oziroma reakcije stebra.

V točki 6.5 standarda so podana temeljna izhodišča in principi za računsko modeliranje vozlišč in elementov betonskih konstrukcij s tlačnimi oporami in nateznimi vezmi. Poleg podatkov o največjih dovoljenih računskih napetostih v tlačnih razporah je v standardu prikazanih

tudi nekaj praktičnih primerov računskega modeliranja takšnih elementov in vozlišč betonskih konstrukcij.

V točki 6.6 so navedeni principi za določitev potrebnih sidrnih dolžin in dolžin preklapov armatur nateznih vezi, v točki 6.7 pa je obravnavana lokalna nosilnost betonskih konstrukcij F_{Rdu} , ki je določena z izrazom (41):

$$F_{Rdu} = A_{co} F_{cd} \sqrt{A_{cl}/A_{co}} \leq 3.0 f_{cd} A_{co} \quad (41)$$

Pri tem je A_{co} ploskev na kateri deluje koncentrirana obtežba, A_{cl} ploskev, ki jo osno simetrično glede na ploskev A_{cl} lahko formiramo v okviru razpoložljivega okolnega betona, f_{cd} pa računska tlačna trdnost betona.

Utrujanje betonskih konstrukcij je obravnavano v točki 6.8. Analiza odpornosti betonskih konstrukcij na utrujanje izhaja iz predpostavke, da so elementi konstrukcije v natezni coni razpokani in da natezno nosilnost betona v računu zanemarimo, zadostimo pa pogojem kompatibilnosti deformacij. Različne pogoje sidranja mehke in prednapete armature upoštevamo z ustreznimi korekcijskimi faktorji. Podana je razmejitev med upoštevano statično in ciklično obtežbo, ki jo moramo upoštevati pri določanju odpornosti konstrukcije na utrujanje. Za tem je v standardu podan tudi praktičen potek postopka za preverjanje odpornosti jekla in betona oziroma betonskih konstrukcij na utrujanje.

(nadaljevanje v prihodnji številki)

PROJEKTIRANJE IN IZVAJANJE ZA VODO NEPREPUSTNIH KONSTRUKCIJ PO SISTEMU »BELIH KADI«

DESIGNING AND CONSTRUCTING OF WATERPROOF STRUCTURES USING A SYSTEM OF »WHITE TOMBS«

STROKOVNI ČLANEK

UDK 699.82 :624.012.4

MIROSLAV PREMROV, MILAN KUHTA, PETER KOREN, ALJAŽ VESENJAK

P O V Z E T E K Članek podaja nekatere teoretične podlage za projektiranje in izvajanje za vodo neprepustnih konstrukcij po sistemu »belih kadi«. V teoretičnem delu je pojasnjen pojem »bela kad« z namenom, da se zagotovi potrebna kakovost betona, geometrije elementov in omejevanja razpok. V drugem delu je podana primerjava stroškov med uporabo bele in črne kadi s priporočili uporabnikom. S člankom skušamo uporabnikom nekoliko olajšati delo pri projektiranju in izvedbi belih kadi in hkrati podati vpogled v smotrnost in ekonomičnost predstavljene izvedbe neprepustnosti za vodo.

S U M M A R Y The paper presents some theoretical bases for designing and constructing of waterproof structures using a system of »white tombs«. The theoretical part deals with the term »white tomb« with the intention to provide concrete quality, element geometry, and reduction of cracking. In the second part, a comparison of costs between the usage of white and black tombs is presented with the recommendations to users. With this paper we try to lighten the work by designing and constructing the white tombs and, at the same time, to present an insight in suitability and economy of the presented waterproof.

Avtorji:

Doc. dr. Miroslav Premrov, univ. dipl. inž. grad., Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, Maribor,
pred. Milan Kuhta, univ. dipl. inž. grad., oba Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, Maribor,
Peter Koren, univ. dipl. inž. grad., Ko-Biro, Mlinska ulica 32, Maribor,
Aljaž Vesenjaj, dipl. ing. gr., Lineal d.o.o., Ulica pohorskega bataljona 49, Maribor

1. UVOD

Pri gradnji objektov se je utrdil princip, da je potrebno s hidroizolacijo (tesnilnimi prevlekami) zaščititi vse horizontalne in vertikalne površine betonskih konstrukcij, ki so po končani gradnji v stalnem stiku z zemljino ali vodo. To stališče pomeni nepotrebne stroške in podaljšanje gradnje, saj je za izvedbo tesnilne

prevleke potrebna primerna izsušenost betonske površine. V zadnjem času ugotavljamo zlasti v tujini porast uporabe tehnologije "belih kadi", ki pa ji gradbena operativa v mnogih primerih ne sledi.

Zahvaljujoč možnostim, ki jih nudi sodobna tehnologija konstrukcij in še zlasti zaradi ekonomskih in časovnih pred-

nosti izvedbe konstrukcij iz za vodo neprepustnega betona brez tesnilnih prevlek, so pričeli v razvitih državah graditi vedno več gradbenih objektov, kjer so opustili tesnjenje konstrukcij proti transportu vode in vlage s tesnilnimi prevlekami (črna kad oz. črno tesnjenje). Namesto tega so pričeli uporabljati konstrukcije iz za vodo neprepustnega betona, ki jih zaradi barve betonske površine in vodo

neprepustnosti za vodo imenujemo tudi bela kad oz. belo tesnjenje.

1.1. DEFINICIJA POJMA »BELA KAD«

»Bela kad« lahko drugače imenujemo tudi konstrukcijo iz zunanjih sten in talne plošče kot zaprte konstrukcije iz za vodo neprepustnega betona. Pomembno je predvsem dejstvo, da razumemo razliko, med belo in črno kadjo. Osnovna razlika med belo in črno kadjo je predvsem v tem, da pri črni kadi tesnimo konstrukcijo s tesnilno prevleko, pri beli kadi pa tesnilne prevleke ne potrebujemo (sliki 1a in 1b).

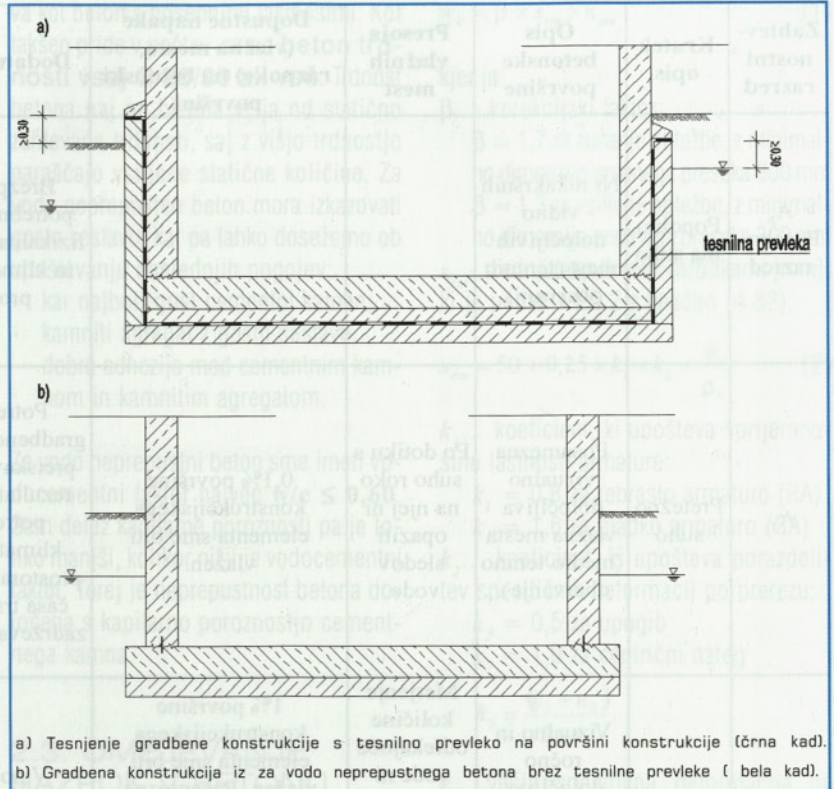
Bele kadi so toga tesnitev konstrukcije, ki jo zagotavlja sama nosilna konstrukcija, če je izvedena iz za vodo neprepustnega betona in z ustreznimi delovnimi ter dilatacijskimi stiki. Takšna konstrukcija ima dve vlogi, in sicer:

- nalogo nosilnosti,
- nalogo tesnjenja pri prehodu vode skozi konstrukcijo.

Potrebno pa se je zavedati, da za vodo neprepusten beton kot material še ne zagotavlja neprepustnosti konstrukcije, v katero je vgrajen, ampak je za to potrebnih še več tehničnih ukrepov. Projektant mora tako najprej ugotoviti, ali so dani vsi pogoji za uporabo konstrukcije iz za vodo neprepustnega betona, poskrbeti mora za ustrezno konstruktersko oblikovanje, geometrijo konstrukcije in za načrte vseh potrebnih stikov (delovnih, navideznih in dilatacijskih).

1.2. NAMEN IN UPORABA BELIH KADI

Bele kadi so primerne za preprečevanje prehoda vlage iz temeljnih tal v konstrukcijo in v primeru preprečevanja prehoda vode pod hidrostatskim pritiskom. Prav tako se uporabljajo oziroma so primerne za bazene in rezervoarje, saj preprečuje iztekanje vode iz njih. Njihova



Slika 1: Primerjava obeh načinov gradnje

va uporaba **je primerna** predvsem za naslednje primere:

- vse vrste temeljev in kletnih zidov,
- podporne in oporne zidove,
- krajne opornike premostitvenih objektov,
- temelje in dele stebrov pod koto terena,
- prepuste, podhode in podvoze na prometnicah,
- tunele v odprti gradbeni jami, galerije, jezove, bazene, ...

Uporaba belih kadi pa **ni primerna** predvsem v naslednjih primerih:

- kadar se znotraj prostorov, ki jih obodna konstrukcija omejuje, zahteva ekstremno nizka relativna vlaga zraka (takšni prostori so potrebni le za namestitve nekaterih elektronskih in električnih naprav ter za skladiščenje papirja),
- kadar stroji povzročajo močne dinamične obremenitve in bi zaradi stalnega tresenja lahko nastale dilatacijske razpoke po vsej debelini konstrukcije,
- kadar je obod konstrukcije izpostavljen preveč agresivni vodi za beton in armaturo.

2. PROJEKTIRANJE IN KONSTRUIRANJE BELIH KADI

Pri projektiranju belih kadi za zagotovitev neprepustnosti za vodo odločujoče vplivajo predvsem naslednja dejstva [ÖBV, 1999a]:

- določitev razreda zahtevane neprepustnosti za vodo,
- predpisane lastnosti betona,
- omejevanje razpok,
- geometrija elementov.

2.1. DOLOČITEV RAZREDA ZAHTEVANE NEPREPUSTNOSTI ZA VODO

Razred zahtevane neprepustnosti za vodo zunanje stene, krovne plošče in temeljne plošče lahko npr. določimo s po-

Zahtevnostni razred	Kratek opis	Opis betonske površine	Presoja vlažnih mest	Dopustne napake (vlažna mesta, razpoke) na betonski površini	Dodatni ukrepi	Zgledi uporabe	Izvedbe	
A _s Posebni razred	Popolno ma suho	Ni nikakršnih vidno določljivih mest (temnih obarvanj).			Brezpogojno potrebna gradb.-fizikalna preiskava in klimatiziranje prostora	Skladišča za blago, ki je izredno občutljivo na vlago	Konstrukcija iz za vodo neprepustnega betona	Neprepustne zaščitne stene
A ₁	Pretežno suho	Posamezna vizualno določljiva vlažna mesta (medlo temno obarvanje).	Po dotiku s suho roko na njej ni opaziti sledov vode.	0,1% površine konstrukcijskega elementa sme biti vlažen.	Potrebna je gradbeno-fizikalna preiskava, katere rezultat je lahko potreba po klimatiziranju prostora (npr. dalj časa trajajočem zadrževanju ljudi).	Prometni objekti z visokimi zahtevami. Bivalni prostori, skladišča, hišne kleti (skladišni prostori), prostori hišne tehnike s posebnimi zahtevami.		
A ₂	Rahlo vlažno	Vizualno in ročno določljiva posamezna lesketajoče se vlažna mesta na površini.	Merjenje količine odteka vode ni možno. Po dotiku z roko so na njej opazni sledovi vode.	1% površine konstrukcijskega elementa sme biti vlažen. Posamezne vodne lise, ki se na betonski površini posameznega konstrukcijskega elementa posušijo.	V posebnih primerih utegne biti potrebno klimatiziranje.	Garaže, prostori hišne tehnike (npr. kotlovnice, kolektorji), prometni objekti.		
A ₃	Vlažno	Voda izhaja po kapljicah; tvorba trakastih lis.	Količina odteka vode se lahko meri v lovilnih posodah.	Za stene, temeljne plošče in zaščitne stene velja: max. dopustna količina vode na vsako pomanjkljivo mesto oz. ne-delovne stike zaščitne stene znaša 0,2 l/h, pri čemer izstopanje vode na m ² stene v povprečju ne sme biti večje od 0,01 l/h.	Predvideti je treba ukrepe dreniranja.	Garaže (z dodatnimi ukrepi, npr. z drenažnimi koritnicami).		
A ₄	Mokro	Voda curlja iz posameznih mest v temeljnih ploščah, stenah in zaščitnih stenah	Količina odteka vode se lahko meri v lovilnih posodah.	Maksimalna dopustna količina vode na vsako pomanjkljivo mesto znaša 2 l/h, pri čemer izstopanje vode na m ² stene v povprečju ne sme biti večje od 1 l/h.	Predvideti je treba ukrepe dreniranja.	Zunanja lupina dvolupinske izvedbe.		

Preglednica 1: Razredi zahtevane neprepustnosti za vodo za zunanje stene, temeljne plošče in krovne plošče

močjo preglednice 1, ki je povzeta iz [ÖBV, 1999b]. Preglednica razvršča zahtevano neprepustnost oziroma količino transportirane vode, vlage in vodne pare skozi lupino konstrukcije v 5 razredov. Pri odločitvi je treba upoštevati zanesljive podatke o nivoju vode, ki pritiska na konstrukcijo. Določitev razreda neprepustnosti mora biti praviloma vnesena v pogodbene dokumente med investitorjem in izvajalcem, kjer se opredeli odgovornost izvajalca za kakovost izvedbe in morebitno kasnejšo sanacijo.

Neprepustnost za vodo je možno pričakovati, kadar so v betonski lupini morebitne natezne napetosti zaradi neugodnih kombinacij obtežb in vsiljenosti po velikosti manjše od napetosti, ki povzročijo razpoke, kar nam prikazuje enačba $\sigma_{td} \leq f_{ctm}$, [Eurocode 2, 1995]. S tem se tudi kaže glavna problematika dimenzioniranja belih kadi. Računsko upoštevanje vseh nastopajočih obtežb in vsiljenosti je težavno, še posebej zato, ker so v času dimenzioniranja nezadostno poznane vsiljene obremenitve. Popolne nerazpakanosti torej praktično ni mogoče doseči.

2.2. PREDPISANE LASTNOSTI BETONA

Za neprepustnost gradbenih konstrukcij ali gradbenih elementov je poleg ugodne konstrukcijske zasnove zelo pomembna tudi uporaba primerne betona, ki je ob pravilni sestavi in obdelavi že sam po sebi lahko neprepusten za vodo brez dodatkov za tesnjenje. Za vodo neprepusten beton mora biti preverjen s predhodnimi raziskavami. Karakteristične vrednosti betona, ki vplivajo na nastanek razpok in s tem na vodoprepustnost so predvsem:

- razvoj natezne trdnosti,
- modul elastičnosti in porušna specifična deformacija,
- razvoj toplote, toplotna prevodnost, temperaturni raztezni koeficient,
- krčenje, lezenje in relaksacija.

Za vodo neprepusten beton se obravna-

va kot beton s posebnimi lastnostmi. Kot takšen pride v poštev samo **beton trdnosti vsaj C 25/30 ali več**. Trdnost betona naj ne bi bila višja od statično zahtevane trdnosti, saj z višjo trdnostjo naraščajo vsiljene statične količine. Za vodo neprepusten beton mora izkazovati gosto sestavo, kar pa lahko dosežemo ob upoštevanju naslednjih pogojev:

- kar najbolj gost cementni kamen,
- kamniti agregat z gosto sestavo,
- dobra adhezija med cementnim kamnom in kamnitim agregatom.

Za vodo neprepustni beton sme imeti vodocementni faktor največ **$w/c \leq 0,60$** . Sam delež kapilarne poroznosti pa je toliko manjši, kolikor nižji je vodocementni faktor. Torej je neprepustnost betona določena s kapilarno poroznostjo cementnega kamna.

2.3. OMEJEVANJE RAZPOK V BETONU

Gradbeni elementi oz. celotna konstrukcija je za vodo neprepustna šele takrat, ko nastale razpoke ne dovoljujejo prehoda vode skozi element. Razpoka širine 0,1 mm se zapre že v nekaj urah, v glavnem z nabrekanjem betona in samozatesnitvijo. Razpoka širine 0,2 mm se prav tako zapre po nekaj dnevih in doseže enako neprepustnost kot razpoka širine 0,1 mm, le da je potreben daljši čas. Razpoka širine 0,3 mm pa niti po sedmih dneh ne doseže neprepustnosti, zato ni možno pričakovati samozatesnitve. Iz tega sledi, da se lahko AB konstrukcije označijo kot za vodo neprepustne, kadar so širine razpok omejene na maksimalno **$w_k \leq 0,2$ mm** in če je bila uporabljena ustrezna tehnologija izdelave in vgradnje betona.

Izračun karakteristične širine razpoke (w_k) po EC2

Izračun podajamo le informativno kot prikaz, kako izračunati maksimalno odprtino natezne razpoke po predpisih EC2. Karakteristična širina razpoke je po EC2 definirana z enačbo (4.80):

$$w_k = \beta \times s_{rm} \times \varepsilon_{sm} \quad (1)$$

kjer je:

β - korekcijski faktor:

$\beta = 1,7$ za zunanje obtežbe, z minimalno dimenzijo prečnega preseka 800 mm

$\beta = 1,3$ za vsiljene obtežbe, z minimalno dimenzijo prečnega preseka 300 mm

s_{rm} - srednji razmik med razpokami [mm], ki je podan v EC 2 z enačbo (4.82):

$$s_{rm} = 50 + 0,25 \times k_1 \times k_2 \times \frac{\phi}{\rho_r} \quad (2)$$

$k_1, \dots$ koeficient, ki upošteva prijemnostne lastnosti armature:

$k_1 = 0,8$ za rebrasto armaturo (RA)

$k_1 = 1,6$ za gladko armaturo (GA)

$k_2, \dots$ koeficient, ki upošteva porazdelitev specifičnih deformacij po prerezu:

$k_2 = 0,5$ za upogib

$k_2 = 1,0$ za centrični nateg

$$k_2 = \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{2 \times \varepsilon_1}$$

$\varepsilon_1, \dots$ večja specifična deformacija na robu obravnavanega prereza

$\varepsilon_2, \dots$ manjša specifična deformacija na robu obravnavanega prereza

$\Phi, \dots$ premer armaturne palice v mm

$\rho_r, \dots$ efektivni količnik armiranja, ki je definiran kot razmerje med prerezom natezne armature in efektivnim prerezom betona v natezni coni.

$\varepsilon_{sm}, \dots$ povprečna specifična deformacija natezne armature.

Pri obravnavi razpok je poleg običajnih obtežb potrebno zmeraj upoštevati tudi deformacije kot posledico vsiljenih obremenitev, ki jih povzročajo:

- oddajanje hidrationske toplote,
- oviranje deformacije, ki so posledica temperature,
- oviranje deformacije zaradi krčenja,
- diferenčni posedki podpor.

Velikost teh vsiljenih deformacij je možno zmanjšati z naslednjimi ukrepi:

- konstruktivni ukrepi (npr. ravna spodnja ploskev temeljev, namestitve drsnih slojev),
- tehnološki ukrepi pri sestavi betona (npr. sestava betona z nizko vsebnostjo

jo cementa, uporaba cementa z nizko hidratacijsko toploto),

- tehnični ukrepi pri izvedbi (npr. sveži beton z nizko temperaturo, zaščita betona proti prehitremu ohlajevanju in izsušitvi).

2.4 GEOMETRIJA ELEMENTOV

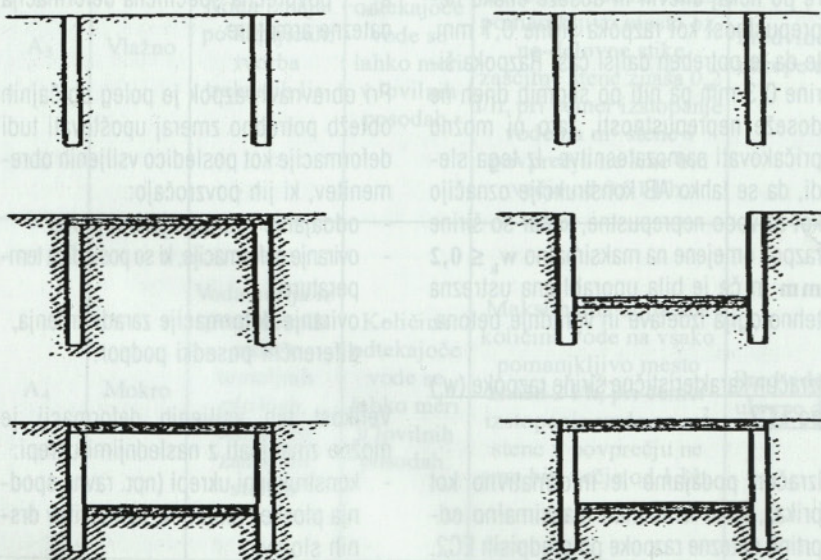
Z definiranjem geometrije konstrukcije (dolžina, širina, višina, debelina) vpliva projektant na njeno deformabilnost in na njeno nagnjenost k nastanku razpok. Belih kadi ni dovoljeno graditi na improviziran način z odločitvami vodstva gradbišča, pač pa je treba že v projektu in pred pričetkom gradnje:

- preučiti obliko konstrukcije kot celote in njenih posameznih sestavnih elementov,
- izvesti uskladitev projekta in terminskega plana gradnje,
- določiti dimenzije posameznih gradbenih odsekov in elementov pri fazi gradnji, vključno z zaporedjem betoniranja,
- določiti razporeditev in izvedbo stikov,
- uskladiti opazne sisteme z zahtevami projekta,
- uskladiti sestavo in tehnologijo betona z zahtevami projekta.

Na splošno je potrebno težiti k temu, da je geometrija konstrukcije v vseh ravni- nah čim enostavnejša, enotna in geometrijsko enostavno razčlenjena, ker to ugodno vpliva na čim manjše vsiljenosti in koncentracije napetosti. Te namreč vedno nastanejo na mestih hitrih sprememb debeline, višine, širine, odprtin z ostrimi vogali ter na lomih osi elementov. Pomembna je tudi minimalna debelina elementa, ki je npr. po [ÖBV, 1999a]:

- podložni oz. izravnalni beton: $d \geq 5$ cm,
- talne plošče oz. temeljno armirane betonske plošče: $d \geq 25$ cm,
- stene iz armiranega betona: $d \geq 30$ cm.

Predvsem se je potrebno izogibati predeblih elementov, ker razvijejo visoko hidratacijsko toploto in s tem velike ovirane deformacije, za kar pa je potrebno več armature, da omejimo širino razpok. Optimalne razmere je moči doseči z debelinami med 30 in 50 cm. Ker ni mogoče zgraditi konstrukcije, ki ne bi bila izpostavljena vsiljenim obremenitvam, so večinoma edina rešitev dilatacijski, navidezni in delovni stiki. Seveda pa se s pretiravanjem pri le-teh moti funkcionalnost in ekonomičnost konstrukcije ter povečuje število šibkih in občutljivih točk v konstrukciji.



Slika 3: Enolupinska bela kad z integriranimi stenami za ograditev gradbene jame

3. NAČINI GRADNJE BELIH KADI

Po načinu gradnje ločimo **enolupinske** in **dvolupinske izvedbe**. Izbor načina je odvisen od vrste robnih pogojev v odvisnosti od klasificiranja gradbene konstrukcije, prostorskih pogojev, zahtev po ohranitvi prehoda preko gradbene jame, zahtev v polprostoru, razmer v zvezi s podtalnico in ekonomskih zahtev. V nadaljnjem tekstu na kratko podajamo oba načina gradnje.

3.1. ENOLUPINSKA GRADNJA

Lupina je edina, ki prevzame nosilno in tesnilno funkcijo, in sicer v času gradnje, kakor tudi po končani gradnji. Takšna gradnja se lahko izvede v odprti gradbeni jami s poševnimi brežinami izkopa ali pa pod zaščito ustreznega zavarovanja gradbene jame, ki se v končnem stanju zopet odstrani (npr. zagatnice) ali opusti brez funkcije. Enolupinske konstrukcije lahko sestojijo tudi iz monolitnih zagatnih sten ali sten iz tesnih uvrtnih kolov, če se te stene v končnem gradbenem stanju integrirajo v nosilno enolupinsko konstrukcijo (slika 3). Za vodo neprepustni priključek talne plošče in krovnne plošče na stene za ograditev gradbene jame je odločilen za funkcionalno uporabnost konstrukcije, zato ga je treba skrbno sprojektirati in izvesti.

3.2. DVOLUPINSKA GRADNJA

Značilnost dvolupinskih konstrukcij je, da zunanja lupina služi kot konstrukcija za varovanje gradbene jame, v končnem stanju pa ima isto funkcijo kot v fazi gradnje, in sicer prevzem zemeljskega pritiska in zagotavljanje neprepustnosti za vodo (slika 4). Tesnilna funkcija se v tovrstnih sistemih, z integriranimi stenami za ograditev gradbene jame, v končnem stanju vedno nameni notranji lupini. Pri takšnih konstrukcijah torej odpadeta vo-

dotesna priključka talne in krovne plošče na steno za ograditev gradbene jame.

4. PREDNOSTI IN SLABOSTI BELIH KADI TER PRIKAZ EKONOMIČNOSTI V PRIMERJAVI S KLASIČNO GRADNJO (ČRNA KAD)

4.1. PREDNOSTI IN SLABOSTI BELIH KADI V PRIMERJAVI S ČRNO KADJO

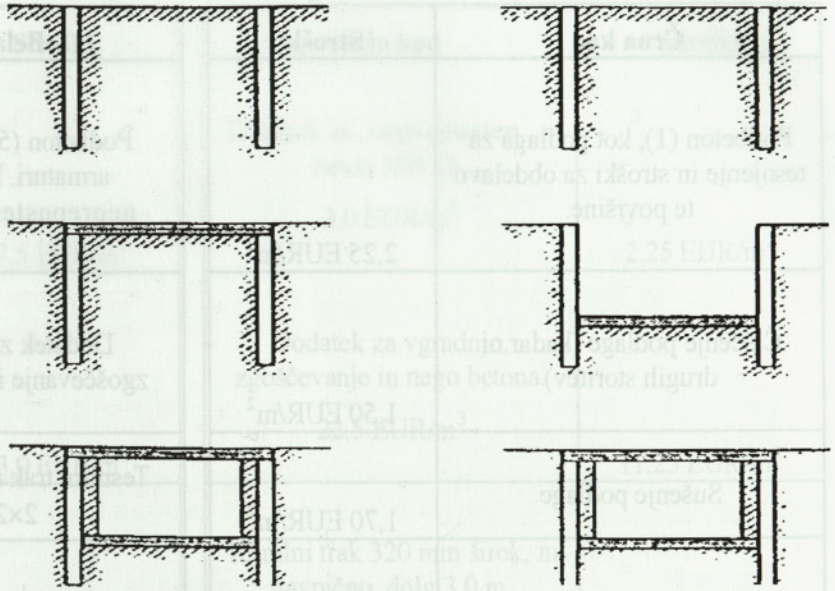
Na kratko bomo podali osnovne prednosti in pomankljivosti belih kadi glede na klasični način gradnje z neprepustno tesnilno prevleko, poznan kot črna kad.

Prednosti belih kadi so predvsem:

- enostavnejša konstrukcija v primerjavi s črno kadjo,
- beton prevzame istočasno nosilno in tesnilno funkcijo,
- poenostavljena statična in konstruktivna zasnova konstrukcije, ker se ni potrebno ozirati na dopustne pritiske na površino konstrukcije ali zmanjšano trenje zaradi tesnilne prevleke,
- skrajšanje časa gradnje in zmanjšana odvisnost od vremenskih pogojev, ki je zelo velika pri konstrukcijah s tesnilno prevleko,
- prihranek pri gradbenih stroških,
- enostavna ugotovitev lokacije morebitnih prepustnih razpok, stikov ali ploskev in s tem tudi enostavnejša sanacija,
- bele kadi se praviloma ne drenirajo, seveda pa je potrebno natančno poznati nivo podtalnice.

Slabosti oz. pomanjkljivosti belih kadi so predvsem:

- gradbeni elementi konstrukcije morajo biti konstruirani in izvedeni tako, da ostanejo po možnosti brez prevelik razpok, kar pa zahteva skrbnejše projektiranje in izvedbo,
- dilatacijski stiki morajo biti tesnjeni



Slika 4: Dvolupinska izvedba betonske konstrukcije z integriranimi stenami za ograditev gradbene jame

s posebnimi konstrukcijskimi rešitvami,

- dimenzije gradbenih elementov, prireditev opažev in armature morajo biti premišljeno podrejene potrebam, ki zagotavljajo enostavnost betonerskih del,
- kljub neprepustnosti betona je treba upoštevati dejstvo, da v neprepustnem betonu stalno poteka proces kapilarnega transporta vlage in difuzije vodne pare, s tem pa se ustvarja znotraj tesnjenih prostorov povečana relativna vlažnost zraka, kar je potrebno upoštevati pri sami uporabi notranjih prostorov.

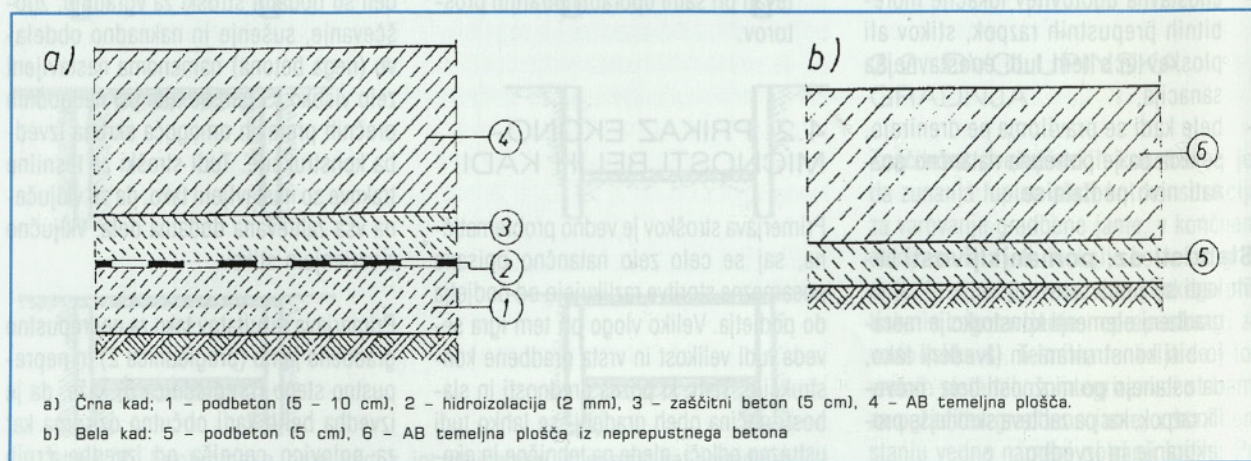
4.2. PRIKAZ EKONOMIČNOSTI BELIH KADI

Primerjava stroškov je vedno problematična, saj se celo zelo natančno opisane posamezne storitve razlikujejo od podjetja do podjetja. Veliko vlogo pri tem igra seveda tudi velikost in vrsta gradbene konstrukcije. Tisti, ki pozna prednosti in slabosti načina obeh gradenj, se lahko tudi ustrezno odloči, glede na tehnične in ekonomske prednosti in slabosti.

V informacijo podajamo primerjavo stroškov za belo in črno kad za neprepustno gradbeno dno (preglednica 2) glede na sestavo po sliki 5 in neprepustno steno (preglednica 3) glede na sestavo po sliki 6. Primerjave so povzete po [Lohmeyer, 1994]. Vrednosti v obeh preglednicah so zaokrožene in ne vsebujejo stroškov za ureditev gradbišča ali posebnih konstrukcij. Vendar pa sama višina stroškov niti ni pomembna, saj se je potrebno osredotočiti le na primerjavo cen. Poučeno je na izračunu stroškov za tesnilne prevleke in za tesnilna dela. Pri belih kadih so dodatni stroški za vgradnjo, zgoščevanje, sušenje in naknadno obdelavo (nega betona) namenoma nastavljeni zelo visoko. S tem se tudi pri neugodnih prečnih prerezih omogoča skrbna izvedba konstrukcije. Tudi stroški za tesnilne trakove so nastavljeni tako, da so vključena vsa zahtevana dodatna dela, vključno z varjenjem stikov.

Primerjava rezultatov tako za neprepustno gradbeno jamo (preglednica 2) in neprepustno steno (preglednica 3) kaže, da je izvedba belih kadi občutno oziroma kar za polovico cenejša od izvedbe črnih kadi!

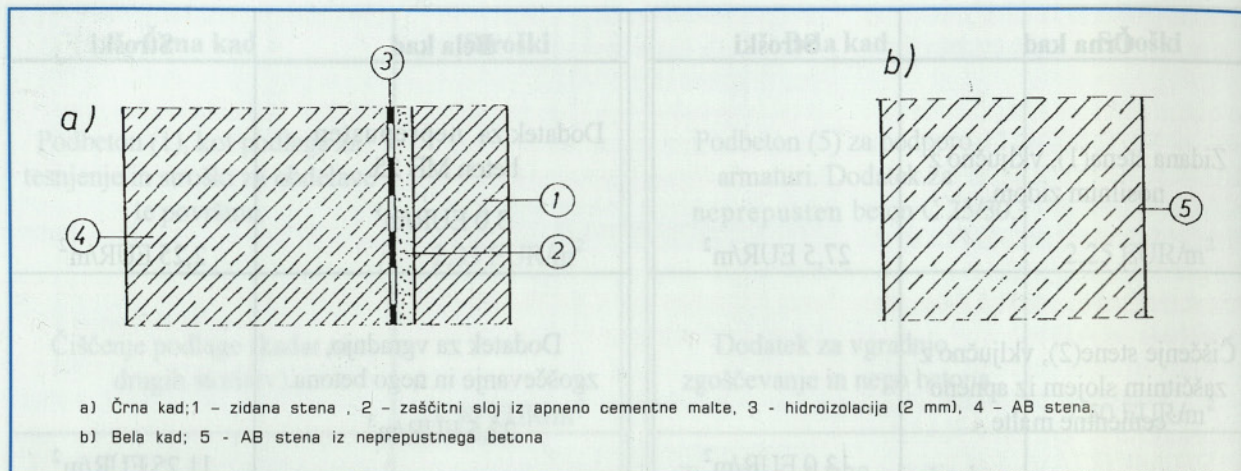
Črna kad	Stroški	Bela kad	Stroški
Podbeton (1), kot podlaga za tesnjenje in stroški za obdelavo te površine.	2,25 EUR/m ²	Podbeton (5) za podporo armaturi. Dodatek za neprepusten beton C 25/30.	2,25 EUR/m ²
Čiščenje podlage (kadar ni drugih storitev)	1,50 EUR/m ²	Dodatek za vgradnjo, zgoščevanje in nego betona	7,50 EUR/m ²
Sušenje podlage	1,70 EUR/m ²	Tesnilni trak 320 mm širok, 2×20 m	4,0 EUR/m ²
(2)1- krat premaz z ibitolom + 1 krat vroči premaz z bitumensko maso + 1 krat plast strešne lepenke + 1 krat vroči premaz z bitumensko maso. (HI)	28,0 EUR/m ²	Armatura za preprečevanje predpisanih razpok ϕ 8 mm. e = 10 cm = 10,06 cm ² /m ² 7,9 kg/m ²	
Zaščitni beton (3) d = 5 cm	9,80 EUR/m ²		7,90 EUR/m ²
Σ=43,25 EUR/m²		Σ = 21,65 EUR/m²	

Preglednica 2: Primerjava stroškov za 50 cm debelo neprepustno gradbeno dno

Slika 5: Sestava bele in črne kadi za obravnavano temeljno ploščo debeline 50 cm

M. PREMROV, M. KUHTA, P. KOREN, A. VESENJAK: Projektiranje in izvajanje za vodo neprepustnih konstrukcij po sistemu "belih kadi"

Črna kad	Stroški	Bela kad	Stroški
Zidana stena(1), vključno z nosilnim zidom	27,5 EUR/m ²	Dodatek za neprepusten beton MB 25. 3,0 EUR/m ³	2,25 EUR/m ²
Čiščenje stene(2), vključno z zaščitnim slojem iz apneno cementne malte	13,0 EUR/m ²	Dodatek za vgradnjo, zgoščevanje in nego betona. 22,5 EUR/m ³	11,25 EUR/m ²
Sušenje podlage	1,70 EUR/m ²	Tesnilni trak 320 mm širok, in navpično dolg 3,0 m. 30m ² ×80, - EUR/m	4,0 EUR/m ²
(3) 1- krat premaz z ibitolom + 1 krat vroči premaz z bitumensko maso + 1 krat plast strešne lepenke + 1 krat vroči premaz z bitumensko maso. (HI)	36,0 EUR/m ²	Tesnilni trak vodoraven 1,0 m. 30m ² ×80, - EUR/m	13,35 EUR/m ²
Glajenje površine	1,15 EUR/m ²		
Sorazmerna težavnost pri polaganju jekla za stenski opaz, podpiranje stene	3,40 EUR/m ²	Armatura (za preprečevanje predpisanih razpok, in sicer znotraj in zunaj vodoravno). ϕ 8 mm. e = 10 cm = 10,06 cm ² /m ² 7,9 kg/m ² × 1000 EUR	7,90 EUR/m ²
	Σ = 82,75 EUR/m²		Σ = 38,75 EUR/m²

Preglednica 3: Primerjava stroškov za 50 cm debelo in 3 m visoko neprepustno steno



Slika 6: Sestava bele in črne kadi za obravnavano steno debeline 50 cm

5. SKLEP

Bele kadi so v svetu splošno priznan način gradnje, ki je uporaben praktično pri vseh vrstah gradbenih konstrukcij s področja visokih in nizkih gradenj. V Sloveniji je v gradbeništvu še vedno splošno razširjena praksa, da se masovno projektirajo tesnilne prevleke (črno tesnjenje) tudi na tistih elementih, pri katerih neprepustnost za vodo sploh ni potrebna (npr. stebri pod nivojem terena). Glavni razlog za uporabo tesnilnih prevlek je, da se z njo zaščiti armatura pred korozijo. Naša ugotovitev, podkrepjena s predstavljeno primerjalno eko-

nomsko analizo stroškov je, da je tovrstna zaščita nepotrebna, sredstva, porabljena za ta namen, pa bi bilo smotrnejše nameniti kakovostnejši izvedbi drugih del (npr. pri stroških za negovanje betona).

Možen razlog za relativno nizko razširjenost izvedbe belih kadi v Sloveniji je predvsem ta, da je ta tehnologija zahtevnejša, saj zahteva predvsem veliko znanja in natančnejšo izvedbo kakor v primeru črnih kadi. Veliko pozornost je potrebno posvetiti pravilni zasnovi objekta z ustreznimi konstrukterskimi rešitvami, istočasnim natančnim upoštevanjem statičnih vplivov na konstrukcijo (obtež-

be, vsiljenosti) ter spoštovanjem tehnoloških zahtev gradnje. S tako zasnovano konstrukcijo omogočimo investitorju znižanje gradbenih stroškov, skrajšanje časa gradnje, višjo tehnično kakovost, boljše uporabne lastnosti objekta in nižje stroške vzdrževanja kot pri gradnji s tesnilnimi prevlekami.

V predstavljenem članku smo želeli podati nekatere bistvene napotke glede omenjenih dejstev z namenom, da uporabnikom nekoliko olajšamo delo in hkrati podamo vpogled v smotrnost in ekonomičnost predstavljene izvedbe neprepustnosti za vodo.

LITERATURA

Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, 1995.

Lohmeyer, G., Weiße Wannen einfach und sicher 3.Auflage – Düsseldorf Beton – Verlag, 1994.

ÖBV: Fortbildung, Einführung in die neue Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen, Wien, 1999a.

ÖBV: Richtlinie, Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen, Wien, 1999b.

KOLEDAR PRIREDITEV

28.7. - 30.7.2003

International Conference
on Problematic Soils
Nottingham, Anglija
www.cipremier.com
cipemier@singnet.co.sg

28.7. - 8.8.2003

Vespucci Initiative Summer School on GIS
Firenze, Italija
www.geospatialpartners.com/vespucci/school.html
2003summer@vespucci.org

24.8. - 27.8.2003

25th International Baltic Road Conference and Exhibition
Vilnius, Litva
www.balticroads.org/conference/en/

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

27.8. - 29.8.2003

12th New Zealand Roadmarkers Federation and RIAA Conference / Exhibition
Auckland, Nova Zelandija
www.nzrf.co.nz
alister@nzrf.co.nz

28.8. - 29.8.2003

28th Conference on Our World in Concrete and Structures
Singapur, Singapur
www.cipremier.com
cipremier@singnet.co.sg

4.9. - 8.9.2003

Building & Modernizing
34th Swiss Trade Fair
Building & Modernizing
Zürich, Švica
www.fachmessen.ch
info@fachmessen.ch

8.9. - 12.9.2003

FEHAB Anamaco 19th international construction material fair
Sao Paulo, Brazilija
www.guazelli.com.br

9.9. - 12.9.2003

MALBEX 2003 The 20th Malaysian International Building Exposition
Kuala Lumpur, Malezija
www.nucciainvernizzi.it
info@nucciainvernizzi.it

10.9. - 17.9.2003

MOS Celje Mednarodni obrtni sejem
Celje, Slovenija
www.ce-sejem.si

14.9. - 18.9.2003

2nd International Building Physics Conference
Leuven, Belgija
www.ti.kviv.be/conf/buildphys.htm
buildphys@conferences.ti.kviv.be

16.9. - 19.9.2003

Jesenski mednarodni zagrebški velesejem
Zagreb, Hrvaška
www.zv.hr
zagvel@zv.hr

17.9. - 20.9.2003

Building Integration Solutions
Austin, Texas, ZDA
www.asce.org/conferences/aei2003
AEI2003@aeiinstitute.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

30.9. - 5.10.2003

CERSAIE 2003
International Exhibition of Ceramics for the Building Industry and Bathroom Furnishings
Bolonija, Italija
www.cersaie.it
info@edicer.it

5.10. - 7.10.2003

Tall Buildings and Transparency
International Conference
Stuttgart, Nemčija
www.ctbuh-stuttgart.de
info@ctbuh-stuttgart.de

15.10. - 19.10.2003

SAIE 2003
International Show of Building Technology
Bolonija, Italija
www.saie.bolognafiere.it
saie@bolognafiere.it

19.10. - 25.10.2003**XXIIInd PIARC World
Road Congress**

Durban, Južna Afrika

www.wrc2003.com

wrc2003@nra.co.za

17.11. - 19.11.2003**International Sympo-
sium on Performance
Based Design of Con-
trolled Structures**

Tokyo, Japonska

www.aij.or.jp/eng/events/TG44JSSI.pdf

kani@jssi.ne.jp

19.11. - 21.11.2003**SASBE 2003****CIB 2003 International
Conference on****Smart and Sustainable
Built Environment**

Brisbane, Avstralija

www.sasbe2003.qut.com

sasbe2003@qut.com

www.isarc2003.bwk.tue.nl

isarc2003@bwk.tue.nl

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

Igor Kodre, Procesna analiza izdelave projektne dokumen-
tacije z vidika projektnih portalov, mentor izr. prof. dr. Žiga Turk,
somentor asis. dr. Tomo Cerovšek

Tomaž Pazlar, Računalniški program za račun stebrov v AB
montažnih konstrukcijah, mentor prof. dr. Janez Duhovnik,
somentor asist. mag. Vid Marolt

Petar Žeželj, Projektni portali za gradbeništvo, mentor izr.
prof. dr. Žiga Turk, somentor asis. dr. Tomo Cerovšek

MAGISTRSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Polonca Ajdrejčič Mušič, Osnove za določitev dinamike
vlaganj v izgradnjo državnega kolesarskega omrežja, mentor izr.
prof. dr. Tomaž Kastelic, somentor asist. dr. Peter Lipar

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Zmago Bezenšek, Sistem večetažne lesene gradnje, men-
tor pred. Benedikt Boršič

Matej Dežman, Sovprežni cestni most razpona L=20m,
mentor pred. Boris Visočnik,
somentor izr. prof. dr. Stojan Kravanja, doc. dr. Miroslav
Premrov

Simon Frumen, Tehnologija narivanja v mostogradnji,
mentor doc. dr. Andrej Štrukelj

Borut Gomboši, Izvedba hidroizolacij premostitvenih
objektov, mentor pred. Samo Lubej,
somentor doc. dr. Andrej Štrukelj

Robert Hauptman, Jekleni most razpona L=60 m, men-
tor izr. prof. dr. Stojan Kravanja,
somentor pred. Boris Visočnik

Andrej Kastelic, Sovprežni most razpona L=35m, mentor
pred. Boris Visočnik,
somentor izr. prof. dr. Stojan Kravanja, doc. dr. Miroslav
Premrov

Igor Kastelic, Sovprežni most razpona L=30m, mentor pred.
Boris Visočnik,
somentor izr. prof. dr. Stojan Kravanja, doc. dr. Miroslav
Premrov

Jože Repnik, Proizvodnja adhezijsko prednapetih elemen-
tov in njihova uporaba pri montažni gradnji,
mentor doc. dr. Andrej Štrukelj

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

IZ DEJAVNOSTI ZVEZE IN DRUŠTEV GITS

SKUPNA SEJA IZVRŠNEGA, NADZORNEGA IN UREDNIŠKEGA ODBORA ZDGITS 18. JUNIJA 2003 V KOPRU

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS) je zabredla v hude finančne težave, ki jih ne bo mogoče rešiti brez širšega gradbeniškega zaledja in brez jasnega odgovora na vprašanje: ali hočejo gradbeniki svojo stanovsko zvezo ohraniti ali jo razpustiti?

Problemi se kopičijo že vrsto let, ker pa se niso reševali sproti in učinkovito, so se še poglobili. Edino za kontinuiteto izhajanja Gradbenega vestnika, članskega glasila in osrednje slovenske strokovne revije s področja gradbeništva, se je našla delna rešitev s pomočjo Upravnega odbora Matične sekcije gradbenih inženirjev (MSG) pri Inženirski zbornici Slovenije (IZS) pod predsedstvom Gorazda Humarja. UO MSG se je konec leta 2000 odločil, da bodo Gradbeni vestnik prejemali vsi člani MSG-IZS, za kar bo MSG-IZS iz članarine IZS plačevala naročnino, postala soizdajateljica revije ter s svojimi člani v uredniškem odboru pomembno vplivala na odločitve pri vsebini, obliki in trženju revije.

Kljub temu je ZDGITS leto 2001 in leto 2002 zaključila z izgubo in negativno stanje prikazuje tudi poročilo za prvih pet mesecev leta 2003. Izguba znaša že 3.304.318,00 SIT.

Zaradi navidezne nerešljivosti finančnega in drugih problemov ter velike moralne odgovornosti do 52 let stare dediščine številnih generacij tehnikov in inženirjev gradbene stroke, ki so za Zvezo veliko prispevali in se po drugi strani iz vira njenih bogatih dejavnosti tudi vsa pretekla leta napajali, je njen sedanjí predsednik, Marjan Vengust, sklical krizno sejo in 18. junija 2003 k skupnemu omizju povabil poleg članov Izvršnega odbora še člane Nadzornega odbora in Uredniškega odbora Gradbenega vestnika, z namenom, da bi soočili poglede in stališča do danih razmer in skupaj poiskali najustreznejše rešitve pri vprašanju obstoja Zveze. Seja je potekala v soorganizaciji DGIT Koper v prostorih Luke Koper, katere vodstvo je

omogočilo, da so si prisotni po končani seji lahko njene objekte tudi organizirano ogledali.

Osnovno vprašanje, zakaj so člani v tem kočljivem tranzicijskem obdobju zanemari-li svojo stanovsko organizacijo, je na seji že v uvodni razpravi postavil predsednik DGIT Koper, Pavle Kovačič, ki ocenjuje, da temu botruje pojav ustanovitve IZS, katera s podeljevanjem pooblastil ponuja svojim članom praktične prednosti. Zato po njegovem večina ne vidi razloga in potrebe po dodatni organiziranosti v stanovski zvezi in društvih, čeprav imata obe organizaciji glede na organiziranost, vsebino in pomen svoje mesto v družbi. IZS je javnopravna oseba in ima z zakonom predpisane naloge, ZDGITS pa je društvo in zato zasebnopravna oseba. Predsednik DGIT Velenje, Matija Blagus, je ocenil, da so osnovni vzroki nastalih problemov pri ZDGITS in njenih članih, ki so regionalna in specializirana društva GIT in v neurejenih odnosih med njimi, ki so tudi finančnega značaja. Dejstvo je, da društva že desetletje ne odvajajo Zvezi članarine za njene dejavnosti in da so razmerja med društvi in Zvezo tudi v statutu Zveze slabo opredeljena. Odločno se je zavzel za ohranitev Zveze, predlagal je posodobitev statuta in čimprejšnji sklic skupščine.

Vse njegove pobude so dobile podporo in

njegovi predlogi so bili na seji sprejeti v skupnem sklepu. Na predlog predsednika ZDGITS, Marjana Vengusta, je sklic skupščine predviden zgodaj jeseni. Novi statut ZDGITS bo do tedaj pripravila delovna komisija, v katero so na seji imenovali Borisa Pečenka, Matijo Blagusa in Boruta Gostiča. Po obravnavanem in sprejetem finančnem poročilu je bilo tudi sklenjeno, da bo Izvršni odbor pisno predstavil problem obstoja ZDGITS in izdajanja Gradbenega vestnika ter ga s prošnjo za finančno pomoč, v obliki sponzoriranja ali naročil reklamnih oglasov v reviji, poslal nekaterim ključnim gradbenim podjetjem in družbam v Sloveniji.

Za redno izhajanje Gradbenega vestnika bosta še naprej skrbeli obe izdajateljici, ZDGITS in MSG-IZS. Načrtov o oblikovni in vsebinski prenovi revije ne bosta opustili, vendar bosta, po predlogu glavnega in odgovornega urednika Janeza Duhovnika, za pocenitev izdajateljskih stroškov najprej poiskali najcenejšega tiskarja, za kar je že izdelan predlog za poziv tiskarjem.

Seja se je glede na dramatičnost položaja končala presenetljivo spodbudno in zbrana družba najbolj prizadevnih funkcionarjev ZDGITS je srečanje zaključila z zdravico. Čas bo pokazal, da je bila izrečena od srca.

Anka Holobar, strokovna služba ZDGITS





vabilo na 25. zborovanje
gradbenih konstruktorjev Slovenije



Rogaška Slatina, Kulturni center
23.-24. oktober 2003



Priprava prispevkov

Vabimo vas, da s področja svojega delovanja za zborovanje pripravite prispevek, ki ga boste lahko predstavili ustno ali s posterji, ki bodo nameščeni v preddverju dvorane. V publikaciji bomo objavili vse sprejete pisne prispevke ne glede na to ali bodo predstavljeni ustno ali s posterjem.

Avtorje prispevkov prosimo da nam do **15. avgusta 2003** sporočite naslov svojega prispevka s kratkim povzetkom predvidene vsebine in naslovom avtorja oziroma avtorjev, če jih je več. Povzetek naj ne presega 150 besed. O sprejemu predlaganega prispevka boste pisno obveščeni do konca avgusta 2003. Hkrati boste prejeli tudi navodila za pripravo prispevkov. Prispevke pošljite na naslov: Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev, Jamova 2, 1000 Ljubljana.

Prijava

Svojo udeležbo na zborovanju prijavite s tem, da nam pošljete izpolnjeno prijavo, ki jo odrežete od tega vabila in nakažete potrebno kotizacijo. Kotizacijo nakažite na tekoči račun Slovenskega društva gradbenih konstruktorjev **02085-0015319187** s pripisom za 25. zborovanje gradbenih konstruktorjev. Prijavi priložite potrdilo o plačani kotizaciji.

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

Kotizacija

Kotizacija za udeležbo na zborovanju, v kateri so zajeti stroški organizacije in publikacije zborovanja, kakor tudi stroški družabnega srečanja, znaša **34.000 SIT** na osebo v primeru plačila do **10. 10. 2003**, oziroma **39.000 SIT** v primeru kasnejšega plačila. Za upokoјence in študente znaša kotizacija **15.000 SIT**. Kotizacija je prenosljiva na drugo osebo, ne bomo je pa vračali. Avtorji prispevkov pri kotizaciji nimajo popusta.

Promocija dejavnosti

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

Prijava za 25. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije 23. in 24. oktobra 2003

Ime in priimek: _____

Davčna številka: _____

Podjetje oz. ustanova: _____

Podpis: _____

Naslov: _____

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

Telefon: _____

E-mail: _____

Potrdilo o plačani kotizaciji je priloženo.